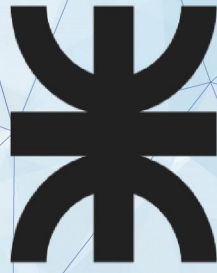




INSTITUTO DE EDUCACIÓN SUPERIOR
FACULTAD DE CIENCIAS MÉDICAS
CIUDAD DE CHAJARÍ - ER

BACCON, Martín Daniel
COLLIARD, Sofía Jazmín
CORREA VENGUIARRUTTI, María Paula
SILVA, Walter Maximiliano



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL CONCEPCIÓN DEL URUGUAY**

**INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO FINAL DE CARRERA**

**INSTITUTO DE EDUCACIÓN SUPERIOR
FACULTAD DE CIENCIAS MÉDICAS
CIUDAD DE CHAJARÍ - ENTRE RÍOS**

Autores:

**Baccon, Martín Daniel
Colliard, Sofía Jazmín
Correa Venguiarrutti, María Paula
Silva, Walter Maximiliano**

Tutores:

**Arq. Mardon, Enrique Arturo
Ing. Penón, Luciano Daniel**

2019

Desde aquí y hacia donde estén.

A todos aquellos que lo hicieron posible, desde su lugar.

GRACIAS, de verdad...

RESUMEN

Se presenta la resolución a tres problemáticas civiles de naturaleza vial, hidráulica y edilicia existentes en la ciudad de Chajarí, provincia de Entre Ríos. Para establecer los objetivos específicos se realizó un análisis de necesidades locales, hallando un punto de conflicto en el trazado de la ciudad y la falta de oportunidades en el campo educativo de nivel superior.

En primer lugar, respecto al campo vial e hidráulico, se plantea una optimización de la situación actual en la intersección del Arroyo Yacaré y Calle Álvarez Condarco. Un análisis minucioso de la situación hidrológica desarrollada con un tiempo de recurrencia de 25 años, en una cuenca de aproximadamente 2 km², determinó la necesidad de la construcción de una alcantarilla de tres celdas de sección rectangular de hormigón armado, que responde a lo establecido en los planos tipo de la Dirección Nacional de Vialidad. El reacondicionamiento de la calzada completa esta parte del proyecto.

En segunda instancia, basados en un análisis exhaustivo de datos censales y estadísticas brindadas por la Secretaría de Políticas Universitarias, se determinó la necesidad de desarrollar el primer centro para estudios universitarios de la ciudad. Encuestas de propia autoría, dirigidas a estudiantes avanzados y graduados de nivel secundario, establecieron que la mayor demanda se ve orientada al área salud. Se plantea entonces un plan de necesidades que sienta las bases para una propuesta arquitectónica diseñada para una población proyectada al año 2040 con métodos estadísticos.

En la parte final, se elevó a nivel de proyecto ejecutivo la resolución estructural del anteproyecto edilicio, calculando detalladamente los distintos elementos que componen la estructura mixta de acero, hormigón armado y elementos prefabricados de hormigón, prestando especial atención a las uniones entre ellos. El análisis se respalda y verifica mediante software de cálculo.

Palabras clave: Chajarí, análisis hidrológico, alcantarilla, paquete estructural, pavimento flexible, análisis censal, universidad, ciencias de la salud, cálculo estructural, estructura metálica, estructura mixta, uniones, elementos prefabricados, pretensado, LRFD.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 2 – RELEVAMIENTO GENERAL.....	3
2.1 Departamento Federación	3
2.1.1 Ubicación	3
2.1.2 Demografía.....	3
2.1.3 Fisiografía.....	4
2.1.4 Suelos	5
2.1.5 Clima	5
2.1.6 Flora y Fauna.....	6
2.1.7 Actividades Productivas.....	7
2.1.8 Educación.....	8
2.2 Ciudad de Chajarí.....	9
2.2.1 Cómo llegar	9
2.2.2 Historia y crecimiento del trazado urbano	10
2.2.3 Geografía.....	12
2.2.3.1 Relieve.....	12
2.2.4 Clima	14
2.2.4.1 Temperatura	14
2.2.4.2 Nubosidad.....	15
2.2.4.3 Precipitaciones	16
2.2.4.4 Asoleamiento.....	17
2.2.5 Vientos	18
2.2.6 Población.....	19
2.2.6.1 Proyección demográfica	19
2.2.7 Economía.....	24
2.2.7.1 Turismo	25
2.2.8 Parque industrial.....	26
2.2.9 Infraestructura	27
2.2.9.1 Servicios Sanitarios	27
2.2.9.1.1 Provisión de agua	27
2.2.9.1.2 Desagüe y depuración de efluentes	28
2.2.9.1.3 Residuos sólidos urbanos	29
2.2.9.2 Energía	30
2.2.9.3 Transporte y Tránsito	31
2.2.9.3.1 Red de calles y jerarquización.....	32
2.2.9.3.2 Ferrocarril.....	32
2.2.9.3.3 Terminal de ómnibus.....	33
2.2.9.3.4 Aeródromo	33
2.2.10 Educación.....	34
2.2.11 Salud.....	34
CAPÍTULO 3 – PROBLEMÁTICA GENERAL Y OBJETIVOS	37
3.1 Afectaciones producidas por la urbanización de cuencas naturales.....	37
3.2 Emplazamiento de nuevo establecimiento para educación superior y sus vinculaciones...38	38



CAPÍTULO 4 – ANTEPROYECTO VIAL E HIDRÁULICO: ESTUDIO DE LA CUENCA DEL ARROYO YACARÉ Y DISEÑO DE PUENTE ALCANTARILLA	39
4.1 Situación actual.....	39
4.2 Zona de intervención	40
4.3 Propuesta y objetivos.....	42
4.4 Obra de drenaje transversal o alcantarilla.....	42
4.4.1 Estudio topográfico de la zona.....	43
4.4.1.1 Sistema de coordenadas de referencia	43
4.4.1.2 Modelización del terreno	45
4.4.1.3 Obtención de datos	48
4.4.2 Estudio climático y determinación de caudal de diseño	51
4.4.2.1 Representación física del ciclo hidrológico	52
4.4.2.2 Datos de lluvia – Análisis	53
4.4.2.3 Curvas IDT	54
4.4.2.4 Tiempo de retorno.....	56
4.4.2.5 Duración de la tormenta.....	57
4.4.2.6 Hietograma de precipitación.....	58
4.4.2.7 Cálculo de la precipitación efectiva según el Método del SCS	59
4.4.2.8 Elaboración del hidrograma de diseño.....	67
4.4.2.8.1 Hidrograma Unitario Sintético del SCS.....	67
4.4.2.8.2 Obtención del hidrograma utilizando HEC-HMS.....	71
4.4.2.9 Análisis de inundación en HEC-RAS.....	73
4.4.2.9.1 Sección transversal del canal	73
4.4.2.9.2 Coeficiente “n” de Manning	73
4.4.2.9.3 Preparación del modelo	74
4.4.2.9.4 Análisis de resultados	76
4.4.2.9.5 Solución propuesta.....	76
4.4.3 Análisis hidráulico	77
4.4.3.1 Flujo con control de entrada	78
4.4.3.2 Flujo con control de salida.....	79
4.4.3.3 Condición final	81
4.4.3.4 Control de velocidades.....	81
4.4.4 Cálculo de propiedades estructurales de una alcantarilla tipo cajón de H° A°.....	84
4.4.4.1 Estudio geotécnico.....	84
4.4.4.2 Análisis estructural	84
4.4.4.2.1 Estados límites de diseño.....	85
4.4.4.2.2 Determinación de cargas de diseño	86
4.4.5 Planos de detalle y armado	90
4.5 Diseño de pavimento para tránsito vehicular.....	91
4.5.1 Cálculo de paquete estructural.....	91
4.5.1.1 Ejes de carga equivalente.....	92
4.5.1.1.1 Tránsito medio diario anual	93
4.5.1.1.2 Periodo de diseño.....	93
4.5.1.1.3 Reparto por sentido.....	93
4.5.1.1.4 Factor carril.....	93
4.5.1.1.5 Factor de crecimiento del tránsito.....	94
4.5.1.1.6 Factor equivalente de carga	94

4.5.1.2	Serviciabilidad.....	95
4.5.1.3	Confiabilidad.....	96
4.5.1.4	Módulo de reacción de la subrasante	96
4.5.1.5	Drenaje	97
4.5.1.6	Coefficientes estructurales.....	98
4.5.2	Resultados	98
4.5.3	Verificación de valores mínimos.....	99
4.6	Cómputo y presupuesto estimado.....	100
4.7	Conclusiones	100
4.8	Planos y detalles.....	103
4.8.1	Armado de vereda	103
4.8.2	Vinculación de muro de ala.....	104
4.8.3	Armado de muro de ala	105
4.8.4	Armado de alcantarilla	106
4.8.5	Referencias de armado	107
4.8.6	Vistas y secciones de alcantarilla	108
4.8.7	Unión de alcantarilla con muro de ala.....	109
4.8.8	Armado muro de ala.....	110
4.8.9	Distribución de armadura muro de ala	111
4.8.10	Perfil transversal del camino	112
CAPÍTULO 5 – ANTEPROYECTO EDIFICIO: INSTITUTO DE EDUCACIÓN SUPERIOR EN LA CIUDAD DE CHAJARÍ.....		113
5.1	Situación actual	113
5.2	Zona de afectación.....	113
5.3	Análisis demográfico.....	114
5.3.1	Datos correspondientes a la provincia de Entre Ríos	114
5.3.2	Datos correspondientes al Departamento Federación	115
5.3.2.1	Pirámide poblacional de Chajarí	117
5.3.2.2	Pirámide poblacional de Federación	117
5.3.2.3	Pirámide poblacional de Villa del Rosario.....	118
5.3.2.4	Pirámide poblacional de Santa Ana.....	118
5.3.2.5	Pirámide poblacional de Colonia San Pedro, Colonia Alemana y Colonia Peña.....	119
5.3.2.6	Pirámide poblacional de Mocoretá.....	119
5.3.3	Conclusiones	120
5.4	Análisis general del sistema universitario.....	121
5.4.1	Metodología de análisis.....	121
5.4.2	Oferta de títulos en el territorio nacional.....	121
5.4.3	Población de estudiantes del subsistema universitario a nivel nacional.....	123
5.4.4	Oferta de títulos en el territorio provincial	124
5.4.4.1	Población estudiantil del subsistema universitario provincial.....	125
5.4.5	Áreas de vacancia y conclusiones	125
5.5	Orientación educacional en la ciudad de Chajarí	126
5.6	Estimación de población estudiantil	129
5.7	Programa de necesidades.....	132
5.7.1	Aulas	133
5.7.2	Comedor.....	134



5.7.3 Laboratorios	134
5.7.4 Oficinas de investigación.....	135
5.7.5 Oficina del Decano	135
5.7.6 Secretarías Universitarias	136
5.7.7 Fotocopiadora	136
5.7.8 Baños	136
5.7.9 Circulaciones, escaleras y rampas	137
5.7.10 Biblioteca Universitaria.....	137
5.7.11 Enfermería	138
5.7.12 Depósito de limpieza y mantenimiento.....	138
5.7.13 Departamentos académicos.....	139
5.7.14 Centro de estudiantes.....	139
5.7.15 Dimensiones adoptadas.....	139
5.8 Zona de emplazamiento	140
5.8.1 Accesibilidad	141
5.8.2 Disponibilidad de servicios.....	142
5.8.3 Estudio de suelos	142
5.8.4 Disposiciones reglamentarias	143
5.9 Diseño de espacios educativos.....	144
5.9.1 Diseño arquitectónico	146
5.10 Memoria constructiva	148
5.10.1 Estructura resistente.....	148
5.10.2 Cerramiento exterior.....	150
5.10.2.1 Sistema de muro cortina	150
5.10.2.2 Placas cementicias	153
5.10.3 Cerramiento interior.....	154
5.10.3.1 Acústicos.....	154
5.10.3.1.1 Paneles acústicos	154
5.10.3.1.2 Cristalería acústica.....	155
5.10.3.2 Higiénicos y sanitarios.....	155
5.10.4 Pisos.....	156
5.10.5 Cielorraso.....	156
5.10.6 Cubierta.....	157
5.10.7 Instalación Sanitaria.....	158
5.10.7.1 Suministro de agua potable.....	158
5.10.7.2 Desagüe de líquidos cloacales	159
5.10.8 Desagües pluviales.....	159
5.10.8.1 Verificación de capacidad de transporte.....	161
5.10.8.1.1 Vigas “U”.....	161
5.10.8.1.2 Caños de lluvia en columnas	162
5.10.9 Instalación de gas.....	162
5.10.10 Instalación Eléctrica.....	166
5.10.11 Iluminación.....	166
5.11 Presupuesto estimado	166
5.12 Planos y detalles	169
5.12.1 Plano de implantación.....	169

5.12.2 Planta baja	170
5.12.3 Planta 1er piso	171
5.12.4 Planta 2do piso	172
5.12.5 Planta de techo	173
5.12.6 Alzados.....	174
5.12.7 Vista 3D (1).....	175
5.12.8 Vista 3D (2).....	176
5.12.9 Esquema de distribución de instalación eléctrica (planta baja).....	177
5.12.10 Esquema de distribución de instalación eléctrica (1er Piso)	178
5.12.11 Esquema de distribución de instalación eléctrica (2do Piso)	179
5.12.12 Esquema de distribución de instalación sanitaria (planta baja).....	180
5.12.13 Esquema de distribución de instalación sanitaria (1er Piso)	181
5.12.14 Esquema de distribución de instalación sanitaria (2do Piso)	182
5.12.15 Imagen 3D renderizada (1).....	183
5.12.16 Imagen 3D renderizada (2).....	184
5.12.17 Imagen 3D renderizada (3).....	185
5.12.18 Imagen 3D renderizada (4).....	186
5.12.19 Imagen 3D renderizada (5).....	187
5.12.20 Imagen 3D renderizada (6).....	188
CAPÍTULO 6 – PROYECTO EJECUTIVO: DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL	189
6.1 Sistema estructural y disposiciones reglamentarias.....	189
6.2 Modalidad de análisis.....	192
6.3 Sector más solicitado.....	194
6.4 Cubierta	195
6.5 Entrepiso sobre primer nivel.....	197
6.6 Entrepiso sobre planta baja	199
6.7 Perfiles longitudinales superiores	200
6.7.1 Verificación a flexión.....	202
6.7.2 Verificación a corte	203
6.7.3 Verificación de deformaciones.....	204
6.8 Perfiles longitudinales intermedios.....	205
6.8.1 Perfiles de borde.....	205
6.8.1.1 Verificación a flexión.....	207
6.8.1.2 Verificación a corte	208
6.8.1.3 Verificación de deformaciones.....	209
6.8.2 Perfiles centrales	210
6.8.2.1 Verificación a flexión.....	212
6.8.2.2 Verificación a corte	214
6.8.2.3 Verificación de deformaciones.....	215
6.9 Dimensionado de marcos metálicos	216
6.9.1 Marco comprimido o “apoyado”	216
6.9.1.1 Viga inferior central	218
6.9.1.1.1 Verificación a flexión.....	219
6.9.1.1.2 Verificación a corte	221
6.9.1.1.3 Verificación de deformaciones.....	223
6.9.1.2 Vigas inferiores laterales.....	224



6.9.1.2.1 Verificación a flexión	225
6.9.1.2.2 Verificación a corte.....	227
6.9.1.2.3 Verificación de deformaciones	229
6.9.1.2.4 Verificación a compresión.....	229
6.9.1.2.5 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y compresión.....	232
6.9.1.3 Vigas laterales.....	233
6.9.1.3.1 Verificación a flexión	234
6.9.1.3.2 Verificación a corte.....	237
6.9.1.3.3 Verificación a compresión.....	239
6.9.1.3.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y compresión.....	241
6.9.1.4 Viga superior	243
6.9.1.4.1 Verificación a flexión	244
6.9.1.4.2 Verificación a corte.....	247
6.9.1.4.3 Verificación a tracción.....	249
6.9.1.4.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y tracción	249
6.9.1.4.5 Verificación de deformaciones	251
6.9.2 Marco traccionado o “colgado”	251
6.9.2.1 Viga inferior.....	253
6.9.2.1.1 Verificación a flexión	254
6.9.2.1.2 Verificación a corte.....	255
6.9.2.1.3 Verificación a tracción.....	256
6.9.2.1.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y tracción	257
6.9.2.1.5 Verificación de deformaciones	258
6.9.2.2 Vigas laterales.....	259
6.9.2.2.1 Verificación a flexión	260
6.9.2.2.2 Verificación a corte.....	263
6.9.2.2.3 Verificación a tracción.....	264
6.9.2.2.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y tracción	265
6.9.2.3 Viga superior	266
6.9.2.3.1 Verificación a flexión	267
6.9.2.3.2 Verificación a corte.....	270
6.9.2.3.3 Verificación a compresión.....	271
6.9.2.3.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y compresión.....	273
6.9.2.3.5 Verificación de deformaciones	275
6.10 Resumen de aprovechamiento	275
6.11 Dimensionado de vigas pretensadas superiores	276
6.11.1 Sección transversal	277
6.11.2 Cargas actuantes	277
6.11.3 Tensiones admisibles en el hormigón.....	280
6.11.4 Tensiones admisibles en el pretensado	281
6.11.5 Cálculo de fuerza de pretensado	281
6.11.6 Verificación de las tensiones en el hormigón	281
6.11.7 Verificación de la resistencia a flexión.....	284
6.11.7.1 Verificación de la condición de sección controlada por tracción	288
6.11.7.2 Verificación de cuantía mínima.....	288
6.11.8 Verificación de esfuerzo de corte	289
6.11.8.1 Determinación de V_c	290

6.11.8.2 Determinación de esfuerzos	290
6.11.8.3 Resistencia aportada por el hormigón	292
6.11.8.4 Determinación de V_s	293
6.11.8.5 Verificación de armadura mínima	294
6.11.8.6 Separación máxima para estribos normales al eje del elemento	295
6.11.8.7 Fisuración del Alma	296
6.11.9 Resumen de armado	296
6.12 Ménsulas cortas	297
6.12.1 Disposiciones especiales para ménsulas cortas	297
6.12.2 Diseño geométrico	297
6.12.3 Verificaciones geométricas	298
6.12.4 Procedimiento de diseño	298
6.12.5 Cálculo de la placa de apoyo	299
6.12.6 Cálculo de armaduras	299
6.12.6.1 Armadura de corte por fricción “ A_{vf} ”	299
6.12.6.2 Armadura de flexión “ A_f ”	299
6.12.7 Cuantía mínima	300
6.13 Dimensionado de las columnas de H^oA^o	301
6.13.1 Verificación de columnas a compresión pura	301
6.13.1.1 Cargas actuantes en cada piso	301
6.13.1.1.1 Cubierta	302
6.13.1.1.2 Sobre 1° Piso	302
6.13.1.1.3 Planta Baja	303
6.13.1.2 Cálculo del área bruta de hormigón	304
6.13.2 Cálculo de columnas a flexión recta	305
6.13.3 Cálculo de columnas a pandeo	308
6.14 Fundaciones	310
6.14.1 Predimensionado	311
6.14.2 Verificación de las tensiones del terreno	311
6.14.3 Diseño de la armadura de flexión	313
6.14.4 Verificación a corte	314
6.14.5 Verificación al aplastamiento	315
6.14.6 Control de fisuración	315
6.14.7 Anclaje de Armaduras	316
6.15 Uniones	317
6.15.1 Unión entre viga inferior y columnas de hormigón armado	317
6.15.1.1 Verificación de bulones entre placa y columna	318
6.15.1.1.1 Resistencia de diseño a corte	319
6.15.1.1.2 Resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros	320
6.15.1.1.3 Deformación de la chapa en los agujeros:	320
6.15.1.2 Verificación de unión soldada entre viga y placa	321
6.15.1.2.1 Resistencia de diseño	321
6.15.2 Unión de vigas doble “t” conformadas	322
6.15.2.1 Soldadura entre alas y almas	322
6.15.2.1.1 Resistencia de diseño	323
6.15.3 Verificación de unión de las esquinas de los marcos	323



6.15.3.1 Resistencia de diseño de la soldadura.....	326
6.15.3.2 Estados límite por cargas concentradas	326
6.15.3.2.1 Estado límite de flexión local del ala.....	328
6.15.3.2.2 Estado límite de pandeo localizado del alma (web crippling)	330
6.15.3.2.3 Fluencia local del alma	332
6.15.3.3 Análisis mediante software	333
6.16 Consideraciones constructivas para la ejecución de los marcos metálicos.....	340
6.16.1 Calidad del acero	340
6.16.2 Trazado	340
6.16.3 Corte	340
6.16.4 Ejecución de uniones soldadas	341
6.16.4.1 Soldado en taller	341
6.16.4.2 Soldado en obra	342
6.16.4.3 Tipo de cordones a realizar	342
6.16.4.4 Inspección visual de la soldadura	343
6.16.5 Ejecución de uniones abulonadas	344
6.16.5.1 Inspección de la unión abulonada	344
6.16.6 Control dimensional.....	344
6.16.7 Pintura y recubrimientos.....	345
6.16.8 Montaje y coordinación de las tareas.....	345
6.16.9 Proceso constructivo	346
6.17 Presupuesto estimado	351
6.18 Planos y detalles	353
6.18.1 Proceso constructivo general	353
6.18.2 Etapa 1 y 2	354
6.18.3 Etapa 3 y 4	355
6.18.4 Etapa 5 y 6	356
6.18.5 Etapa 8 y 9	357
6.18.6 Detalle constructivo 1	358
6.18.7 Detalle constructivo 2	359
6.18.8 Detalle constructivo 3	360
6.18.9 Detalle constructivo 4	361
6.18.10 Detalle constructivo 5	362
6.18.11 Detalle constructivo 6	363
6.18.12 Detalle constructivo 7	364
6.18.13 Detalle constructivo 8	365
6.18.14 Detalle constructivo 9	366
CAPÍTULO 7 – CONCLUSIONES	367
CAPÍTULO 8 – BIBLIOGRAFÍA	369
8.1 Libros y documentos.....	369
8.2 Páginas web	371
CAPÍTULO 9 – ANEXOS.....	374

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – División política de Entre Ríos. Fuente: Sitio web Gobierno de Entre Ríos.	3
Figura 2.2 – Pirámide poblacional Federación. Fuente INDEC (Adaptación propia).	4
Figura 2.3 – Densidad poblacional de Entre Ríos. Fuente: Sitio web Gobierno de Entre Ríos.	4
Figura 2.4 – Mapa básico de suelos de Entre Ríos: Fuente: INTA.	6
Figura 2.5 – Temperatura media anual de Entre Ríos. Fuente: INTA.	6
Figura 2.6 – Fauna del departamento Federación. Fuente: Org. EcoRegistros.	7
Figura 2.7 – Cantidad de productores apícolas Entre Ríos. Fuente: Dirección de Lechería y Granja	8
Figura 2.8 – Ejido municipal Chajarí. Fuente: Google Maps.	9
Figura 2.9 – Mapas de rutas y accesos de Entre Ríos. Fuente: Turismo Entre Ríos.	9
Figura 2.10 – Estación del ferrocarril Chajarí. Fuente: Wikipedia.	10
Figura 2.11 – Iglesia Santa Rosa. Fuente Google Maps.	10
Figura 2.12 – Plano urbano de la ciudad. Fuente: Autor.	11
Figura 2.13 – Crecimiento urbano entre el año 2004 – 2018. Fuente: Google Earth.	11
Figura 2.14 – Arroyo Yacaré y Arroyo Chajarí. Fuente: Adaptación de Google Earth.	12
Figura 2.15 – Mapa de elevación de la ciudad de Chajarí y alrededores. Fuente: Topographic-map...	13
Figura 2.16 – Carta de suelos de la ciudad y alrededores. Fuente: Visor GeoINTA.	13
Figura 2.17 – Temperatura máxima y mínima anual. Fuente: Weather Spark.	15
Figura 2.18 – Temperatura promedio por hora. Fuente: Weather Spark.	15
Figura 2.19 – Categorías de nubosidad. Fuente: Weather Spark.	16
Figura 2.20 – Precipitación de lluvia mensual promedio. Fuente: Weather Spark.	16
Figura 2.21 – Horas de luz natural y crepúsculo. Fuente: Weather Spark.	17
Figura 2.22 – Salida del sol y puesta del sol con crepúsculo. Fuente: Weather Spark.	17
Figura 2.23 – Energía solar de onda corta incidente diaria promedio. Fuente: Weather Spark.	18
Figura 2.24 – Dirección del viento. Fuente: Weather Spark.	18
Figura 2.25 – Velocidad promedio del viento. Fuente: Weather Spark.	19
Figura 2.26 – Proyección de población por ajuste lineal. Fuente: Autor.	21
Figura 2.27 – Proyección de población por crecimiento a interés compuesto. Fuente: Autor.	22
Figura 2.28 – Proyección de población por incrementos relativos. Fuente: Autor.	24
Figura 2.29 – Parque termal de Chajarí. Fuente: Sitio web Termas Entre Ríos.	25
Figura 2.30 – Área de camping. Fuente: Sitio web Turismo Chajarí.	26
Figura 2.31 – Ingreso al área industrial. Fuente: Google Maps.	26
Figura 2.32 – Industrias Hormicón, Maderas Percara y Jugos Exquicitrus. Fuente: Webs oficiales.	27
Figura 2.33 – Tanques elevados de agua potable. Fuente: Google Maps.	27
Figura 2.34 – Colectora este (derecha) y oeste (izquierda). Fuente: Google Maps.	28
Figura 2.35 – Planta de tratamiento de residuos sólidos urbanos. Fuente: Google Maps.	29
Figura 2.36 – Recuperación de materiales. Fuente: Sitio web Turismo Chajarí.	30
Figura 2.37 – Red de energía eléctrica. Fuente: SIG Secretaría de Energía Presidencia de la Nación.	30
Figura 2.38 – Red de gas natural. Fuente: SIG Secretaría de Energía Presidencia de la Nación.	31
Figura 2.39 – Calles pavimentadas de la ciudad de Chajarí. Fuente: Adaptado de Google Earth.	32
Figura 2.40 – Vías ferroviarias y estación. Fuente: Google Maps.	32
Figura 2.41 – Terminal de ómnibus de Chajarí. Fuente: Villa del Rosario net.	33
Figura 2.42 – Vista aérea y ubicación del aeródromo de la ciudad de Chajarí. Fuente: Google Maps.	33
Figura 2.43 – Establecimientos privados y estatales. Fuente: SIG Sec. de energía de la Nación.	34
Figura 2.44 – Hospital Santa Rosa de Chajarí. Fuente: Villa del Rosario net.	35
Figura 3.1 – Impacto de la urbanización sobre cuencas. Fuente: www.iagua.es	37
Figura 4.1 – Escurrimiento del arroyo con y sin lluvia. Fuente: Autor.	39

Figura 4.2 – Alcantarillas desbordadas por el nivel del arroyo. Fuente: Youtube.....	40
Figura 4.3 – Ubicación geográfica de la zona intervenida. Fuente: Autor.	40
Figura 4.4 – Intersección de arroyo Yacaré y calle Álvarez Condarco. Fuente: Autor.	40
Figura 4.5 – Intersección del arroyo con calle Álvarez Condarco en un día lluvioso. Fuente: Autor. .	41
Figura 4.6 – Automóvil arrastrado por corriente del arroyo Yacaré. Fuente: La Fusta Digital.....	41
Figura 4.7 – Carteles de precaución ubicados en la cercanía. Fuente: Autor.	42
Figura 4.8 – Proyección cilíndrica, cónica y acimutal gnomónica. Fuente: Wikipedia.	43
Figura 4.9 – Área de análisis. Fuente: Adaptado de Google Earth.....	44
Figura 4.10 – MDE del departamento Federación, Entre Ríos. Fuente: Global Mapper.....	45
Figura 4.11 - Imágenes por interferometría RADAR. Fuente: Agencia Espacial Europea.	46
Figura 4.12 – Mapa con los sectores de MDE-Ar. Fuente: IGN.	46
Figura 4.13 – MDE de la ciudad de Chajarí. Fuente: Instituto Geográfico Nacional.....	47
Figura 4.14 – Modelo de red irregular triangulada (TIN). Fuente: Autor.	47
Figura 4.15 – Corrección del MDE. Fuente: Autor.	48
Figura 4.16 – Obtención de la dirección del flujo. Fuente: Autor.	48
Figura 4.17 – Acumulación del flujo de agua. Fuente: Autor.	49
Figura 4.18 – Punto de desfogue a analizar. Fuente: Adaptado de Google Earth.	49
Figura 4.19 – Cuenca hidrográfica analizada. Fuente: Adaptado de Google Earth.....	50
Figura 4.20 – Principales escurrimientos de cuenca. Fuente: Adaptado de Google Earth.	50
Figura 4.21 – Orden de los escurrimientos de la cuenca. Fuente: Adaptado de Google Earth.....	51
Figura 4.22 – Proceso analítico del estudio climático. Fuente: Autor.	52
Figura 4.23 – Aumento de densidad poblacional en Chajarí del 2004 y 2018. Fuente: Google Earth. 53	
Figura 4.24 – Interfaz del programa “Lluvias E.R.”. Fuente: UTN FRCon.	54
Figura 4.25 – Ingreso de coordenadas. Fuente: Lluvias E.R.	55
Figura 4.26 – Pluviógrafos de referencia. Fuente: Lluvias E.R.....	55
Figura 4.27 – Curvas I-D-T para la ciudad de Chajarí. Fuente: Lluvias E.R.	56
Figura 4.28 – Hietograma de precipitación método de bloques alternos. Fuente: Luvias E.R.....	58
Figura 4.29 – Hietograma de precipitación total en bloques alternos. Fuente: Autor.	59
Figura 4.30 – Proceso de obtención de precipitación neta. Fuente: USal. Hidrología.	60
Figura 4.31 – Relación caudal-lluvia en suelos permeables e impermeables. Fuente: Hidrojing.	60
Figura 4.32 – Relación caudal-lluvia en condiciones naturales. Fuente: Hidrojing.	60
Figura 4.33 – Relación entre Precipitación, escurrimiento y retención. Fuente: UDLP México.	61
Figura 4.34 – Zonas de ocupación de la cuenca analizada. Fuente: Adaptado de Google Earth.....	64
Figura 4.35 – Hietograma de precipitación neta mediante el método del SCS. Fuente: Autor.	66
Figura 4.36 – Esquema de un hidrograma sintético triangular. Fuente: USal. Hidrología.....	67
Figura 4.37 – Hidrograma unitario triangular de diseño. Fuente: Autor.	69
Figura 4.38 – Hidrograma adimensional. Fuente: USal Hidrología.	69
Figura 4.39 – Hidrograma de diseño por el método del SCS. Fuente: Autor.	70
Figura 4.40 – Modelo de la cuenca analizada. Fuente: Autor.	71
Figura 4.41 – Resultados globales del modelo. Fuente: Autor.	72
Figura 4.42 – Hidrograma con relación al hietograma neto y de pérdidas. Fuente: Autor.....	72
Figura 4.43 – Elementos geométricos de un canal. Fuente: Ingenierocivilinfo.....	73
Figura 4.44 – Modelo en HEC-RAS. Fuente: Autor.	74
Figura 4.48 – Nivel de agua correspondiente a un caudal de 1.91 m ³ /s. Fuente: Autor.	75
Figura 4.48 – Nivel de agua correspondiente a un caudal de 17.65 m ³ /s. Fuente: Autor.	75
Figura 4.48 – Nivel de agua correspondiente a un caudal pico de 44.10 m ³ /s. Fuente: Autor.....	75
Figura 4.48 – Nivel de agua correspondiente a un caudal de 39.75 m ³ /s. Fuente: Autor.	75
Figura 4.49 – Nivel de agua para distintos caudales. Fuente: Adaptado de Google Earth.	76

Figura 4.50 – Nivel del agua para caudal pico con régimen de mantenimiento. Fuente: Autor.	76
Figura 4.51 – Control de salida típico. Fuente: Carreteras estudio y proyecto - Jacob Carciente.....	79
Figura 4.52 – Cálculo de velocidad a la salida de la alcantarilla. Fuente: HCanales.	82
Figura 4.53 – Disip. de contra costa. Fuente: Carreteras estudio y proyecto - Jacob Carciente.	82
Figura 4.54 – Disip. de impacto. Fuente: Carreteras estudio y proyecto - Jacob Carciente.....	83
Figura 4.55 – Disip. con muro y rocas. Fuente: Carreteras estudio y proyecto - Jacob Carciente.....	83
Figura 4.56 – Empuje de suelos. Fuente: Fundamentos de ing. de cimentaciones – Braja Das.....	87
Figura 4.57 – Camión de diseño. Fuente: CIRSOC 801.	88
Figura 4.58 – Características de tándem de diseño. Fuente: CIRSOC 801.	88
Figura 4.59 – Esquema de huella de neumático. Fuente: Autor.....	88
Figura 4.60 – Esquema de carga de carril y vehículo de diseño. Fuente: Autor.	89
Figura 4.61 – Esquema de carga hidráulica sobre alcantarilla. Fuente: Autor.	89
Figura 4.62 – Esquema general de cargas. Fuente: Autor.	90
Figura 4.63 – Obra de pavimento sobre alcantarillado. Fuente: Autor.	91
Figura 4.64 – Paquete estructural de pavimento flexible. Fuente: Autor.	92
Figura 4.65 – Diseño de pavimento flexible. Fuente: AASTHO 1993.	99
Figura 4.66 – Esquema final del paquete estructural. Fuente: Autor.	99
Figura 5.1 – Zona y ciudades/comunas afectadas. Fuente: Adaptado de Google Earth.....	114
Figura 5.2 – Códigos correspondientes al departamento Federación. Fuente: INDEC.....	116
Figura 5.3 – Pirámide poblacional de la ciudad de Chajarí. Fuente: Adaptado de INDEC.	117
Figura 5.4 – Pirámide poblacional de la ciudad de Federación. Fuente: Adaptado de INDEC.	117
Figura 5.5 – Pirámide poblacional de la ciudad de Villa del Rosario. Fuente: Adaptado de INDEC.	118
Figura 5.6 – Pirámide poblacional de la ciudad de Santa Ana. Fuente: Adaptado de INDEC.	118
Figura 5.7 – Pirámide poblacional comunas cercanas a Chajarí - Fuente: Adaptado de INDEC.	119
Figura 5.8 – Pirámide poblacional de Mocoretá. - Fuente: Adaptado de INDEC.....	119
Figura 5.9 – Disminución de la natalidad en la República Argentina. Fuente: Banco Mundial.	120
Figura 5.10 – Distribución de ofertas de títulos e instituciones. Fuente: Adaptado de SPU.....	122
Figura 5.11 – Distribución de instituciones educativas en el territorio nacional. Fuente: SPU.	122
Figura 5.12 – Participación de subsistemas en la oferta de títulos. Fuente: Adaptado de SPU.	123
Figura 5.13 – Distribución de oferta de títulos según campo. Fuente: Adaptado de SPU.	123
Figura 5.14 – Distribución de estudiantes universitarios según región. Fuente: Adaptado de SPU. ..	123
Figura 5.15 – Distribución porcentual de estudiantes universitarios según campos. Fuente: SPU.....	124
Figura 5.16 – Distribución de instituciones universitarias según tipo de gestión. Fuente: SPU.	124
Figura 5.17 – Distribución de ofertas de títulos según campos. Fuente: Adaptado del SPU.....	125
Figura 5.18 – Distribución de estudiantes universitarios según campos. Fuente: Adaptado del SPU.	125
Figura 5.19 – Relación entre oferta de títulos y necesidades. Fuente: Adaptado de SPU.....	126
Figura 5.20 – Resultados de encuestas en cantidad de individuos. Fuente: Autor.....	127
Figura 5.21 – Resultados de encuestas en porcentaje. Fuente: Autor.	127
Figura 5.22 – Resultados de encuestas en el campo de salud humana. Fuente: Autor.....	128
Figura 5.23 – Motivaciones que impulsan la elección. Fuente: Autor.	128
Figura 5.24 – Análisis de carreras a dictar. Fuente: Autor.....	128
Figura 5.25 – Egresados secundarios de Federación 2013 – 2017. Fuente: CGE Entre Ríos.....	130
Figura 5.26 – Egresados secundarios de Entre Ríos 2013 – 2017. Fuente: CGE Entre Ríos.....	131
Figura 5.27 – Egresados secundarios estimados en Federación al 2040. Fuente: Autor.....	131
Figura 5.28 – Organigrama característico de una institución educativa. Fuente: Autor.	133
Figura 5.29 – Criterios de selección de la zona de emplazamiento. Fuente: Autor.	140
Figura 5.30 – Parámetros considerados. Fuente: Autor.	140
Figura 5.31 – Localización del predio. Fuente: Adaptado de Google Maps.	141

Figura 5.32 – Acceso vehicular desde Norte, Sur, Este y Oeste. Fuente: Autor.	141
Figura 5.33 – Sitio de emplazamiento (rojo) y prospecciones (verde). Fuente: Autor.	142
Figura 5.34 – Criterios adoptados en el diseño. Fuente: Autor.	145
Figura 5.35 – Esquema general de diseño del proyecto. Fuente: Autor.	146
Figura 5.36 – Distribución de sectores. Fuente: Autor.	147
Figura 5.37 – Características arquitectónicas del área estudiantil. Fuente: Autor.	147
Figura 5.38 – Características arquitectónicas del recinto social. Fuente: Autor.	148
Figura 5.39 – Esquema estructural de proyecto. Fuente: Autor.	149
Figura 5.40 – Esquema estructural de marcos metálicos. Fuente: Autor.	149
Figura 5.41 – Sistema de muro cortina. Fuente: Riventi fachadas estructurales.	150
Figura 5.42 – Vidrio con doble cierre hermético. Fuente: Muborglass.	151
Figura 5.43 – Combinación de componentes en vidrios laminados. Fuente: Blindex.	151
Figura 5.44 – Esquema de muro cortina adoptado. Fuente: Ventana Vela.	152
Figura 5.45 – Unión deslizante de montantes. Fuente: Carpintería de aluminio – Juan C. Salvador.	153
Figura 5.46 – Esquema de placa cementicia. Fuente: Isover.	153
Figura 5.47 – Panel acústico tipo. Fuente: SpigoGroup.	154
Figura 5.48 – Métodos de instalación de paneles acústicos. Fuente: SpigoGroup.	155
Figura 5.49 – Paneles sanitarios FRP. Fuente: Hygienic Perú.	155
Figura 5.50 – Esquema y estructura de un piso técnico. Fuente: Interfloor.	156
Figura 5.51 – Cielorraso desmontable DecoAcustic. Fuente: Durlock® Web.	156
Figura 5.52 – Sistema de cubierta impermeable. Fuente: Pretensa Estructuras.	157
Figura 5.53 – Fijación de paneles Ypsilon. Fuente: Astori Estructuras.	157
Figura 5.54 – Conexión a red colectora cloacal. Fuente: Autor.	159
Figura 5.55 – Esquema general de desagüe pluvial. Fuente: Autor.	160
Figura 5.56 – Vista en planta del área de desagüe por caño de lluvia. Fuente: Autor.	160
Figura 5.57 – Equipo individual de gas. Fuente: “Instalaciones de gas”. Néstor P. Quadri.	163
Figura 5.58 – Regulador de presión. Fuente: “Instalaciones de gas”. Néstor P. Quadri.	163
Figura 5.59 – Distancias mínimas recomendadas. Fuente: “Instalaciones de gas” Néstor P. Quadri.	164
Figura 5.60 – Luminarias LED para ámbitos educativos. Fuente: Lumikon.	166
Figura 6.1 – Curva tensión-deformación del acero. Fuente: Estructuras metálicas – G. Troglia.	191
Figura 6.2 – Volumen de carga analizado (en rojo). Fuente: Autor.	192
Figura 6.3 – Sectores analizados. Fuente: Autor.	194
Figura 6.4 – Panel YPS 125/53 adoptado. Fuente: Astori Estructuras.	196
Figura 6.5 – Dimensiones comerciales de vigas “U”. Fuente: Astori Estructuras.	196
Figura 6.6 – Ubicación de cubierta de paneles Ypsilon (en rojo). Fuente: Autor.	197
Figura 6.7 – Ubicación de entrepiso de vigas TT (en rojo). Fuente: Autor.	198
Figura 6.8 – Ubicación de losas alveolares en entrepiso sobre 1er planta (en rojo). Fuente: Autor.	199
Figura 6.9 – Ubicación de losas en entrepiso sobre planta baja (en rojo). Fuente: Autor.	200
Figura 6.10 – Perfil superior de apoyo de cubierta (en rojo). Fuente: Autor.	200
Figura 6.11 – Vista en planta de superficie de carga actuante sobre perfil superior. Fuente: Autor.	201
Figura 6.12 – Esquema de carga sobre perfil superior. Fuente: Autor.	202
Figura 6.13 – Diagrama de esfuerzos últimos sobre perfil superior. Fuente: Autor.	202
Figura 6.14 – Ubicación de los perfiles intermedios de borde. Fuente: Autor.	205
Figura 6.15 – Esquema de carga sobre perfil intermedio de borde. Fuente: Autor.	207
Figura 6.16 – Diagrama de esfuerzos últimos sobre perfil superior. Fuente: Autor.	207
Figura 6.17 – Ubicación de los perfiles intermedios centrales. Fuente: Autor.	210
Figura 6.18 – Vista en planta de la superficie de carga actuante sobre perfil central. Fuente: Autor.	211
Figura 6.19 – Esquema de carga sobre perfil intermedio central. Fuente: Autor.	212

Figura 6.20 – Diagrama de esfuerzos últimos sobre perfil superior. Fuente: Autor.	212
Figura 6.21 – Diagrama de esfuerzos flectores en marco apoyado. Fuente: Autor.....	217
Figura 6.22 – Diagrama de esfuerzos cortantes en marco apoyado. Fuente: Autor.....	217
Figura 6.23 – Diagrama de esfuerzos normales en marco apoyado. Fuente: Autor.....	217
Figura 6.24 – Ubicación de viga inferior central de marco metálico apoyado. Fuente: Autor.	218
Figura 6.25 – Ubicación de vigas inferiores laterales en marco apoyado. Fuente: Autor.....	224
Figura 6.26 – Ubicación de vigas laterales en marco apoyado. Fuente: Autor.	233
Figura 6.27 – Ubicación de viga superior en marco apoyado. Fuente: Autor.....	243
Figura 6.28 – Diagrama de esfuerzos flectores en marco colgado. Fuente: Autor.....	252
Figura 6.29 – Diagrama de esfuerzos cortantes. Fuente: Autor.	252
Figura 6.30 – Diagrama de esfuerzos normales. Fuente: Autor.	252
Figura 6.31 – Ubicación de la viga inferior del marco colgado. Fuente: Autor.....	253
Figura 6.32 – Ubicación de las vigas laterales en el marco traccionado. Fuente: Autor.....	259
Figura 6.33 – Ubicación de viga superior de marco traccionado. Fuente: Autor.....	266
Figura 6.34 – Ubicación de vigas pretensadas superiores. Fuente: Autor.....	276
Figura 6.35 – Parámetros de sección transversal. Fuente: Autor.	277
Figura 6.36 – Diagrama de carga en Estado I. Fuente: Autor.	278
Figura 6.37 – Diagrama de flexión en Estado 1. Fuente: Autor.....	278
Figura 6.38 – Diagrama de carga en Estado II. Fuente: Autor.....	278
Figura 6.39 – Diagrama de flexión en Estado 2. Fuente: Autor.....	279
Figura 6.40 – Diagrama de carga para Estado III. Fuente. Autor.	279
Figura 6.41 – Diagrama de flexión en Estado III. Fuente: Autor.....	279
Figura 6.42 – Diagrama de tensiones últimas en el hormigón armado. Fuente: CIRSOC 201-2005..	284
Figura 6.43 – Diagrama de corte para el estado con cargas permanentes. Fuente: Autor.....	291
Figura 6.44 – Diagrama de flexión para el estado con cargas permanentes. Fuente: Autor.	291
Figura 6.45 – Diagrama de corte para el estado con sobrecargas. Fuente: Autor.	291
Figura 6.46 – Diagrama de flexión para el estado con sobrecargas. Fuente: Autor.....	292
Figura 6.47 – Ubicación de las ménsulas cortas. Fuente: Autor.	297
Figura 6.48 – Ubicación de las columnas de hormigón armado. Fuente: Autor.	301
Figura 6.49 – Área de influencia para cada piso ante cargas de viento. Fuente: Autor.	306
Figura 6.50 – Ubicación de las zapatas aisladas de H°A°. Fuente: Autor.....	310
Figura 6.51 – Distribución de estratos en suelo de fundación. Fuente: Autor.	312
Figura 6.52 – Ubicación de uniones entre vigas y columnas. Fuente: Autor.....	317
Figura 6.53 – Características de la unión propuesta. Fuente: Autor.	318
Figura 6.54 – Uniones sometidas a esfuerzos en el plano normal. Fuente: CIRSOC 301-2005.....	324
Figura 6.55 – Esquema de unión soldada planteada. Fuente: Autor.	325
Figura 6.56 – Fuerzas concentradas dobles. Fuente: CIRSOC 301-2005.	327
Figura 6.57 – Flexión local del ala. Fuente: CIRSOC 301-2005.	328
Figura 6.58 – Colocación de rigidizadores en el alma. Fuente: CIRSOC 301-2005.....	329
Figura 6.59 – Aplastamiento del alma y solución. Fuente: CIRSOC 301-2005.	330
Figura 6.60 – Fluencia local del alma y solución. Fuente: CIRSOC 301-2005.	332
Figura 6.61 – Modelo de unión soldada sin rigidizadores. Fuente: Autor.	333
Figura 6.62 – Tensión actuante en los elementos en relación a la admisible. Fuente: Autor.....	334
Figura 6.63 – Estado tensional en relación a la admisible en escala de colores. Fuente: Autor.	334
Figura 6.64 – Deformación porcentual de los elementos componentes. Fuente: Autor.....	335
Figura 6.65 – Deformaciones plásticas en la zona de unión. Fuente: Autor.	335
Figura 6.66 – Fenómeno de pandeo local por aplastamiento del alma. Fuente: Autor.	336
Figura 6.67 – Modelo de unión soldada con rigidizadores. Fuente: Autor.	336

Figura 6.68 – Tensión actuante en los elementos en relación a la admisible. Fuente: Autor	337
Figura 6.69 – Estado tensional en relación a la admisible en escala de colores. Fuente: Autor.	337
Figura 6.70 – Deformación porcentual de los elementos componentes. Fuente: Autor.	338
Figura 6.71 – Deformaciones plásticas en la zona de unión. Fuente: Autor.	338
Figura 6.72 – Fenómeno de pandeo local por aplastamiento del alma. Fuente: Autor.	339
Figura 6.73 – Pandeo local por aplastamiento del alma en doble curvatura. Fuente: Autor.	339
Figura 6.74 – Soldadura de corte por plasma. Fuente: Metaldio Web.	341
Figura 6.75 – Clasificación de cordones de soldadura según su posición. Fuente: UCLM Web.	343
Figura 6.76 – Formas de uniones en ángulo con dos o tres cordones. Fuente: UCLM Web.	343
Figura 6.77 – Detalle de zapata y tronco de columna. Fuente: Autor.	346
Figura 6.78 – Perfiles empalmados con cubrejuntas. Fuente: CIRSOC 301-2005.	347
Figura 6.79 – Colocación de vigas inferiores de marcos metálicos. Fuente: Autor.	347
Figura 6.80 – Influencia de los conectores de corte en la unión. Fuente: Bibing proyectos.	348
Figura 6.81 – Colocación de losas alveolares de entrepiso. Fuente: Autor.	348
Figura 6.82 – Colocación de vigas conformadas sobre primer piso. Fuente: Autor.	349
Figura 6.83 – Colocación de vigas U sobre ménsulas inferiores. Fuente: Autor.	349
Figura 6.84 – Colocación de los paneles Ypsilon de cubierta. Fuente: Autor.	350
Figura 6.85 – Estructura finalizada. Fuente: Autor.	350

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 – Variación relativa poblacional. Fuente: INDEC.....	3
Tabla 2-2 – Superficie con plantaciones forestales. Fuente: Ministerio de Agroindustria – UCAR.....	7
Tabla 2-3 – Superficie de plantaciones y cantidad de plantas. Fuente. Censo Citrícola 2016.....	7
Tabla 2-4 – Tasa de analfabetismo por departamento de Entre Ríos. Fuente: INDEC.....	8
Tabla 2-5 – Datos de población de los últimos tres censos. Fuente: INDEC.....	19
Tabla 2-6 – Proyección de población método por ajuste lineal. Fuente: Autor.	21
Tabla 2-7 – Proyección de población método crecimiento a interés compuesto. Fuente: Autor.	22
Tabla 2-8 – Proyección de población método Incrementos relativos. Fuente: Autor.	24
Tabla 2-9 – Procedencia del agua para beber y cocinar. Fuente: INDEC.....	28
Tabla 2-10 – Destino de los efluentes cloacales. Fuente: INDEC.	29
Tabla 2-11 – Tipos de combustibles usados para cocinar. Fuente: INDEC.....	31
Tabla 4-1 – Parámetros morfométricos de la cuenca analizada. Fuente: Autor.....	51
Tabla 4-2 – Intensidad de precipitación para distintos períodos de recurrencia. Fuente: Autor.	55
Tabla 4-3 – Períodos de retorno. Fuente: Hidrología y Obras Hidráulicas UTN.....	57
Tabla 4-4 – Distribución temporal de la tormenta de diseño. Fuente: Autor.....	58
Tabla 4-5 – Precipitación total. Fuente: Autor.....	59
Tabla 4-6 – Grupos hidrológicos y clases texturales. Fuente: Hidrología y Obras Hidráulicas UTN.	62
Tabla 4-7 – CN según densidad poblacional. Fuente: Hidrología y Obras Hidráulicas UTN.	63
Tabla 4-8 – Valor de CN según tipo de cuenca. Fuente: Hidrología y Obras Hidráulicas UTN.	63
Tabla 4-9 – Cálculo de CN de la cuenca analizada. Fuente: Autor.....	65
Tabla 4-10 – Precipitación neta mediante el método del SCS. Fuente: Autor.	66
Tabla 4-11 – Coordenadas de hidrograma adimensional. Fuente: USal Hidrología.....	69
Tabla 4-12 – Coordenadas del hidrograma de diseño. Fuente: Autor.....	70
Tabla 4-13 – Coeficientes de Manning. Fuente: Hidráulica de canales Villón Béjar 1981.	74
Tabla 4-14 – Características de la alcantarilla. Fuente: Autor.	78
Tabla 4-15 – Diseño de alcantarilla por control de entrada. Fuente: Autor.	79
Tabla 4-16 – Diseño de alcantarilla por control de salida. Fuente: Autor.....	81
Tabla 4-17 – Altura de la curva de remanso a la entrada de la alcantarilla. Fuente: Autor.	81
Tabla 4-18 – Velocidad adm. en alcantarillas. Fuente: Manual de hidráulica – Azevedo, Acosta.	81
Tabla 4-19 – Períodos de diseño típicos. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.	93
Tabla 4-20 – Factor de reparto con sentido. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.	93
Tabla 4-21 – Factor carril en función del número de carriles. Fuente: AASHTO 1993.	93
Tabla 4-22 – Factor de crecimiento. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.	94
Tabla 4-23 – Factores de equivalencia de carga. Fuente: Adaptado de AASHTO 1986.	95
Tabla 4-24 – Índice de serviciabilidad típicos. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.	95
Tabla 4-25 – Nivel de confiabilidad “R”. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.	96
Tabla 4-26 – Desviación “Zr” según confiabilidad “R”. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.	96
Tabla 4-27 – Clasificación de capas según CBR. Fuente: Carreteras y Aeropuertos – Valle Rodas....	97
Tabla 4-28 – Valores típicos del coeficiente de drenaje “Cd”. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.	97
Tabla 4-29 – Número de ejes equivalentes. Fuente: Autor.	98
Tabla 4-30 – Espesores adoptados. Fuente: Autor.....	99
Tabla 4-31 – Espesor mínimo aconsejable. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.	99
Tabla 4-32 – Cómputo y presupuesto estimado de anteproyecto vial e hidráulico. Fuente: Autor.....	100
Tabla 5-1 – Distancias medias hasta Chajarí. Fuente: Autor.	113
Tabla 5-2 – Población y otros indicadores de la provincia de Entre Ríos. Fuente: INDEC.....	115
Tabla 5-3 – Códigos concatenados para cada localidad. Fuente: Adaptado de INDEC.	116



Tabla 5-4 – Comparación de materias básicas entre carreras. Fuente: Autor.....	129
Tabla 5-5 – Egresados secundarios anuales en E.R. y Federación. Fuente: CGE Entre Ríos.	130
Tabla 5-6 – Duración formal y efectiva de carreras. Fuente: SIES Chile.....	132
Tabla 5-7 – Dimensiones mínimas para oficinas de investigación. Fuente: Autor.....	135
Tabla 5-8 – Dimensiones mínimas de Rectoría. Fuente: Manual de estándares A.A.B.E.....	136
Tabla 5-9 – Dimensiones mínimas de secretarías. Fuente: Manual de estándares A.A.B.E.	136
Tabla 5-10 – Dimensiones mínimas de Salas de estudio en silencio. Fuente: Autor.	138
Tabla 5-11 – Dimensiones mínimas de Salas de trabajo en grupo. Fuente: A.A.B.E.	138
Tabla 5-12 – Dimensiones mínimas de enfermería. Fuente: Autor.	138
Tabla 5-13 – Dimensiones mínimas de depósitos y mantenimiento. Fuente: Autor.	138
Tabla 5-14 – Dimensiones mínimas para departamentos académicos. Fuente: Autor.	139
Tabla 5-15 – Dimensiones mínimas para centro de estudiantes. Fuente: Autor.....	139
Tabla 5-16 – Dimensiones finales adoptadas. Fuente: Autor.	139
Tabla 5-17 – Disposiciones reglamentarias de ordenamiento. Fuente: Adaptado de C.O.U. Chajarí.	144
Tabla 5-18 – Consumo de agua por día. Fuente: Autor.....	158
Tabla 5-19 – Superficie máxima de desagüe. Fuente: Adaptado de Normas de instalaciones OSN..	162
Tabla 5-20 – Costo por m ² del Campus Repsol. Fuente: Sacyr.....	167
Tabla 5-21 – Costo estimado de proyecto. Fuente: Autor.	167
Tabla 6-1 – Luces admisibles en vigas “U”. Fuente: Pretensa Estructuras.	197
Tabla 6-2 – Luces máximas admisibles. Fuente: Astori Estructuras.	197
Tabla 6-3 – Limitaciones por carga y luz máxima. Fuente: Astori Estructuras.....	198
Tabla 6-4 – Dimensiones comerciales de losa alveolar. Fuente: Astori Estructuras.	198
Tabla 6-5 – Tabla de uso en función de luz libre. Fuente: Astori Estructuras.....	199
Tabla 6-6 – Aprovechamiento de los elementos estructurales de los marcos. Fuente: Autor.	275
Tabla 6-7 – Cargas según cada estado. Fuente: Autor.....	278
Tabla 6-8 – Esfuerzos de flexión en cada estado de carga. Fuente: Autor.	279
Tabla 6-9 – Tensiones características en cada estado de carga. Fuente: Autor.	280
Tabla 6-10 – Tensión de tracción admisible según clase. Fuente: Adaptado de CIRSOC 201-2005.	280
Tabla 6-11 – Tensiones máximas admisibles en el hormigón. Fuente: Autor.....	280
Tabla 6-12 – Resumen de tensiones existentes en el hormigón. Fuente: Autor.	284
Tabla 6-13 – Parámetros iniciales para la verificación a corte. Fuente: Autor.....	291
Tabla 6-14 – Esfuerzos de corte y momento en distintas secciones del elemento. Fuente: Autor.	292
Tabla 6-15 – Esfuerzo de corte requerido a cubrir con armadura transversal. Fuente: Autor.	293
Tabla 6-16 – Tabla resumen de armado en viga pretensada. Fuente: Autor.....	296
Tabla 6-17 – Cargas solicitantes en cada nivel sobre columna. Fuente: Autor.	304
Tabla 6-18 – Sección transversal de columna adoptada. Fuente: Autor.....	304
Tabla 6-19 – Resistencia requerida en columnas. Fuente: Autor.	305
Tabla 6-20 – Armado de columnas. Fuente: Autor.	305
Tabla 6-21 – Esfuerzos flectores en extremos de columnas. Fuente: Autor.....	306
Tabla 6-22 – Cálculo de parámetros “n” y “m”. Fuente: Autor.....	307
Tabla 6-23 – Resumen de armado y resistencias iniciales de columnas. Fuente: Autor.	307
Tabla 6-24 – Valores definitivos de “n” y “m”. Fuente: Autor.	307
Tabla 6-25 – Armado y resistencias definitivas. Fuente: Autor.	307
Tabla 6-26 – Esfuerzos flectores y esbelteces de las columnas. Fuente: Autor.....	308
Tabla 6-27 – Parámetros correspondientes a los cordones. Fuente: Autor.....	325
Tabla 6-28 – Presupuesto estimado de la estructura para ala educativa. Fuente: Autor.....	351



Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN

En el campo de la ingeniería se identifican varios aspectos principales de interés, como la educación, la investigación y la práctica. Por supuesto, el que aquí se desarrollará con mayor profundidad será el que se relaciona mayormente con el diseño, pero en ningún punto se dejará de lado el proceso investigativo, y se mantendrá siempre en consideración que los resultados deberán estar orientados a la práctica.

Es importante que el proceso de investigación esté motivado por el interés de ser creativos en el desarrollo de nuevos productos y conceptos, utilizando todas las herramientas que se tengan a disposición durante cada etapa del mismo. Dicho proceso consiste en la recopilación de datos, estadísticas, consideraciones, ideas y soluciones pensadas con el fin de resolver problemáticas reales de diversa índole.

Un ingeniero debe solucionar problemas para beneficio de la humanidad. Sin embargo, a diferencia del científico, el ingeniero no es libre para seleccionar el problema que le interesa, debe resolver los problemas ya existentes y su solución debe satisfacer requerimientos que muchas veces están en conflicto. Generalmente, la eficiencia cuesta dinero y la seguridad aumenta la complejidad, por lo cual, la solución ingenieril es la solución óptima, es el resultado final que, teniendo en cuenta todos los factores, es la más deseable. Puede ser la más confiable dentro de un límite permisible, la más simple que satisfaga ciertos requerimientos, o la más eficiente para un costo dado.

Por eso, una solución técnica puede que no sea suficiente. Cuestiones como el costo, la seguridad, la estética, las preferencias del mercado, las normas y códigos no pueden ignorarse y pueden llegar a ser factores determinantes. Además, las soluciones ingenieriles siempre están sometidas a ciertas condiciones físicas, económicas, **sociales** y políticas.

En resumen, el presente trabajo es una actividad de toma de decisiones, contra las limitaciones físicas, económicas, sociales y políticas, para desarrollar materiales, productos o procesos que satisfagan una necesidad urgente.

El planteamiento desde la cátedra fue analizar tres problemáticas en distintos campos de la ingeniería, con un enfoque hidráulico, vial o estructural/arquitectónico. Para apreciar mejor la solución ingenieril hay que entender primero lo que es el problema, pues sin clarificar esta noción es imposible intentar su resolución. Por lo tanto, se llevó a cabo una breve investigación sobre las características del territorio que se ve afectado con el objeto de contextualizar la problemática, abordando aspectos demográficos, climáticos, geográficos, sociales, económicos y culturales de la provincia, el departamento y la ciudad a la que afectan.

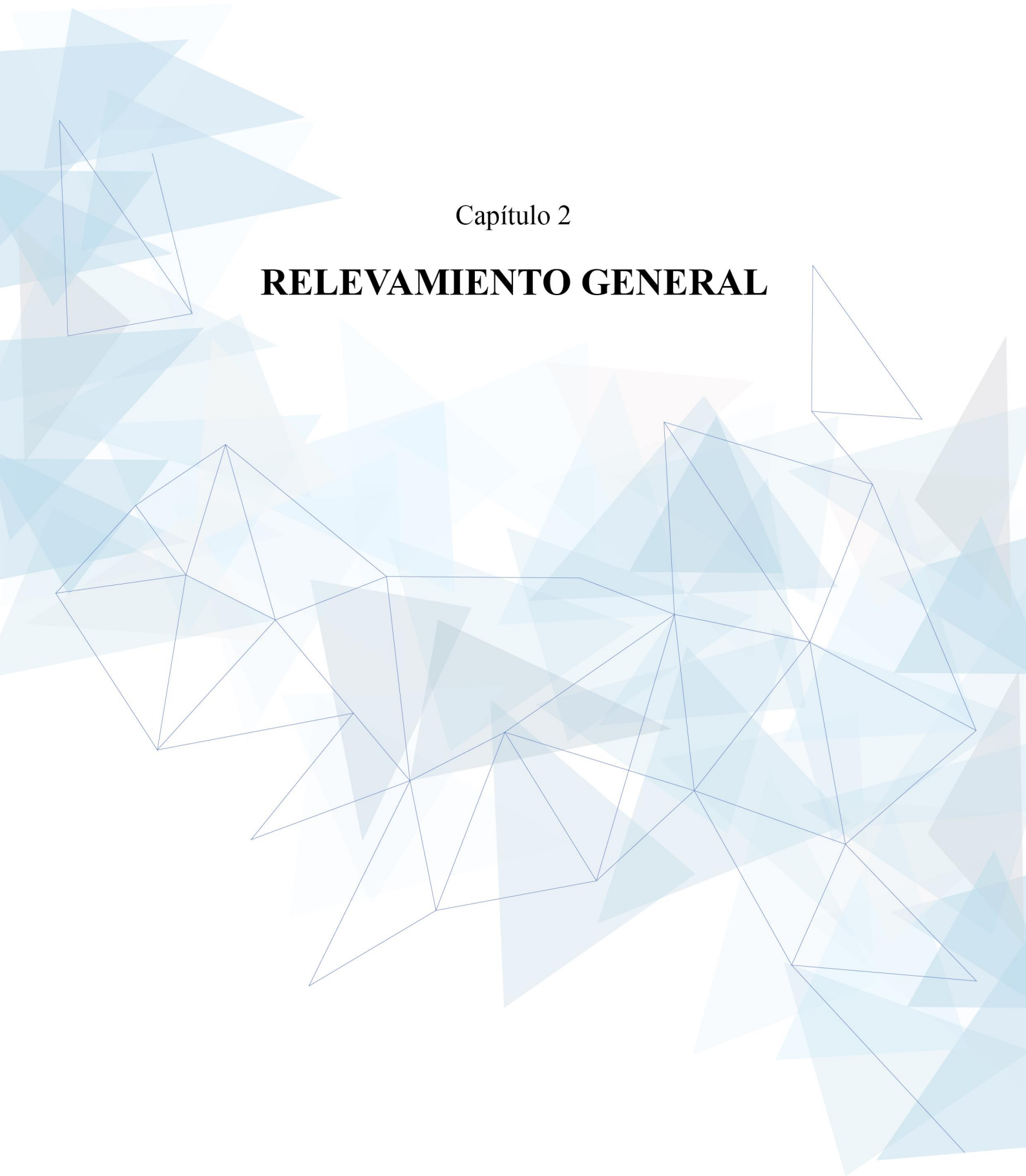
Luego, se desarrollaron dichos problemas, presentando datos concretos, testimonios, etc. y en base a lo recopilado se plantearon las soluciones que se consideraron necesarias. Realizar una amplia definición de lo que se intenta solucionar, esto incluye el recabar el mayor número de datos posibles. Es común el error de no poner suficiente atención a la recopilación de datos, lo que usualmente lleva a adoptar soluciones incorrectas.

Por último, se desarrollaron las alternativas que se consideraron más factibles aplicando conocimientos sobre hidráulica, hidrología, geotecnia, diseño arquitectónico, cálculo vial, estructural, etc.; que se han ido adquiriendo como estudiantes universitarios.

En función de todo lo anterior mencionado, se elaboraron tres anteproyectos y un proyecto ejecutivo potencialmente aplicable a futuro ya que, como se mencionó, las problemáticas analizadas son de carácter real y requieren de una resolución aplicable. La extensión del proyecto ejecutivo definitivo presentará planos, especificaciones técnicas, planillas de cálculo, presupuesto estimado, etc.

Capítulo 2

RELEVAMIENTO GENERAL



CAPÍTULO 2 – RELEVAMIENTO GENERAL

Con el fin de situarse en el escenario donde se emplazarán los proyectos, se procede a describir el contexto geográfico y social que se presenta actualmente en la región.

2.1 Departamento Federación

El departamento Federación es el séptimo más pequeño de la provincia con una superficie de 3.760 km² y el quinto más poblado, con 68.736 habitantes según el censo del 2010. Toma su nombre de la ciudad cabecera y entre sus principales ciudades se encuentran Chajarí, Federación, Los Conquistadores, San Jaime de la Frontera, Santa Ana y Villa del Rosario.

2.1.1 Ubicación

El departamento Federación está situado en el sector noreste de la provincia de Entre Ríos entre los 57° y 58° 40' de longitud oeste y 30° 15' y 31° 10' de latitud sur. Se encuentra limitado al norte por el Río Mocoretá que lo separa de la provincia de Corrientes, al oeste por los departamentos Feliciano y Federal, al sur con el departamento Concordia y al este con la República Oriental del Uruguay.

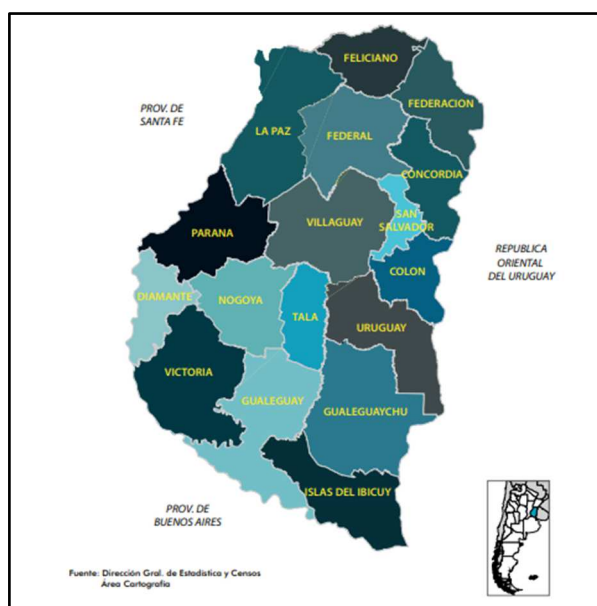


Figura 2.1 – División política de Entre Ríos. Fuente: Sitio web Gobierno de Entre Ríos.

2.1.2 Demografía

Como bien se mencionó anteriormente, el departamento Federación cuenta con 68.736 habitantes según el censo del INDEC del 2010. A su vez es posible observar la variación relativa de los habitantes teniendo en cuenta los dos últimos censos.

Año del censo	Población	Variación relativa
2010	68.736 habitantes	14,2 %
2001	60.204 habitantes	

Tabla 2.1 – Variación relativa poblacional. Fuente: INDEC

Se presenta la pirámide poblacional del departamento obtenida del último censo realizado en el país, discriminando la población en grupos etarios y sexo.

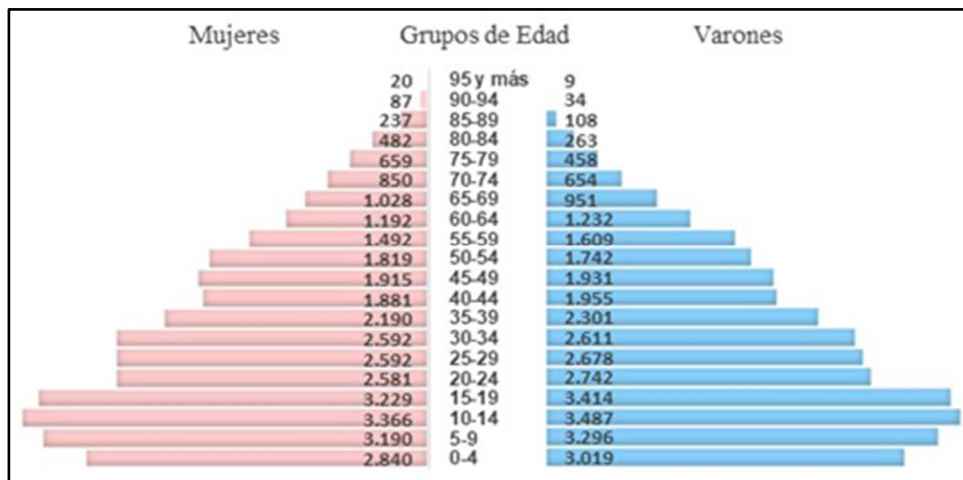


Figura 2.2 – Pirámide poblacional Federación. Fuente INDEC (Adaptación propia).

El departamento Federación posee una gran densidad poblacional, siendo la misma de 18,3 habitantes por km².

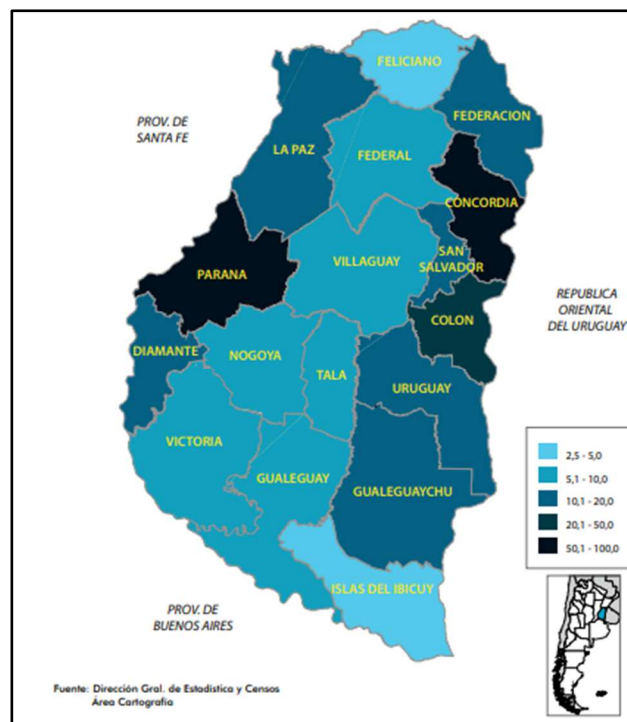


Figura 2.3 – Densidad poblacional de Entre Ríos. Fuente: Sitio web Gobierno de Entre Ríos.

2.1.3 Fisiografía

En el departamento Federación se pueden encontrar los siguientes ambientes fisiográficos según la Carta de Suelos de la República Argentina redactada por el INTA.

- Altillanuras típicas de las cuchillas: poseen sectores estables y la poca erosión que se presenta puede atribuirse a la escasa pendiente y un gran porcentaje de vegetación natural. Cuenta con un drenaje pobre debido a las escasas pendientes y longitudes extensas, a lo cual se agrega una

lenta permeabilidad de los suelos. En esta unidad fisiográfica se halla la serie de Los Conquistadores.

- Peniplanicies muy suaves y planas: paisaje más inestable que el anterior. Posee charcos pequeños y someros que cubre aproximadamente un 20% de la misma, y pendientes entre 0,5 y 1%. En esta unidad fisiográfica se hallan las series San Nicasio, Chajarí mal drenada, Tatutí fase mal drenada y la Selva.
- Peniplanicies suavemente onduladas: es una zona de sedimentos calcáreos con monte abierto y buenas pasturas naturales. Tiene pendientes entre 0,5 a 2% aproximadamente. En ésta se encuentran las series Gallo y Caraballo.
- Peniplanicie levemente ondulada: posee pendientes suaves y largas. Es una zona de sedimentos arcillosos sobre los cuales se depositan materiales arenosos. Se encuentra en ésta las series Colonia Santa Juana y Pilar.
- Peniplanicie ondulada: es una zona con microrrelieve gilgai y sedimentos arcillosos calcáreos. En ésta se encuentran las series Yeruá, Tatutí, La Hierra y San Jaime.
- Terrazas suavemente onduladas: son terrazas antiguas suavemente onduladas, posee suelos arenosos pardos sobre sedimentos fluviales arcillosos. En ésta se encuentran las series Mandisoví, Calabacillas, Chajarí y los Charrúas.
- Terrazas onduladas: presenta un paisaje de terrazas onduladas y arenosas con pendientes cortas. En esta unidad se localizan las series Yuquerí Chico, Yuquerí Grande y Puerto Yeruá.
- Valles aluviales y terrazas hidromórficas: está conformado por valles inundables, cabeceras de arroyos y terrazas intermedias muy suavemente inclinadas hacia arroyos.

2.1.4 Suelos

Para definir el suelo de la región se consideran las Zonas Agroeconómicas Homogéneas (ZAH) correspondiente a los departamentos Concordia y Federación. Los suelos predominantes son los correspondientes al orden molisol, seguidos en cuanto a superficie ocupada por vertisoles y entisoles. El orden molisol se encuentra al alejarse del río Uruguay y algunas veces combinados con arena. Los vertisoles poseen microrrelieve gilgai y buen contenido tanto de minerales como de materia orgánica. Estos suelos aparecen cuando los depósitos de arena pierden importancia frente a otros.

Por último, los suelos de tipo entisoles son profundos y de textura arenosa a arenosa franca, presentando una baja fertilidad y de tipo permeable los cuales sufren sequías. La distribución se observa en la Figura 2.4.

2.1.5 Clima

La mayor parte de la provincia de Entre Ríos pertenece a la región climática templado húmedo de llanura. Solo un pequeño sector comprendido por el noreste de los departamentos, entre ellos Federación, pertenecen a la región climática subtropical húmeda de llanura. Se caracteriza por escasas oscilaciones anuales de temperatura y abundancia de precipitaciones.

A los departamentos Feliciano, Federación y La Paz le corresponden las temperaturas más altas de la provincia. La temperatura media del mes más cálido es de 26° C, y la del mes más frío es de 12° C, indicando esto la existencia de inviernos suaves. En la Figura 2.5 se muestran las temperaturas medias anuales según región en Entre Ríos.

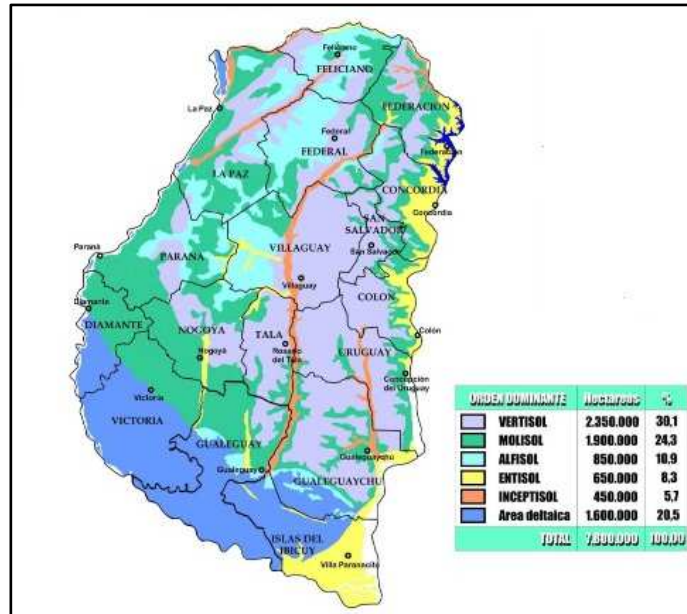


Figura 2.4 – Mapa básico de suelos de Entre Ríos: Fuente: INTA.

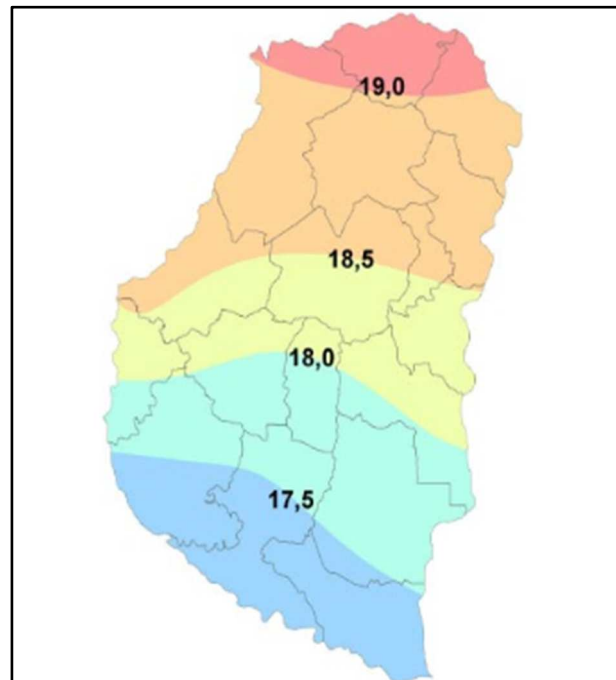


Figura 2.5 – Temperatura media anual de Entre Ríos. Fuente: INTA.

2.1.6 Flora y Fauna

Existe una gran diversidad de Flora y Fauna en el departamento. Como se encuentra en una zona que costea el Río Uruguay, se puede encontrar bosques en galería y vegetación más densa que presenta arbustos, enredaderas, mistol, chañar, algarrobo y ceibo. También existen especies como el lapacho, viraró y laurel y, en menor medida, palmeras yatay y pindó.

Entre los mamíferos se pueden encontrar liebres, carpinchos, lobitos de río, mulitas pampeanas, zorros grises, murciélagos, comadreas overas, cuises grandes, entre otros. Entre los ofidios existen la yará, víboras y culebras. Entre las aves es posible mencionar al ñandú, el chajá, diversas especies de patos, crespín, cuclillo, cigüeña, tero, hornero, tijerilla, entre otros. La fauna ictícola encontrada en el río

Uruguay es de gran variedad, y está formada por anguilas, mojarras, bagres, surubí y mandubí, cabeza amarga, dientudo, dorado, sábalo, boga, viejas del agua, entre otros.



Figura 2.6 – Fauna del departamento Federación. Fuente: Org. EcoRegistros.

2.1.7 Actividades Productivas

El departamento Federación se caracteriza por una numerosa plantación de cítricos, gran actividad forestal, agropecuaria, apícola y, en menor medida, frutihortícola de invernadero.

La citricultura se caracteriza por la producción de naranjas en primer lugar, mandarinas en segundo y pomelos y limones en menor cantidad. Federación contiene el mayor porcentaje de quintas citrícolas de la provincia, alcanzando el valor del 85,2%.

La actividad apícola se practica con mayor intensidad en los departamentos Concordia, Federación y Paraná. Con respecto a la cantidad de productores apícolas, el departamento Concordia ocupa el primer lugar con 348 apicultores, en segundo lugar, Paraná con 326 y por último Federación con 295.

Hasta el año 2015, la silvicultura se dio fuertemente en los departamentos de Colón y Concordia y en menor medida en Federación. Estos departamentos albergan casi el 90% de la superficie plantada. Estas actividades se pueden resumir en las siguientes tablas.

Departamento	Total
Concordia	59,113
Colón	21,321
Federación	47,275
Total	127,709

Tabla 2.2 – Superficie con plantaciones forestales. Fuente: Ministerio de Agroindustria – UCAR

Especie	Superficie (ha)	Nº Plantas
Naranja	15,383.31	6,140,328
Mandarina	12,758.54	5,749,789
Limón	551.77	376,203
Otros	685.51	279,774
Total	29,379.13	12,546,094

Tabla 2.3 – Superficie de plantaciones y cantidad de plantas. Fuente. Censo Citrícola 2016.

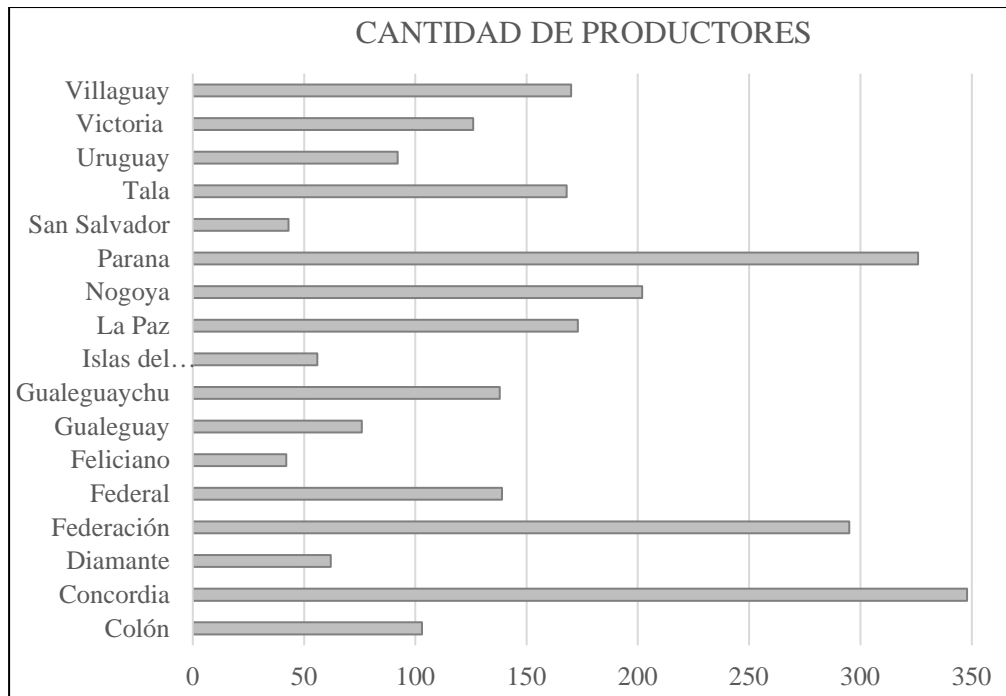


Figura 2.7 – Cantidad de productores apícolas Entre Ríos. Fuente: Dirección de Lechería y Granja

2.1.8 Educación

Los datos del Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas realizado en el año 2010 brindan información acerca de la tasa de población mayor a 10 años que es analfabeta, refiriéndose a aquella que no sabe leer y escribir, como se indica en la Tabla 2-4.

Departamento	Analfabetismo (%)	Analfabetos	Alfabetos	Población de 10 años y más
Federal	4,8	1.026	20.191	21.217
Islas del Ibicuy	4,5	433	9.243	9.676
Feliciano	4,2	508	11.509	12.017
La Paz	4,1	2.207	52.185	54.392
Villaguay	3,1	1.244	39.056	40.300
Victoria	2,9	873	29.110	29.983
Tala	2,8	608	20.739	21.347
San Salvador	2,7	379	13.757	14.136
Gualeguay	2,7	1.142	41.883	43.025
Federación	2,6	1.456	54.935	56.391
Concordia	2,3	3.223	134.938	138.161
Nogoyá	2,0	655	31.999	32.654
Diamante	2,0	802	38.768	39.570
Gualeguaychú	1,7	1.528	89.853	91.381
Uruguay	1,5	1.226	82.869	84.095
Paraná	1,4	3.939	282.959	286.898
Colón	1,3	655	51.367	52.022

Tabla 2.4 – Tasa de analfabetismo por departamento de Entre Ríos. Fuente: INDEC.

2.2 Ciudad de Chajarí

Chajarí es un municipio del distrito Mandisoví del departamento Federación en la provincia de Entre Ríos, República Argentina. El municipio comprende la localidad del mismo nombre y un área rural. El ejido municipal tiene una superficie de 21.700 hectáreas y la planta urbana 770 hectáreas.

El nombre “Chajarí” proviene del idioma guaraní y significa “arroyo del chajá”. Este fue originalmente dado al arroyo Chajarí, luego al paraje, y posteriormente a la estación ferroviaria del lugar, por la presencia de arroyos y ríos con abundantes grupos de chajás. En la actualidad es conocida por los lugareños como “Ciudad de amigos”.

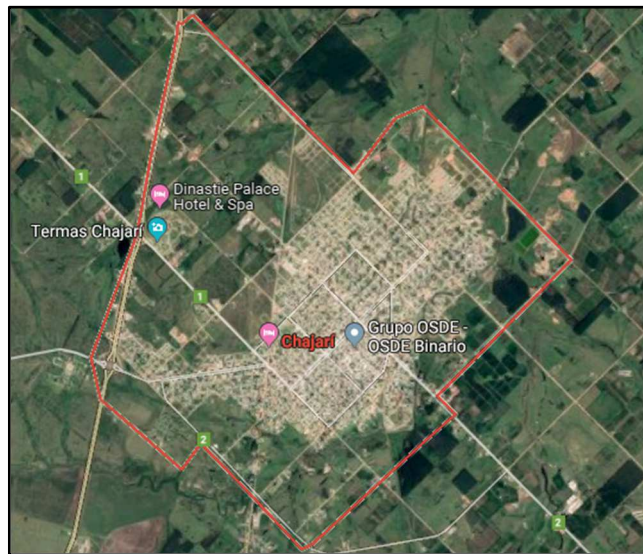


Figura 2.8 – Ejido municipal Chajarí. Fuente: Google Maps.

2.2.1 Cómo llegar

La ciudad se ubica en la provincia de Entre Ríos, sobre la Ruta Nacional N.º 14 en el km 325 sobre el corredor del río Uruguay a 523 km de Buenos Aires y 340 km de Paraná, capital provincial.

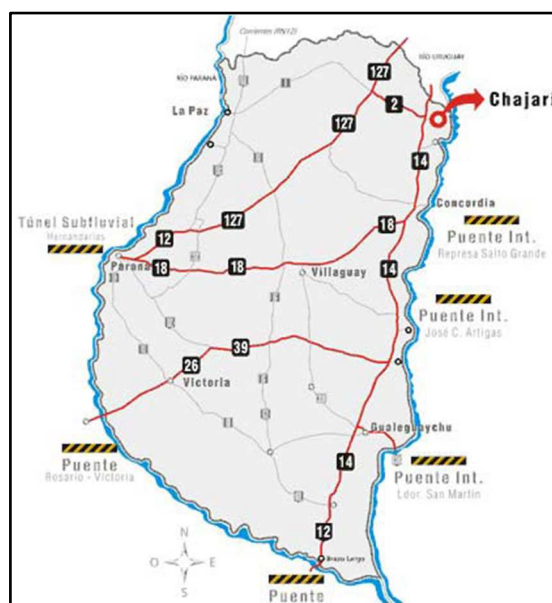


Figura 2.9 – Mapas de rutas y accesos de Entre Ríos. Fuente: Turismo Entre Ríos.

2.2.2 Historia y crecimiento del trazado urbano

La creación de esta ciudad no fue imprevista, surgió como el resultado de un plan llevado adelante por el Gobierno Provincial de Entre Ríos y del Gobierno Nacional, ante la urgente necesidad social y económica de poblar algunas regiones del país. Al mismo tiempo se buscaba distribuir la creciente ola de inmigración europea que aconteció en ese tiempo en la Argentina. La inmigración provino sobre todo de Italia y fue fomentada por el Gobierno Nacional a partir de 1876, por medio de la oferta de lotes de tierra para su explotación agrícola. Leónidas Echagüe, gobernador de Entre Ríos de ese entonces, promovió esta inmigración y es así que, con familias provenientes de Venecia, Lombardía, Trento, el Alto Adigio y Friuli, se comenzó la población del sitio.

Chajarí (en aquel momento llamada Villa Libertad) constituyó el primer ensayo orgánico de colonización del Gobierno Nacional, cuyo éxito inmediato indujo al gobierno a establecer otros centros de colonización con similares características operativas en distintos lugares del país.

El 20 de abril de 1875 pasó el primer tren por la Estación Chajarí del Ferrocarril Este argentino.

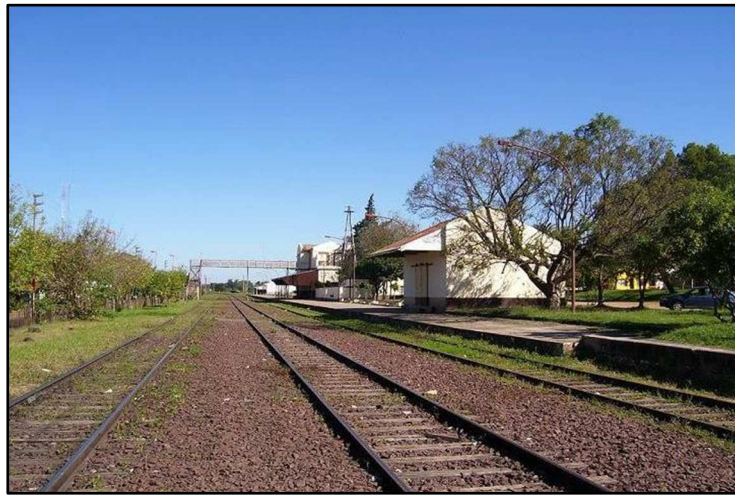


Figura 2.10 – Estación del ferrocarril Chajarí. Fuente: Wikipedia.

Originalmente fue constituida en la estructura urbana típica de fines del siglo XIX, con una plaza central alrededor de la cual se ubicaban los edificios públicos, tales como el centro cívico, la iglesia, la escuela, entre otros.

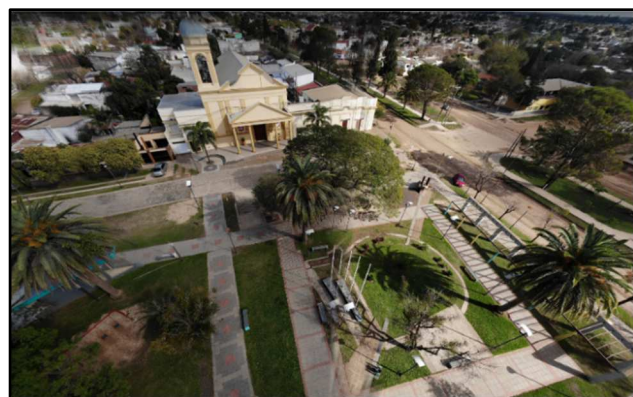


Figura 2.11 – Iglesia Santa Rosa. Fuente Google Maps.

Sin embargo, la ciudad se extendió con relativa rapidez hacia la estación del ferrocarril, distante unos 1000 metros del casco original. A partir de allí, la ciudad continuó expandiéndose en torno a la estación,

y posteriormente, hacia la Ruta Nacional N.º 14, de modo que actualmente el casco original de la ciudad se encuentra relativamente desplazado hacia fuera del centro geográfico y económico.

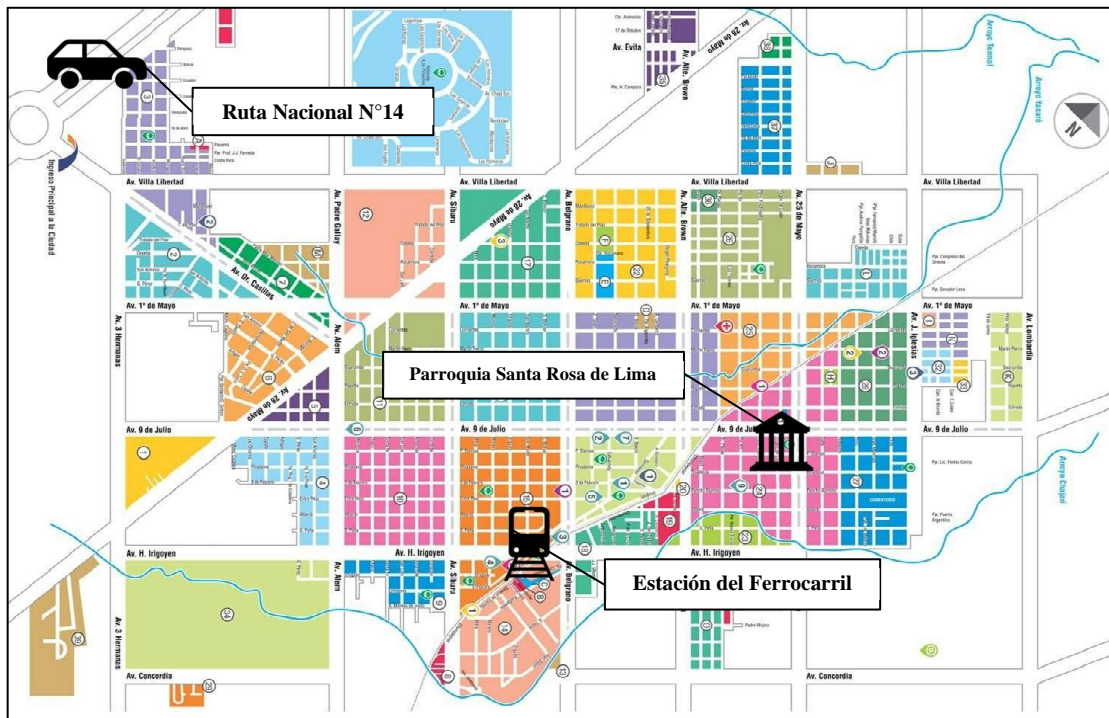


Figura 2.12 – Plano urbano de la ciudad. Fuente: Autor.

La primera elección municipal para la junta de fomento de Villa Libertad fue realizada el 30 de abril de 1889 y el primer gobierno municipal fue instalado el 20 de junio de 1889. La ley N.º 3013 sancionada el 29 de octubre de 1934 cambió el nombre de Villa Libertad por el de su estación de ferrocarril: Chajarí. Dicha estación se encuentra actualmente funcionando, siendo estación para trenes de carga. Esta característica fue, principalmente en un comienzo, de vital impulso para el éxito de la colonia. Tras la reforma constitucional del 18 de agosto de 1933, con vigencia desde el 1 de julio de 1935, luego de la publicación de la Ley Orgánica de Municipios N.º 3001 el 31 de octubre de 1934, el municipio de Chajarí pasó a ser de 2.º categoría. La ley N.º 3340 sancionada el 15 de septiembre de 1942 y promulgada el 18 de septiembre de 1942 dispuso la aprobación del censo realizado el 20 de junio de 1942 en Villa Chajarí (9688 habitantes) por lo que el 24 de septiembre de 1942 su municipio fue declarado de primera categoría.

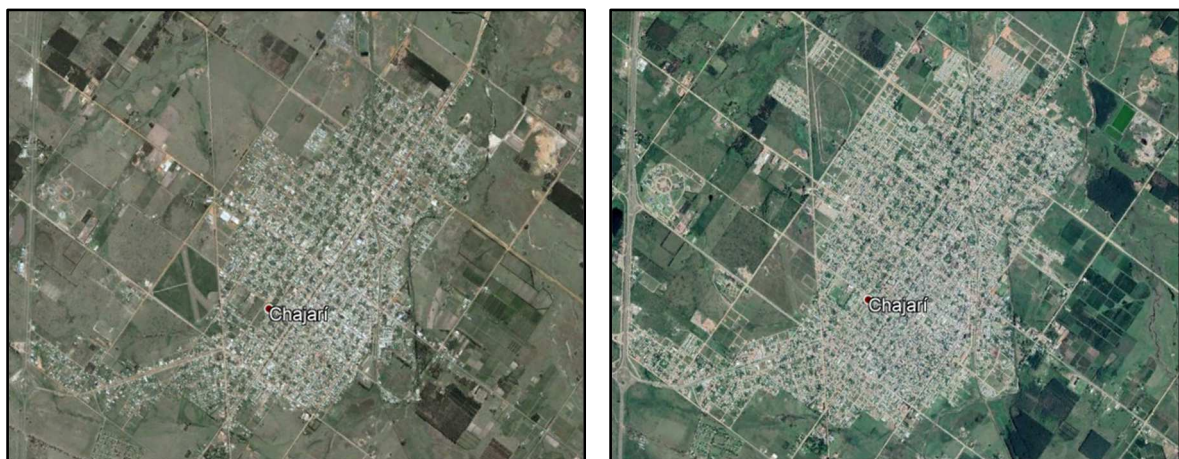


Figura 2.13 – Crecimiento urbano entre el año 2004 – 2018. Fuente: Google Earth.

2.2.3 Geografía

La presencia de las vías del ferrocarril distorsiona el trazado urbano, ya que corren en forma oblicua respecto de la malla de calles tradicional, obligando a la presencia, en el entorno de las mismas, de calles diagonales y manzanas de forma irregular. Además, dos arroyos transcurren por la planta urbana de Chajarí. El arroyo Yacaré nace prácticamente dentro de la misma, en la zona oeste de la ciudad. Recorre gran parte del trazado urbano, desviándose luego hacia el norte y abandonando la ciudad en forma aproximadamente paralela al trazado de las vías del ferrocarril. A lo largo de su recorrido es cruzado por numerosas alcantarillas y puentes, en prácticamente todas las calles, con lo cual este arroyo no representa una barrera suficientemente importante como para aislar sectores de la ciudad del resto de la misma.

Por otro lado, el arroyo Chajarí nace a varios kilómetros de la ciudad, y al aproximarse afecta a la región sur y sudoeste de la misma. A diferencia de lo que sucede con el arroyo Yacaré, y por atravesar sólo una pequeña parte de la planta urbana, no posee muchos cruces, y en consecuencia representa un elemento de división mucho más importante de la ciudad, aislando en gran medida al barrio afectado.

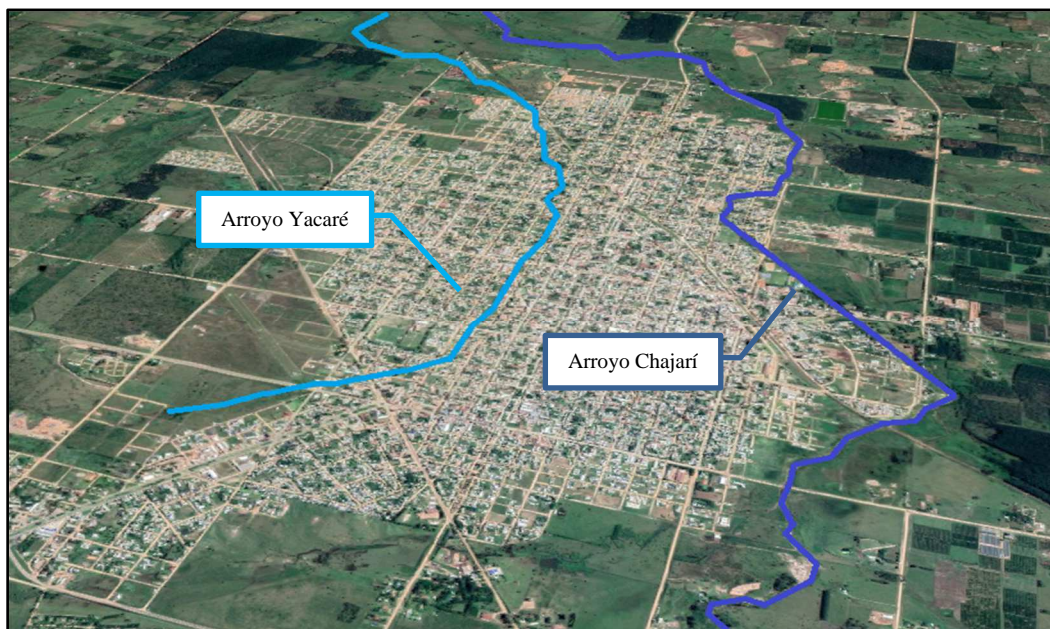


Figura 2.14 – Arroyo Yacaré y Arroyo Chajarí. Fuente: Adaptación de Google Earth.

A diferencia de las vías ferroviarias, los cauces de ambos cursos hídricos no han sido respetados en su integridad geográfica original. La falta de planeamiento oportuno al definir franjas de servidumbre de paso ha ocasionado que muchos propietarios de lotes colindantes a los arroyos hayan efectuado un relleno excesivo de los mismos, invadiendo parte de los cauces y provocando mínimas desviaciones en los cursos hídricos. Este fenómeno cobra importancia durante los períodos de abundantes precipitaciones, cuando los caudales de ambos arroyos se ven incrementados en forma significativa. Diferentes grados de inundaciones se registraron en torno a los mismos, lo cual ha llevado a la elaboración de planes de saneamiento y control, que hasta el momento no han sido materializados.

2.2.3.1 Relieve

El relieve en la región es suavemente ondulado, registrándose muy pocas pendientes localmente pronunciadas. Estas se ubican mayormente en torno a las cañadas y a los Arroyos Yacaré y Chajarí configurándose como elementos de borde en su paso por la planta urbana. Los suelos corresponden en

general al orden molisol, los cuales aparecen al alejarse del río Uruguay hacia el oeste, y pueden presentarse combinados con arena. Presenta elevaciones máximas de hasta aproximadamente 80 metros s.n.m. en zonas cercanas al encuentro con la Ruta Nacional N° 14, la cual disminuye periódicamente mientras se aproxima al río Mocoretá.

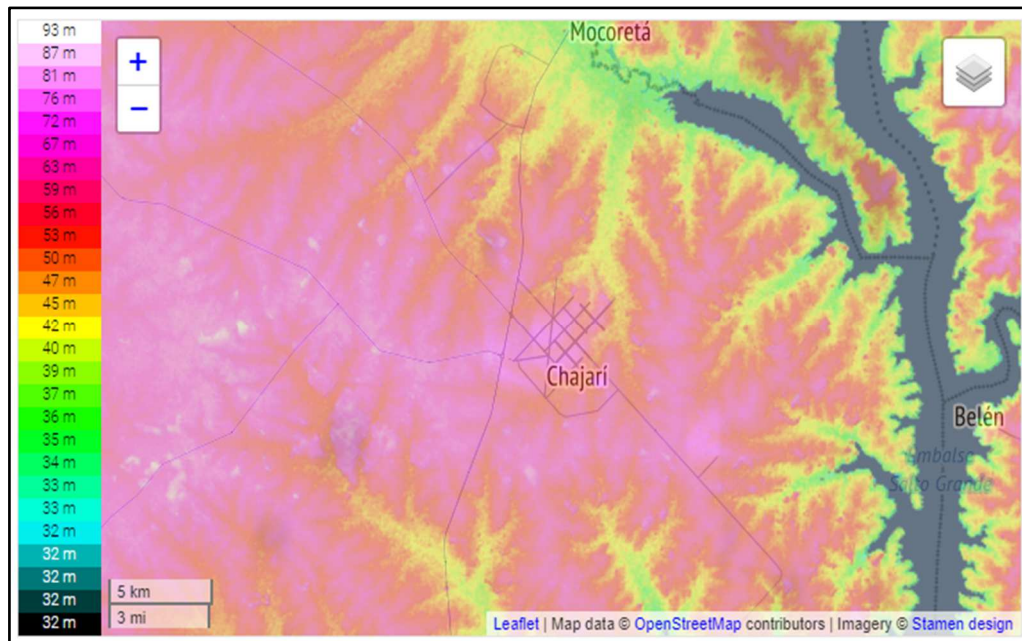


Figura 2.15 – Mapa de elevación de la ciudad de Chajari y alrededores. Fuente: Topographic-map.

Las características de los suelos fueron obtenidas de las cartas de suelo presentes en el visor GeoINTA. La Ciudad se encuentra en una zona conformada mayormente por suelo de la serie denominada **Chj** (Chajari), y en menor medida por suelo de la serie **Lch** (Los Charrúas), **Md** (Mandisoví) y **Cb** (Calabacilla).

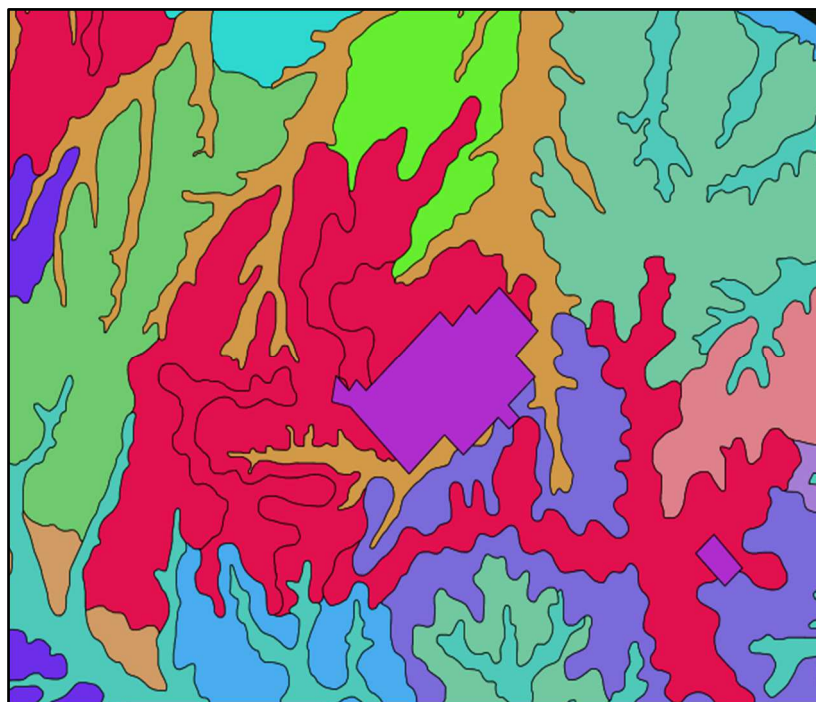


Figura 2.16 – Carta de suelos de la ciudad y alrededores. Fuente: Visor GeoINTA.



- **Chj:** pertenece a la familia fina, mixta, térmica de los Argiudoles ácuicos. El epipedón es oscuro, franco a franco arenoso, una profundidad que varía entre 15 – 20 cm y está bien estructurado. Le sigue un horizonte B2, denso, poco permeable; a menudo se presenta compactado y tiene estructura franco-arcillosa a franco arcillo arenosa. Las caras de fricción (“slickensides”) son escasas. Se agrieta en seco y el porcentaje de arcilla comúnmente supera el 30 %. Presenta concreciones ferromanganesíferas y moteados desde la superficie. El horizonte B3 (transicional) es más claro que los suprayacentes y tiene concreciones calcáreas que aparecen a partir de los 50 – 60 cm, aunque se han estudiado perfiles donde éstas se encuentran a mayor profundidad. El material madre de esta serie está constituido por una mezcla de los sedimentos típicos que generaron los vertisoles del área, con escaso aporte de las arenas de las antiguas terrazas del río Uruguay.
- **LCh:** pertenece a la familia "franco fina, mixta, térmica" de los Argiudoles vérticos. Los suelos de esta serie son profundos y de colores oscuros. Los materiales originales que formaron esta serie están constituidos por una mezcla de los sedimentos arcillosos, redepositados con materiales arenosos característicos de las terrazas del río Uruguay.
- **Md:** pertenece a la familia "francogruesa sobre arcillosa fina, somera, térmica" de los Hapludoles fluvénticos (suelos arenosos pardos o "mestizos", con subsuelo denso). Suelos moderados a imperfectamente drenados, de textura areno-franca sobre materiales gleizados a 40-50 cm muy densos y poco permeables, franco-arcillo-arenosos y franco-arcillosos a francos.
- **Cb:** Pertenece a la familia "franca fina, mixta, térmica" de los Hapludoles fluvénticos. Son suelos oscuros, con un epipedón de 35 a 45 cm de espesor, de textura franca, seguido por una discontinuidad litológica (II) -de origen fluvial- que consiste en sedimentos franco-arcillosos y de colores pardos, que pueden tener hasta un 10 % de inclusiones de materiales amarillentos con abundantes concreciones de hierro-manganeso y con cantos rodados finos.

2.2.4 Clima

La ciudad de Chajarí se encuentra en una zona de la provincia caracterizada por un clima subtropical sin estación seca, con variaciones estacionales. No existe una institución local que registre estadísticamente datos meteorológicos para posteriores análisis. Ciertas entidades poseen pluviómetros, veletas y anemómetros, pero no llevan un registro histórico de los parámetros, sino que se limitan a emplear tales instrumentos sólo para evaluar las condiciones durante el día, en modalidad de tiempo real.

2.2.4.1 Temperatura

Los veranos son muy calientes, los inviernos son cortos y frescos y está húmedo y parcialmente nublado todo el año. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 9 °C a 32 °C y rara vez baja a menos de 2 °C o sube a más de 36 °C.

La temporada calurosa dura aproximadamente de 3 a 4 meses, desde fines de noviembre a comienzos de marzo, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 29 °C. Estadísticamente el día más caluroso del año es el 8 de enero, con una temperatura máxima promedio de 32 °C y una temperatura mínima promedio de 21 °C. La temporada fresca dura aproximadamente 3 meses, desde mediados de mayo a mediados de agosto, y la temperatura máxima promedio diaria es menos de 20 °C. El día más

frío del año es, estadísticamente el 20 de julio, con una temperatura mínima promedio de 9 °C y máxima promedio de 18 °C.

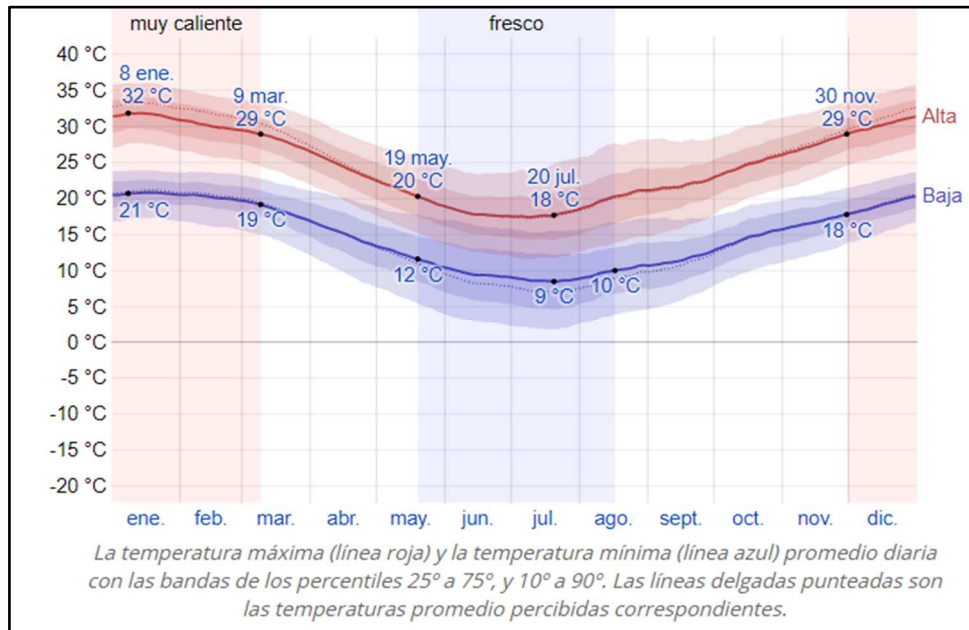


Figura 2.17 – Temperatura máxima y mínima anual. Fuente: Weather Spark.

La Figura 2.18 muestra una ilustración compacta de las temperaturas promedio por hora de todo el año. El eje horizontal es el día del año, el eje vertical es la hora y el color es la temperatura promedio para ese día y a esa hora.

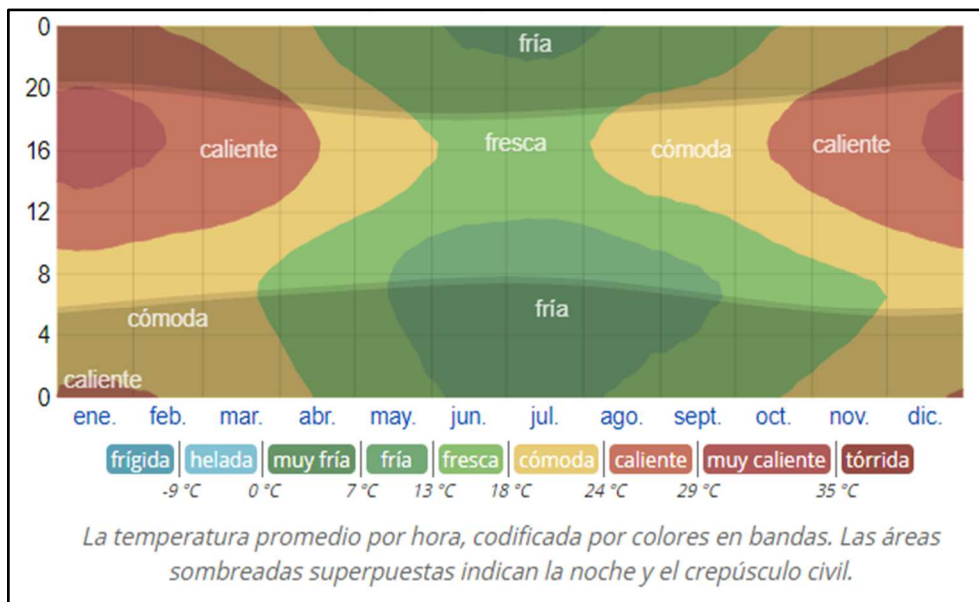


Figura 2.18 – Temperatura promedio por hora. Fuente: Weather Spark.

2.2.4.2 Nubosidad

El promedio del porcentaje del cielo cubierto con nubes varía poco en el transcurso del año. La temporada más despejada del año en Chajarí comienza aproximadamente el 23 de agosto; dura unos 8 a 9 meses y se termina a comienzos de mayo. El 18 de marzo, el día más despejado del año

estadísticamente hablando, el cielo está despejado, mayormente despejado o parcialmente nublado el 72 % del tiempo y nublado o mayormente nublado el 28 % del tiempo. El período más nublado del año comienza aproximadamente el 6 de mayo; dura 3 a 4 meses y se termina aproximadamente el 23 de agosto. El 20 de junio, el día más nublado del año, el cielo está nublado o mayormente nublado el 48 % del tiempo y despejado, mayormente despejado o parcialmente nublado el 52 % del tiempo.

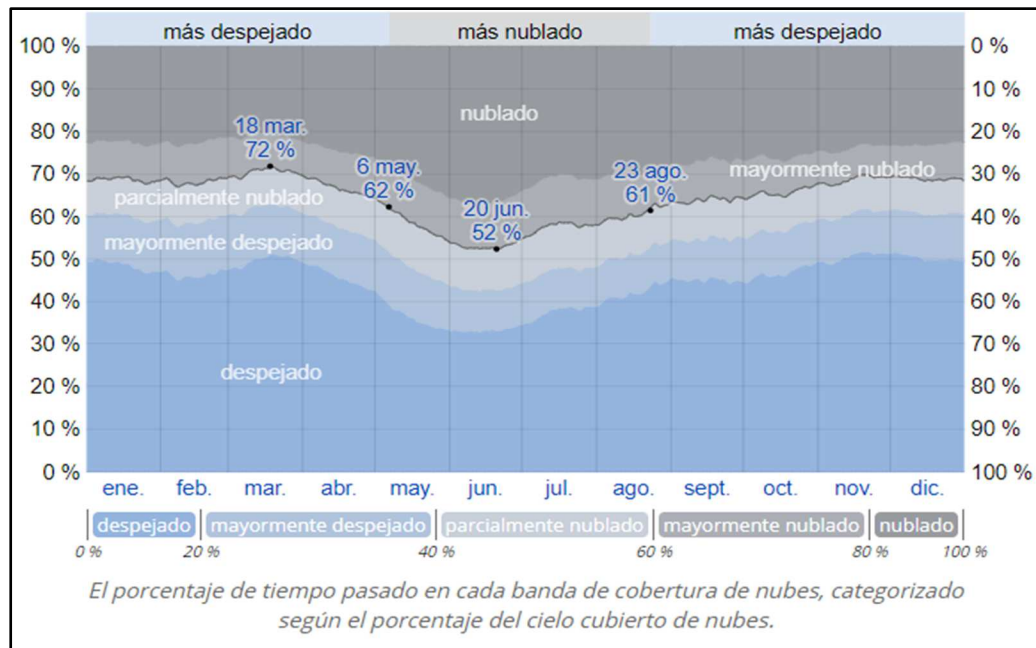


Figura 2.19 – Categorías de nubosidad. Fuente: Weather Spark.

2.2.4.3 Precipitaciones

Para mostrar la variación durante un mes y no solamente los totales mensuales, se presenta la precipitación de lluvia acumulada durante un período móvil de 31 días centrado alrededor de cada día del año. Chajarí tiene una variación extrema de lluvia mensual por estación.

La mayoría de la lluvia cae durante los 31 días centrados alrededor del 9 de abril, con una acumulación total promedio de 159 milímetros. La fecha aproximada con la menor cantidad de lluvia es el 28 de julio, con una acumulación total promedio de 50 milímetros.

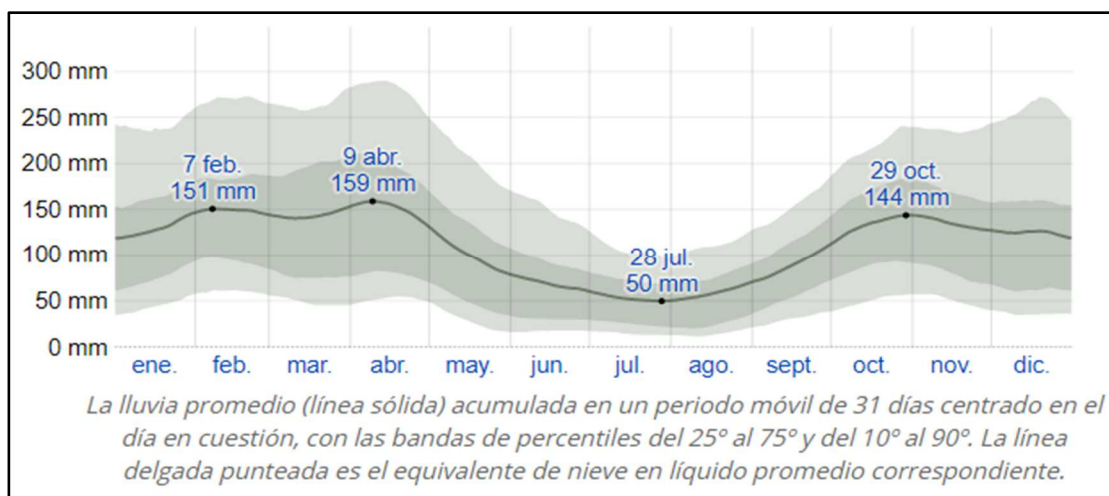


Figura 2.20 – Precipitación de lluvia mensual promedio. Fuente: Weather Spark.

2.2.4.4 Asoleamiento

La duración del día en Chajarí varía considerablemente durante el año. En 2019, el día más corto es el 21 de junio, con 10 horas y 9 minutos de luz natural; el día más largo es el 22 de diciembre, con 14 horas y 9 minutos de luz natural.

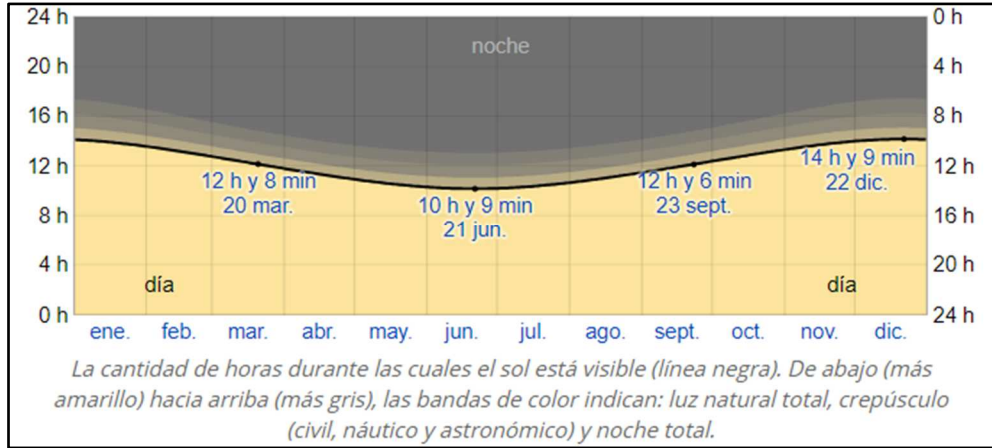


Figura 2.21 – Horas de luz natural y crepúsculo. Fuente: Weather Spark.

La salida del sol más temprana es a las 5:41 el 4 de diciembre, y la salida del sol más tardía es 2 horas y 9 minutos más tarde a las 7:50 el 1 de julio. La puesta del sol más temprana es a las 17:57 el 10 de junio, y la puesta del sol más tardía es 2 horas y 2 minutos más tarde a las 19:59 el 9 de enero.

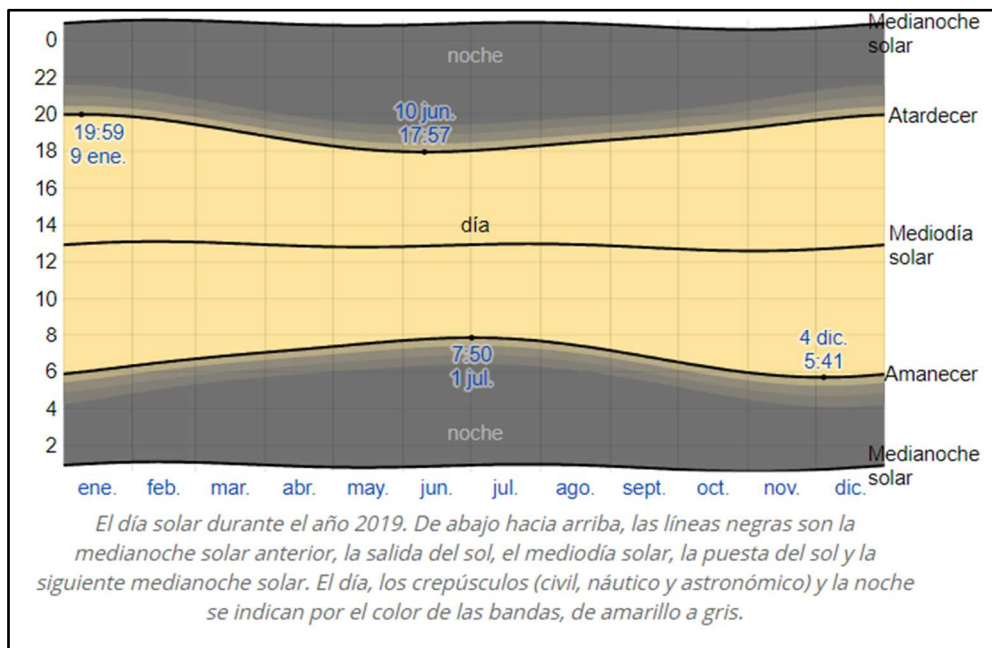


Figura 2.22 – Salida del sol y puesta del sol con crepúsculo. Fuente: Weather Spark.

En cuanto a la energía solar, los datos obtenidos tratan sobre la energía solar de onda corta incidente diaria total que llega a la superficie de la tierra en una área amplia, tomando en cuenta las variaciones estacionales de la duración del día, la elevación del sol sobre el horizonte y la absorción de las nubes y otros elementos atmosféricos. La radiación de onda corta incluye luz visible y radiación ultravioleta. La energía solar de onda corta incidente promedio diaria tiene variaciones estacionales considerables durante el año. El período más resplandeciente del año dura 3,4 meses, del 31 de octubre al 13 de

febrero, con una energía de onda corta incidente diaria promedio por metro cuadrado superior a 6,7 kWh. El día más resplandeciente del año es el 8 de enero, con un promedio de 7,7 kWh. El periodo más oscuro del año dura 3,3 meses, del 4 de mayo al 12 de agosto, con una energía de onda corta incidente diaria promedio por metro cuadrado de menos de 3,8 kWh. El día más oscuro del año es el 21 de junio, con un promedio de 2,9 kWh.

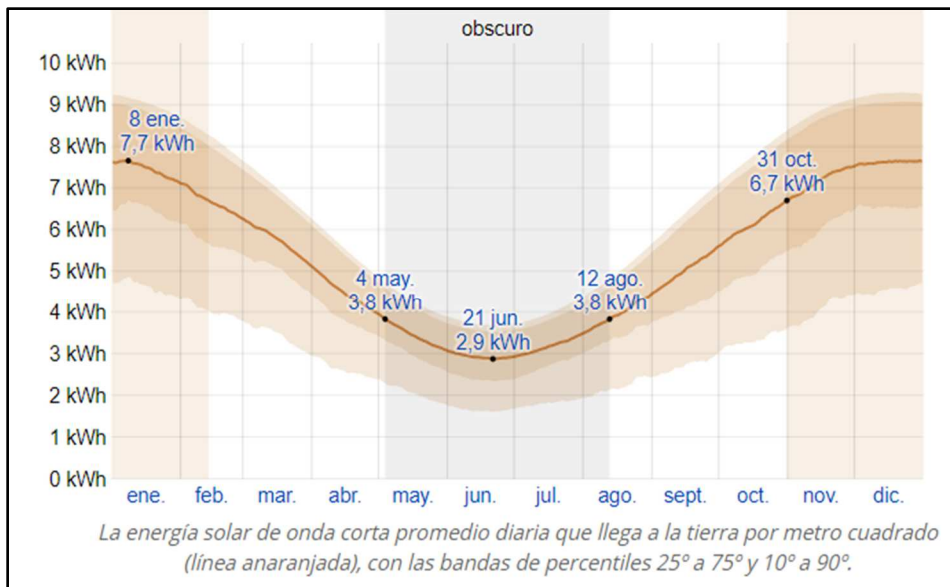


Figura 2.23 – Energía solar de onda corta incidente diaria promedio. Fuente: Weather Spark.

2.2.5 Vientos

El viento predominante durante casi todo el año proviene del norte y del noreste, debido al anticiclón del Atlántico sobre las costas del este del Uruguay. El viento de norte es cálido, por lo cual, en los meses de invierno, cuando hay suficiente insolación, las temperaturas aumentan un poco. En verano traen desde el sur de Brasil y Paraguay aire cálido, húmedo e inestable que forman tormentas. Además, suele haber vientos del sudoeste que viene acompañado por descenso de las temperaturas.

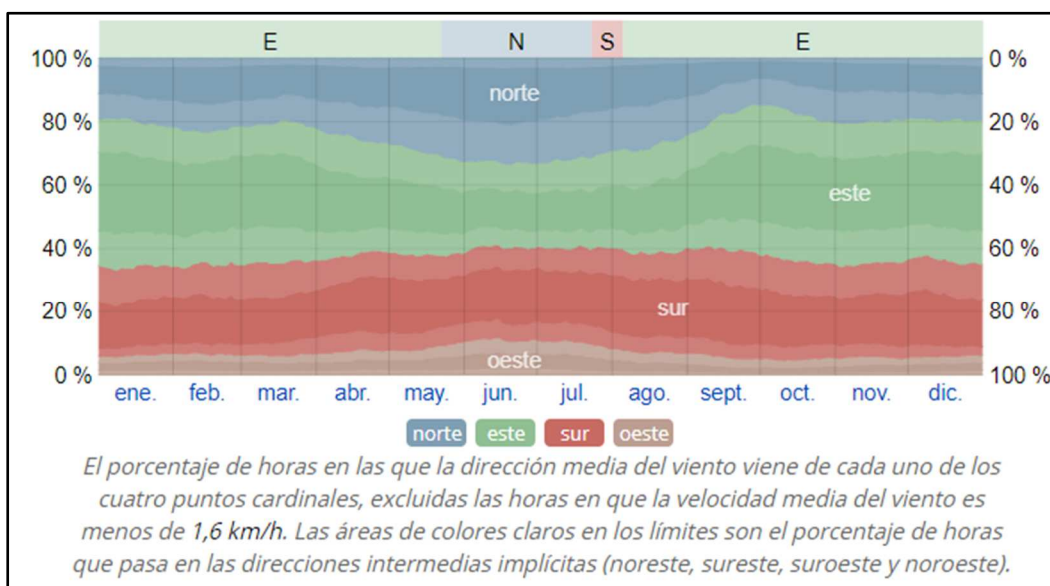


Figura 2.24 – Dirección del viento. Fuente: Weather Spark.

La velocidad promedio del viento por hora en Chajarí tiene variaciones estacionales leves en el transcurso del año. La parte más ventosa del año dura aproximadamente 5 meses, desde mediados de julio a mediados de diciembre, con velocidades promedio del viento de más de 14,6 kilómetros por hora. El día más ventoso del año es en septiembre, con una velocidad promedio del viento de 16,2 kilómetros por hora. El tiempo más calmado del año dura unos 7 meses, de mediados de diciembre a mediados de julio. El día más calmado del año es en marzo, con una velocidad promedio del viento de 13,0 kilómetros por hora.

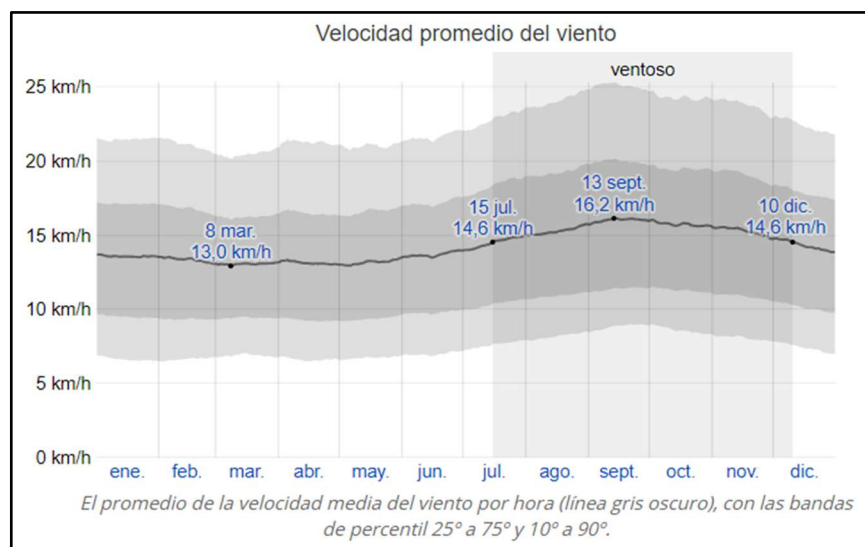


Figura 2.25 – Velocidad promedio del viento. Fuente: Weather Spark.

2.2.6 Población

Según el censo del año 2010, Chajarí contaba con una población de 34.490 habitantes, (zona urbana y rural); descendientes de inmigrantes italianos en su mayoría. Además, ha sido una de las ciudades que ha experimentado uno de los crecimientos demográficos más importantes del país.

2.2.6.1 Proyección demográfica

Para el presente trabajo se considera necesario contar con la proyección a futuro de la población en la ciudad de Chajarí. Se decide hacer una estimación mediante distintos métodos hasta el año 2040. Para comenzar los cálculos, en primer lugar, se debe hacer una recopilación de datos censales relativos a la región en estudio. En este caso, se obtuvieron los datos de los censos nacionales de los años 1991, 2001 y 2010, efectuados y procesados por el INDEC. Se han recopilado datos de población tanto de la ciudad específicamente, como también de las áreas mayores a las cuales pertenece ésta (departamento, provincia, país), dado que hay métodos de proyección que necesitan tal información.

Localidad	Datos de población de censos		
	1991	2001	2010
Argentina	32.615.528	36.260.130	40.117.096
Entre Ríos	1.020.257	1.158.147	1.235.994
Federación	48.713	60.204	68.736
Chajarí	20.816	30.655	34.490

Tabla 2.5 – Datos de población de los últimos tres censos. Fuente: INDEC.

a) Proyección Demográfica por Ajuste Lineal de la Tendencia Histórica

La proyección demográfica de una localidad por ajuste lineal de tendencia histórica se efectúa aplicando la recta de ajuste resultante de la regresión lineal de los valores de población total registrados en los últimos tres censos. La población futura se obtiene así utilizando la fórmula:

$$P_n = a + b \cdot n \quad (\text{Ec. 2-1})$$

Donde:

- ✓ P_n – población total al año n .
- ✓ n – número de años medido desde el año calendario inicial de la proyección hasta el año calendario en análisis.
- ✓ a y b – coeficientes de la recta.

Los parámetros de la recta de ajuste se obtienen aplicando el método de mínimos cuadrados. Se basa en el principio de que la recta que mejor se ajusta a un conjunto de datos que muestran una ordenación de tendencia lineal, es aquella para la cual la suma de los cuadrados de los residuos es mínima.

La aplicación del método de los mínimos cuadrados conduce a la determinación de las constantes a y b , por medio de la utilización de las dos ecuaciones llamadas normales:

$$\begin{cases} \sum P = m \cdot a + b \cdot \sum A \\ \sum P \cdot A = a \cdot \sum A + b \cdot \sum A^2 \end{cases} \quad (\text{Ec. 2-2})$$

Donde:

- ✓ A – cada uno de los años en los cuales se tienen datos censales conocidos.
- ✓ P – número de habitantes determinados en el censo del año A .
- ✓ m – número de censos considerados en el cálculo.

Empleando esta ecuación se calcula la población teórica de la ciudad de Chajarí hasta el año 2040.

$$\begin{cases} (20816 + 30655 + 34490) = 3 \cdot a + b \cdot (1991 + 2001 + 2010) \\ 20816 \cdot 1991 + 30655 \cdot 2001 + 34490 \cdot 2010 = a \cdot (1991 + 2001 + 2010) + b \cdot (1991^2 + 2001^2 + 2010^2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} 85961 = 3 \cdot a + b \cdot 6002 \\ 172110211 = a \cdot 6002 + b \cdot 12008182 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = -1420947,45 \\ b = 724,56 \end{cases}$$

$$P_n = -1420947,45 + 724,56 \cdot A_i$$

En la siguiente tabla se presenta la proyección de la población obtenida a partir del método utilizado.

Datos	Año	Población
Medidos	1991	20,816
	2001	30,655
	2010	34,490
Proyección	2020	42,664
	2025	46,287
	2030	49,909
	2035	53,532
	2040	57,155

Tabla 2.6 – Proyección de población método por ajuste lineal. Fuente: Autor.

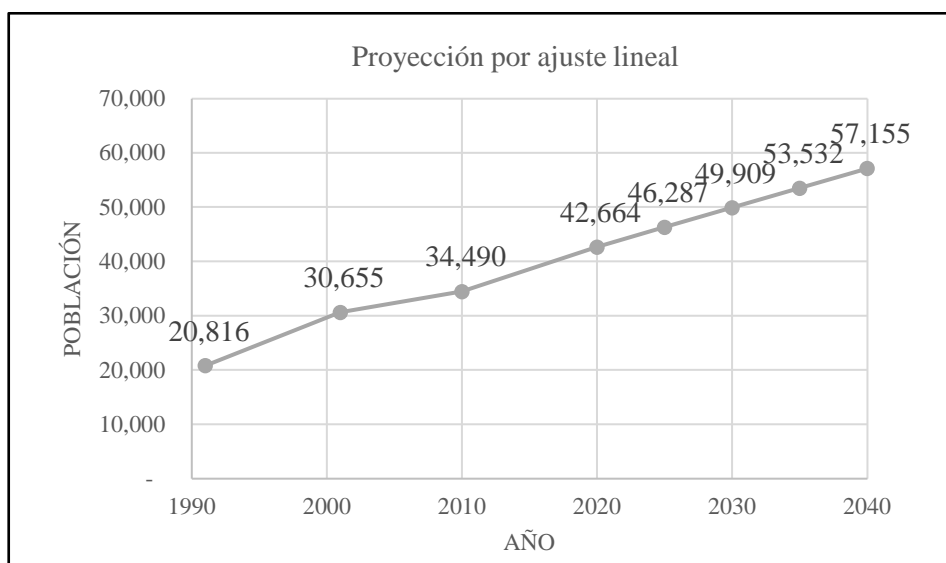


Figura 2.26 – Proyección de población por ajuste lineal. Fuente: Autor.

b) Crecimiento a interés compuesto

El método se aplica a ciudades jóvenes que se encuentran en la primera etapa de su curva de evolución, donde el crecimiento de la población sigue una progresión geométrica. La ecuación utilizada es:

$$P = P_0 \cdot (1 + r)^{A-A_0} \quad (\text{Ec. 2-3})$$

Donde:

- ✓ P – número proyectado de habitantes.
- ✓ P_0 – número de habitantes determinados en el último censo.
- ✓ r – tasa media de crecimiento, determinada en base a los últimos censos.
- ✓ A – año para el cual se desea hacer la proyección.
- ✓ A_0 – año del último censo.

La tasa de crecimiento debe determinarse primero para cada uno de los períodos intercensales considerados, y luego se realiza un promedio para obtener el valor “ r ” que se emplea en la fórmula. Para calcular la tasa de crecimiento de cada período se usa la ecuación:

$$r_i = \left(\frac{P_{i+1}}{P_i} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \quad (\text{Ec. 2-4})$$

Donde:

- ✓ P_{i+1} – número de habitantes determinado en el censo $i+1$.
- ✓ P_i – número de habitantes determinado en el censo i .
- ✓ n – número de años comprendidos entre ambos censos.

Se calculan entonces las dos tasas de crecimiento, y el valor medio:

$$r_1 = \left(\frac{34490}{30655}\right)^{\frac{1}{2010-2001}} - 1 = 0,039466277$$

$$r_2 = \left(\frac{30655}{20816}\right)^{\frac{1}{2001-1991}} - 1 = 0,013183214$$

$$r = \frac{(r_1 + r_2)}{2} = \frac{0,039466277 + 0,013183214}{2} = 0,026324745$$

$$P = 34490 \cdot (1 + 0,026324745)^{A-A_0}$$

En la siguiente tabla se presenta la proyección de la población obtenida a partir del método utilizado.

Datos	Año	Población
Medidos	1991	20,816
	2001	30,655
	2010	34,490
Proyección	2020	44,724
	2025	50,929
	2030	57,995
	2035	66,041
	2040	75,203

Tabla 2.7 – Proyección de población método crecimiento a interés compuesto. Fuente: Autor.

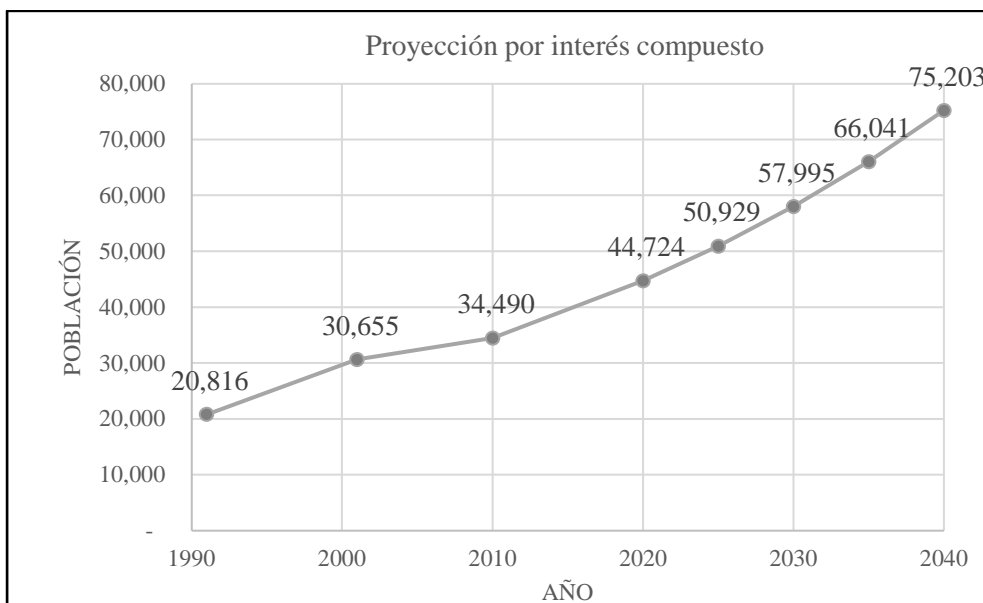


Figura 2.27 – Proyección de población por crecimiento a interés compuesto. Fuente: Autor.

c) Incrementos Relativos

Este método se fundamenta en la proporción del crecimiento absoluto de un área mayor, que corresponde a áreas menores en un determinado período de referencia y se adaptan mejor a localidades más asentadas y cuyo crecimiento futuro esté más relacionado con el crecimiento de la provincia y del país en su conjunto que con las condiciones locales. La información básica necesaria para la aplicación del método es:

- ✓ Proyección de la población del área mayor para el período en estudio.
- ✓ Población de cada una de las áreas menores correspondiente a las dos últimas fechas censales.

Entonces, la población del país, provincia, departamento o ciudad para un año cualquiera (posterior al último censo) se estima como:

$$P_i^{(t)} = a_i \cdot P_T^{(t)} + b_i \quad (\text{Ec. 2-5})$$

Donde:

- ✓ $P_i^{(t)}$ – población del área menor (i) en el año (t).
- ✓ $P_T^{(t)}$ – población del área mayor en el año (t).

Dónde a_i y b_i son los parámetros que determinan la proporcionalidad entre el incremento de la población del área menor con relación al incremento de la población del área mayor. Para ello se consideran los datos de los dos últimos censos (2001 y 2010).

$$a_i = \frac{p_{2010} - p_{2001}}{P_{2010} - P_{2001}} \quad (\text{Ec. 2-6})$$

$$b_i = \frac{p_{2010} + p_{2001} - a_i \cdot (P_{2010} + P_{2001})}{2} \quad (\text{Ec. 2-7})$$

País – Provincia

$$a_{pp} = \frac{1235994 - 1158147}{40117096 - 36260130} = 0,020183481$$

$$b_{pp} = \frac{1235994 + 1158147 - 0,020183481 \cdot (40117096 + 36260130)}{2} = 426291$$

Provincia – Departamento

$$a_{pd} = \frac{68736 - 60204}{1235994 - 1158147} = 0,109599599$$

$$b_{pd} = \frac{68736 + 60204 - 0,109599599 \cdot (1235994 + 1158147)}{2} = -66728$$

Departamento – Ciudad

$$a_{dc} = \frac{34490 - 30655}{68736 - 60204} = 0,449484294$$

$$b_{dc} = \frac{34490 + 30655 - 0,449484294 \cdot (68736 + 60204)}{2} = 25507$$

Datos	Año	Población			
		País	Provincia	De partamento	Ciudad
Medidos	1991	32,615,528	1,020,257	48,713	20,816
	2001	36,260,130	1,158,147	60,204	30,655
	2010	40,117,096	1,235,994	68,736	34,490
Proyección	2020	45,376,763	1,342,152	80,371	39,720
	2025	47,473,760	1,384,477	85,010	41,805
	2030	49,407,265	1,423,502	89,287	43,727
	2035	51,177,087	1,459,223	93,202	45,487
	2040	52,778,477	1,491,545	96,744	47,079

Tabla 2.8 – Proyección de población método Incrementos relativos. Fuente: Autor.

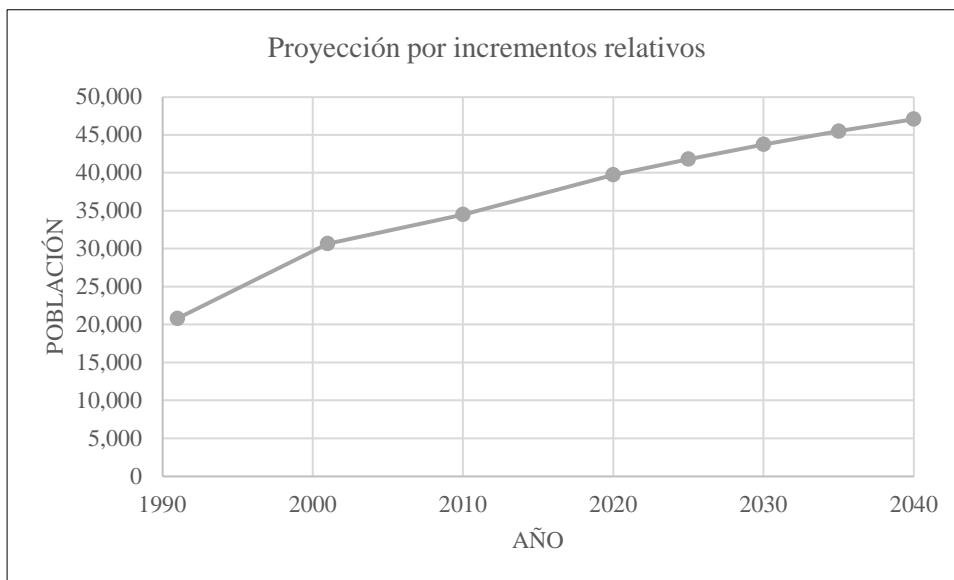


Figura 2.28 – Proyección de población por incrementos relativos. Fuente: Autor.

2.2.7 Economía

La principal actividad económica de la ciudad de Chajarí es la explotación citrícola, la que brinda una gran cantidad de puestos laborales como mano de obra. La producción cítrica manifestó un continuo crecimiento hasta 1998, año en que fue afectada severamente por las condiciones climáticas, y que afectó la industria durante los años siguientes. En el año 2000 la producción manifestó una recuperación importante. Sin embargo, la superficie plantada con citrus en la zona registró una importante disminución en los últimos años debido entre otros motivos a la creciente rentabilidad de la forestación ocasionada por el crecimiento del sector maderero y las políticas provinciales relativas a este tema. Naranjas y mandarinas se destinan principalmente a la exportación como fruta fresca en su mayor parte, una porción inferior para el consumo interno y el resto para la industria de jugos, gaseosas y zumo concentrado. Las firmas locales más importantes como emparadoras y exportadoras de cítricos son Fama S.A., Citrícola Chajarí S.A., Nobel S.A., habiendo además otras importantes en la zona, a las cuales muchos productores venden su citrus para que éstas las exporten. Ellas son COCICO, Citrícola Ayuí, Citrícola Salerno, Albert Fisher S.A., ECA S.A., MACHA S.A. y Argencitrus S.A., entre otras.

En la zona de Chajarí se destinan 5.000 hectáreas a la plantación de arroz, una importante porción de las cuales orienta su producción al procesamiento en el Molino Arrocerero Menéndez S.A.I.C.A., una de las más importantes industrias de la ciudad, responsable de la producción del arroz “Mucho Gusto”, de importante presencia en el mercado nacional.

2.2.7.1 Turismo

En la actualidad el desarrollo turístico en la ciudad se considera incipiente y en crecimiento, aunque su perfil productivo es esencialmente agrícola con apoyo del comercio y la industria.

Hasta la construcción del Parque Termal, Chajarí era una ciudad de paso para turistas en viaje hacia el Brasil o hacia la Capital Federal. Recibía pocos visitantes y el atractivo principal giraba en torno al Camping de la Ciudad ubicado sobre uno de los brazos del Lago de Salto Grande. Su disponibilidad de alojamiento era escasa, respondiendo al flujo de demanda que recibía, al igual que los establecimientos gastronómicos, que funcionaban generalmente con el consumidor local.



Figura 2.29 – Parque termal de Chajarí. Fuente: Sitio web Termas Entre Ríos.

El Parque Termal se encuentra en funcionamiento desde fines del año 2001. El mismo está emplazado en un predio de 42 hectáreas extendida sobre la Ruta Nacional N°14 en el Km. 329 y la Avenida “Padre Miguel Gallay”, a dos kilómetros del centro urbano de Chajarí. Actualmente cuenta con 11 piletas que se encuentran en espacios diferenciados, los cuales están destinados al disfrute de los visitantes según sus necesidades y preferencias. Con este emprendimiento se comenzó a desarrollar el turismo como actividad fuertemente participativa en el perfil de la ciudad. Desde las políticas locales a las inversiones privadas en materia de alojamiento, gastronomía, paseos y demás actividades estrechamente derivadas del turismo, pasando por una cultura social de cordialidad al turista, se ha registrado un fuerte incremento en la actividad turística de la ciudad. Según estimaciones de la prensa local, el año pasado se registraron altos niveles de ocupación, siendo el mayor en la tercera semana de Julio, llegando a un 97% en termas y un 85% en ciudad. En las semanas anteriores el promedio se encontró por encima del 80%. Es necesario destacar que se cuenta con aproximadamente 1700 plazas entre las termas y la ciudad. Según datos brindados desde Turismo del Gobierno de la ciudad, en promedio un 30% de los turistas se hospedaron 3 días, 2 días el 17%, 1 a 4 días el 13%, 5, 6 y 7 días el 8%; y 8 a 10 días el 2%. La ciudad también cuenta con un área de camping para disfrutar de un entorno natural a orillas del lago de Salto Grande. Se encuentra a 17 km kilómetros del ejido urbano.

Existen diversas formas de disfrutar del lugar, se puede hospedarse en cabañas y bungalow, los cuales cuentan con todos los servicios, o bien, acampar en zonas habilitadas en carpas o motor home. El sector para acampar brinda todos los servicios necesarios además de asadores y espacio para realizar

actividades recreativas. El camping cuenta con canchas de paddle, beach vóley, fútbol y rugby, además, se puede disfrutar de sus senderos para la práctica de caminatas.



Figura 2.30 – Área de camping. Fuente: Sitio web Turismo Chajarí.

2.2.8 Parque industrial

Chajarí cuenta con un parque industrial ubicado sobre la Ruta Nacional N°14 a 8 km de la ciudad, cubriendo una superficie de 64 hectáreas parceladas y con cerco perimetral. Cuenta con acceso y aproximadamente 2000 metros de caminos internos demarcados y enripiados.

Para el emplazamiento en el predio se ofrece como beneficio la exención de tributos municipales por un plazo de 10 años.



Figura 2.31 – Ingreso al área industrial. Fuente: Google Maps.

El parque posee todos los servicios necesarios para el emplazamiento de industrias. La captación de agua se realiza de forma subterránea a una profundidad de 70 metros. Para su almacenamiento posee un tanque de hormigón armado de 30000 litros de capacidad elevado a 15 metros de altura. La distribución del agua se realiza por medio de cañerías de P.V.C.

Respecto a la energía eléctrica, el parque cuenta con una estación transformadora de 33/13,2 KV y la distribución interna es de media y baja tensión. Asimismo, cuenta con una estación reguladora de presión de gas natural.

Las industrias actualmente instaladas en el predio son San Bernardo S.A, Jugos Exquicitrus, dedicadas a la producción de jugos cítricos, Furlón S.R.L., Mela Julio Jesús, Maderas Percara, Mosna Hugo, Lena Hugo Reinaldo, aserraderos, C y E Maderas, dedicada al comercio de maderas, Metalúrgica Ledesma y Hormicón, que es una planta dosificadora de hormigón con capacidad de producción de hasta 70 m³/h.



Figura 2.32 – Industrias Hormicón, Maderas Percara y Jugos Exquicitrus. Fuente: Webs oficiales.

2.2.9 Infraestructura

Entendiendo como infraestructura urbana a las obras que dan el soporte funcional para otorgar bienes y servicios para la satisfacción de la comunidad, se realiza un breve repaso de las presentes en la ciudad.

2.2.9.1 Servicios Sanitarios

Comprenden los sistemas de provisión de agua corriente, desagües, depuración de efluentes cloacales y recolección y tratamiento de residuos sólidos urbanos.

2.2.9.1.1 Provisión de agua

La provisión de agua potable en la ciudad de Chajarí se lleva a cabo a través de una red de agua corriente alimentada en todos los casos por fuentes subterráneas, mediante 14 perforaciones semisurgentes de profundidades variables en el entorno de los 50 metros provistas de electrobombas sumergibles. La capacidad máxima de producción del sistema es de aproximadamente 920 m³/h, lo cual no siempre basta para cubrir los consumos, especialmente durante el período diciembre–febrero. Por su parte, la red de distribución de agua potable de la ciudad de Chajarí tiene un buen índice de cobertura, ya que alrededor del 96% de las viviendas, comercios e industrias ubicadas en la planta urbana poseen conexión a la misma, según los registros del Departamento de Catastro.

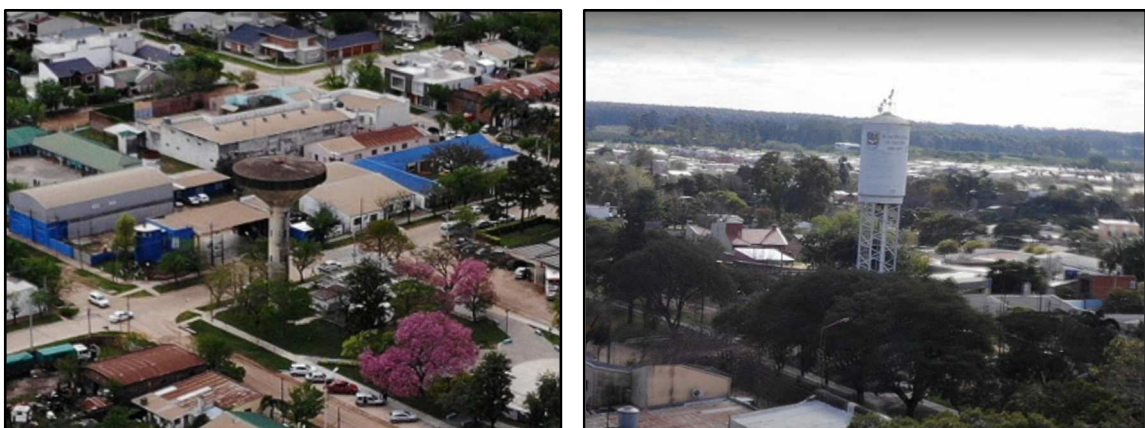


Figura 2.33 – Tanques elevados de agua potable. Fuente: Google Maps.

La ciudad se encuentra cubierta casi en su totalidad por una red interconectada en mallas cerradas, excepto por algunos barrios que, por estar ligeramente alejados de la planta urbana propiamente dicha, o debido a obstáculos geográficos, no pueden conectarse directamente o su conexión es especialmente dificultosa y/o costosa. En esos casos, se cuenta con perforaciones y tanques de reserva elevados particulares, que alimentan una pequeña red independiente para cada uno de esos barrios, como se observa en la Figura 2.33.

Puede también considerarse el caso del parque termal, que posee una red interna de distribución de agua potable, mediante una perforación aislada de la red urbana.

A continuación, se resume la información acerca de la fuente de agua utilizada por la población para beber y cocinar, según datos censales.

Procedencia del agua para beber y cocinar	Fracción 04	Fracción 05	Fracción 06	Total
	Zona urbana	Zona urbana	Zona mixta	
Red pública	4429	4532	808	9769
Perforación con bomba a motor	9	9	326	344
Perforación con bomba manual	1	1	19	21
Pozo	4	1	35	40
Transporte por cisterna	3	2	5	10
Agua de lluvia, canal, arroyo o acequia	1	0	3	4

Tabla 2.9 – Procedencia del agua para beber y cocinar. Fuente: INDEC.

2.2.9.1.2 Desagüe y depuración de efluentes

Funcionalmente, la planta urbana se divide en dos grandes sectores, que aportan a dos colectoras independientes: la colectora este y la colectora oeste. Cada una de ellas finaliza su recorrido en sendas lagunas de tratamiento, que responden al llamado “sistema australiano”, es decir, una combinación entre una laguna anaeróbica –en primera instancia– y una facultativa, después. El cuerpo receptor de los efluentes tratados es el arroyo Chajarí –para la colectora este– y el arroyo Yacaré –para la oeste–.



Figura 2.34 – Colectora este (derecha) y oeste (izquierda). Fuente: Google Maps.

Algunos barrios, por encontrarse muy alejados de la red urbana, o por algún otro impedimento para conectarse a la misma, poseen una red interna de desagües que concurre a una cámara séptica y un filtro biológico conectados en serie donde se produce una digestión de los efluentes por acción de flora bacteriana. A la salida del filtro, el efluente es vertido en algún curso de agua, según el caso en particular. La cobertura de la red de desagüe es de alrededor del 98 al 99%. Este valor se refiere a la relación entre la longitud tendida de cañerías de desagüe respecto de la longitud de calles abiertas, por

lo que con el término “cobertura” debe entenderse que es la posibilidad que se le brinda al vecino de acceder al servicio de desagües cloacales por el sistema dinámico. De todas formas, en la zona periférica de la planta urbana, se sigue empleando el sistema estático de cámara séptica y pozo absorbente. Además, en zonas aledañas a los arroyos, era común ver que las descargas cloacales de las viviendas se hicieran directamente al arroyo, sin ningún tipo de tratamiento. Actualmente se están haciendo controles al respecto para obligar a los propietarios de dichas viviendas a regularizar su situación clausurando esas descargas y conectando su sistema interno de desagües a la red urbana o, en su defecto, a un sistema estático. Por supuesto, otro aspecto que debe tenerse en cuenta es la existencia de conexiones clandestinas, de las que no se tiene ningún tipo de estadística.

Los datos obtenidos del censo nacional realizado en el año 2010 brindan la siguiente información acerca del destino de los efluentes cloacales de la población.

Desagüe de inodoro	Fracción 04	Fracción 05	Fracción 06	Total
	Zona Urbana	Zona Urbana	Zona Urbana	
A red pública (cloaca)	4162	4248	623	9033
A cámara séptica y pozo ciego	84	90	412	586
Sólo a pozo ciego	61	70	99	230
A excavación en la tierra, etc.	22	14	10	46

Tabla 2.10 – Destino de los efluentes cloacales. Fuente: INDEC.

2.2.9.1.3 Residuos sólidos urbanos

Chajarí posee plantas de tratamiento para procesar la totalidad de sus residuos urbanos, careciendo de basurales a cielo abierto. La recolección de residuos se hace por medio de camiones comunes, sin compactador de basura, o conjuntos tractor-acoplado, que recorren la planta urbana en circuitos independientes, y con un horario bastante acotado que va desde las 6:00 hasta las 12:00 hs. De este modo se evita la permanencia de la basura por largas horas en las veredas y espacios públicos. Actualmente hay en marcha un sistema de clasificación domiciliaria de residuos, separando residuos orgánicos e inorgánicos.

La Planta de Tratamiento de Residuos Sólidos Urbanos (P.T.R.S.U.) fue inaugurada el 9 de junio de 2003. Está ubicada aproximadamente a 1 km del radio urbano, al nordeste de la ciudad, en un predio municipal de 26 hectáreas.



Figura 2.35 – Planta de tratamiento de residuos sólidos urbanos. Fuente: Google Maps.

Uno de sus objetivos principales fue erradicar el basural a cielo abierto que poseía la ciudad y con ello todos los aspectos negativos que éste acarrea, ya sea ambientales, sanitarios, sociales, etcétera. Este objetivo ha sido cumplido en octubre de 2007, situando a Chajarí como municipio ambientalmente sustentable.



Figura 2.36 – Recuperación de materiales. Fuente: Sitio web Turismo Chajarí.

Como logros adicionales del programa implementado se puede señalar la generación de puestos de trabajo para aquellas personas que llevaban a cabo la recuperación de materiales en el basural a cielo abierto, que han pasado a formar parte de la planta, incorporándose al circuito económico formal y social, trabajando contenidos con las medidas de higiene y seguridad correspondientes.

2.2.9.2 Energía

Comprende los servicios de energía eléctrica y gas natural. En ambos casos, estos servicios son operados actualmente por entes privados: ENERSA y Gas NEA S.A., respectivamente.

La energía eléctrica se provee desde la central hidráulica de Salto Grande con una tensión de 132 kV y es distribuido en la localidad por cables de media tensión de 13,2 kV.

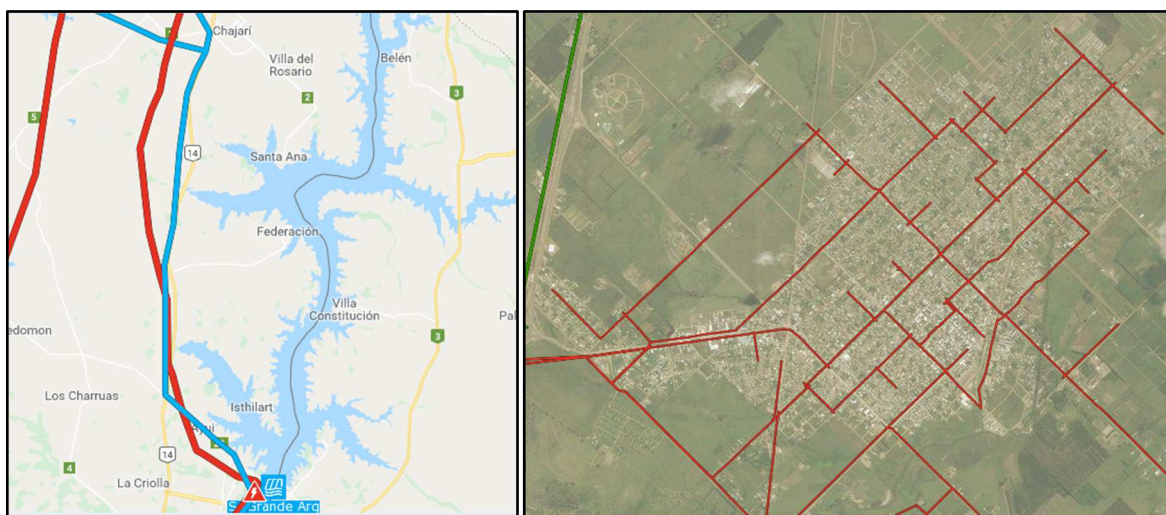


Figura 2.37 – Red de energía eléctrica. Fuente: SIG Secretaría de Energía Presidencia de la Nación.

La ciudad cuenta con una red de distribución de gas natural que cubre aproximadamente el 60% de la planta urbana, abarcando los barrios Centro, San Clemente, Angelita Tagliapietra, Vélez Sarsfield,

Pancho Ramírez, Centenario, y cubriendo parcialmente a los barrios Los Trifolios, Estación, 1° de Mayo, La Tablada, Santa Rosa, Tropezón, Villa Alejandrina y otros. Particularmente, existe una extensión de la red por la Avenida Belgrano que recorre uno de los bordes de los barrios Pinar y San José Obrero. Este ramal, además de constituir un eje para futuras ampliaciones, tiene la función de alimentar las plantas de grandes consumidores industriales como es el caso de la empaquera y exportadora de citrus Fama S.A. También pueden verse ramales especiales destinados a la alimentación de estaciones de GNC y grandes supermercados, entre otros. En la siguiente imagen satelital se pueden observar las conexiones distribuidoras de gas natural.

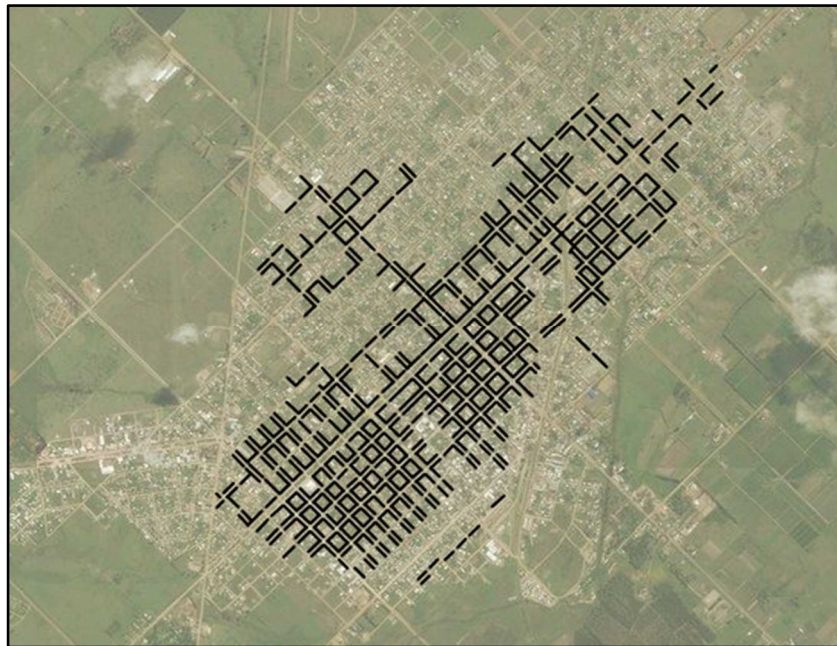


Figura 2.38 – Red de gas natural. Fuente: SIG Secretaría de Energía Presidencia de la Nación.

Según los datos obtenidos del censo realizado por el INDEC en el año 2010, los tipos de combustible usados para cocinar se resumen en la siguiente tabla:

Combustible usado para cocinar	Fracción 04	Fracción 05	Fracción 06	Total
	Zona Urbana	Zona Urbana	Zona Urbana	
Gas de red	945	1401	2	2348
Gas a granel	4	3	12	19
Gas en tubo	204	194	70	468
Gas en garrafa	3709	2903	1001	7613
Electricidad	3	1	1	5
Leña o carbón	28	35	110	173
Otro	4	8	0	12

Tabla 2.11 – Tipos de combustibles usados para cocinar. Fuente: INDEC.

2.2.9.3 Transporte y Tránsito

La infraestructura de transporte comprende todos los aspectos de los sistemas de desplazamiento tanto interno de la ciudad como de ingreso/egreso a la misma, entendiéndose como tales a las calles, vías de acceso, rutas, vías ferroviarias, etcétera, y sus nodos respectivos (terminal, estación).

2.2.9.3.1 Red de calles y jerarquización

El acceso a la ciudad desde la ruta nacional N° 14 puede realizarse por dos vías principales: la avenida Dr. Casillas y la avenida Padre Gallay. En la intersección de éstas con la avenida Alem se encuentra una glorieta de distribución de tránsito, a partir de dónde se ramifica el tránsito interno de la ciudad.

La malla urbana está concebida en torno a avenidas amplias que actúan como ejes de circulación. En el sentido longitudinal, la avenida principal lleva el nombre de avenida 9 de Julio. Además de ésta, en la misma dirección, se encuentran las avenidas 1° de Mayo y Libertad, hacia el oeste, y las avenidas Hipólito Irigoyen y Concordia, hacia el este. En sentido transversal, la ciudad cuenta con seis avenidas de gran importancia. De sur a norte se encuentran las avenidas Alem, Siburu, Belgrano, Almirante Brown, 25 de Mayo y José Iglesias. El centro comercial de la ciudad se conforma alrededor de la calle Urquiza y la calle 3 de Febrero. Se observa un gráfico donde se esquematiza el trazado de las calles pavimentadas.

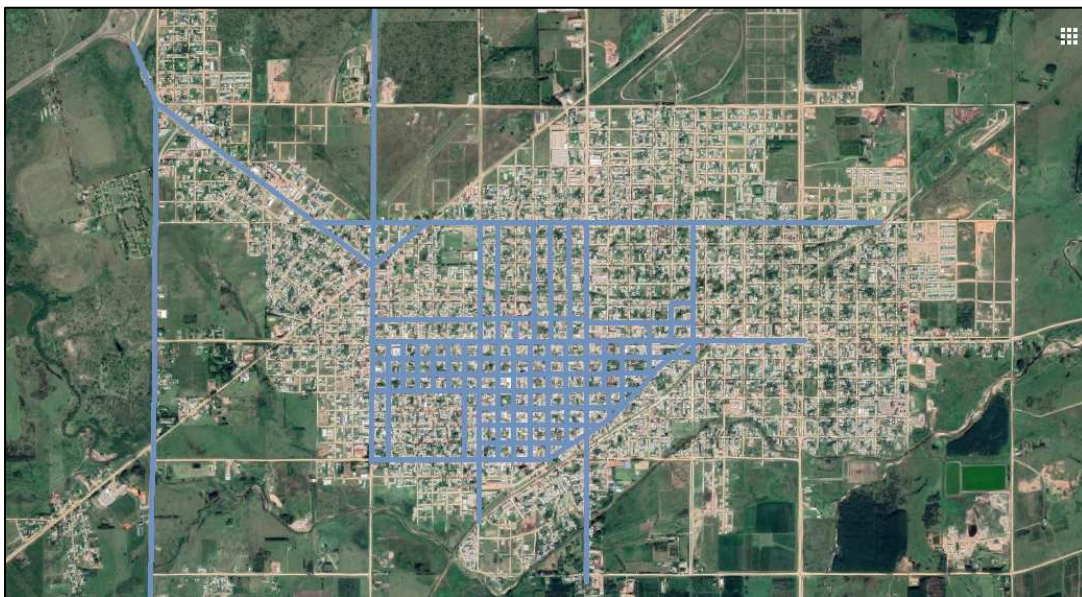


Figura 2.39 – Calles pavimentadas de la ciudad de Chajarí. Fuente: Adaptado de Google Earth.

2.2.9.3.2 Ferrocarril

Las vías ferroviarias que atraviesan la ciudad en sentido sur-norte corresponden a la traza del ex ferrocarril General Urquiza. Esta vía sirve tanto a trenes de carga como de pasajeros.



Figura 2.40 – Vías ferroviarias y estación. Fuente: Google Maps.

2.2.9.3.3 Terminal de ómnibus

La terminal de ómnibus de la ciudad se encuentra ubicada entre las calles Urquiza, Moreno, Repetto y Estrada. Ocupa aproximadamente 3700 m² y cuenta con seis dársenas para el embarque y desembarque de pasajeros, oficina de informes, hall de espera, cinco boleterías, grupos sanitarios para ambos sexos, kiosco-revistería, restaurante-cafetería y locutorio. Además, fuera del edificio principal hay una zona para el estacionamiento de remises, otra para vehículos particulares y un aparcamiento para micros, con capacidad para tres unidades.



Figura 2.41 – Terminal de ómnibus de Chajarí. Fuente: Villa del Rosario net.

Los destinos ofrecidos son muy variados. Se destacan salidas directas hacia importantes puntos de la provincia y el país. Dentro de la provincia hay servicios hacia todas las ciudades del corredor del río Uruguay por la ruta nacional N.º 14 y las que se encuentran sobre la ruta nacional N.º 18 hacia Paraná, con frecuencia de hasta seis viajes diarios. En cuanto a puntos fuera de la provincia se destacan Retiro, Rosario, Santa Fe, Córdoba, Corrientes, Resistencia y Posadas.

2.2.9.3.4 Aeródromo

Su primera sede estaba ubicada en un predio total de 40 hectáreas limitado por las avenidas Padre Gallay, Siburu, 1º de Mayo y Libertad. Sin embargo, fue trasladado a su actual ubicación al sur de la ciudad, aproximadamente a unos 3.5 km de la planta urbana como medida preventiva teniendo en cuenta el fuerte crecimiento que está experimentando la ciudad hacia ese sector.



Figura 2.42 – Vista aérea y ubicación del aeródromo de la ciudad de Chajarí. Fuente: Google Maps.

2.2.10 Educación

En la localidad de Chajarí se encuentra una amplia gama de institutos primarios y secundarios, no así centros educativos de nivel superior como terciarios o universitarios.

Dentro de los colegios de nivel inicial e intermedio la ciudad cuenta con 25 instituciones contemplando aquellas tanto estatales como privadas.

A su vez cabe destacar que existe un gran número de colegios en zonas rurales aledañas a la ciudad, como se observa en la imagen.

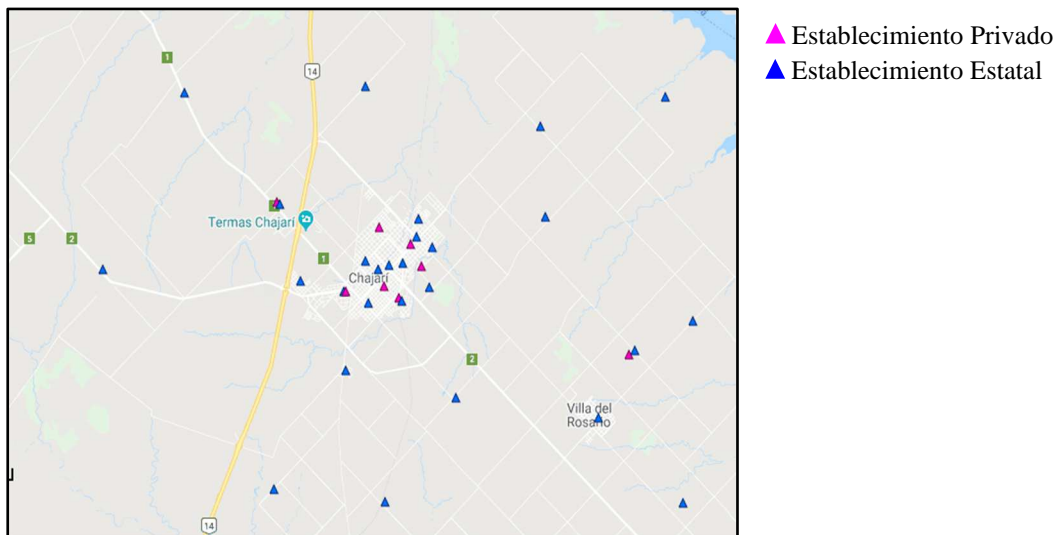


Figura 2.43 – Establecimientos privados y estatales. Fuente: SIG Sec. de energía de la Nación.

En cuanto a las instituciones de nivel superior existen dos establecimientos que poseen las siguientes carreras:

1. Instituto Superior de Formación Docente Chajarí:
 - ✓ Profesorado de Nivel Inicial
 - ✓ Profesorado de Educación Especial
 - ✓ Tecnicatura Superior en Enfermería
2. UADER - Facultad de Ciencias de la Gestión - Facultad de Ciencia y Tecnología.
 - ✓ Tecnicatura en Marketing
 - ✓ Análisis de Sistemas
 - ✓ Tecnicatura Universitaria en Producción Agropecuaria
 - ✓ Tecnicatura Universitaria en Gestión Ambiental

A su vez se puede estudiar a distancia ya que cuenta con una sede de la “Universidad Siglo XXI” pero es menor la cantidad de personas que acceden a dicha propuesta ya que es una institución privada de modalidad virtual y para rendir algunos exámenes es necesario trasladarse de localidad.

2.2.11 Salud

Además de algunos centros de atención privada, la ciudad de Chajarí a nivel salud cuenta con un centro de atención de carácter público conocido como Hospital Santa Rosa. El mismo nace como “dispensario”

o “sala de primeros auxilios” regentado por la Sociedad Damas de Beneficencia Pro-Hospital. En 1916 ya contaba con internados y es designado director el doctor Víctor Vilar.

Se inauguró oficialmente el 15 de junio de 1923, así lo indican varias placas existentes en el Hall Central del nosocomio. La bendición e inauguración de la Sala de Operaciones se produce el 27 de septiembre de 1925.

Miguel J. Salvarredy, Socio Honorario y Protector de la Sociedad Damas de Beneficencia, dejó a su muerte un legado importante de dinero, con el que se completó la parte antigua del edificio.

En el año 2008, se presentó el proyecto ante el gobierno provincial para la remodelación integral. En el año 2010, luego de más de 70 años, se iniciaron los trabajos del Plan Integral de Reestructuración.

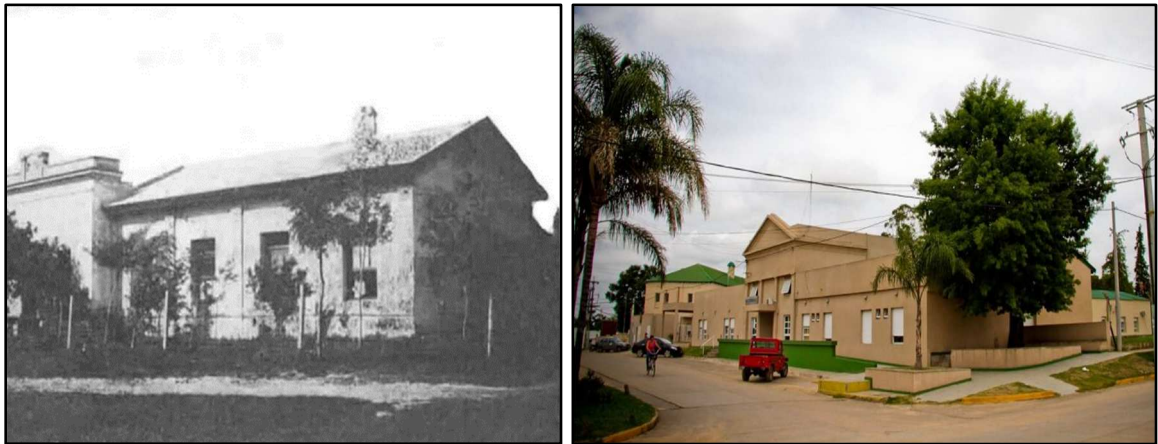
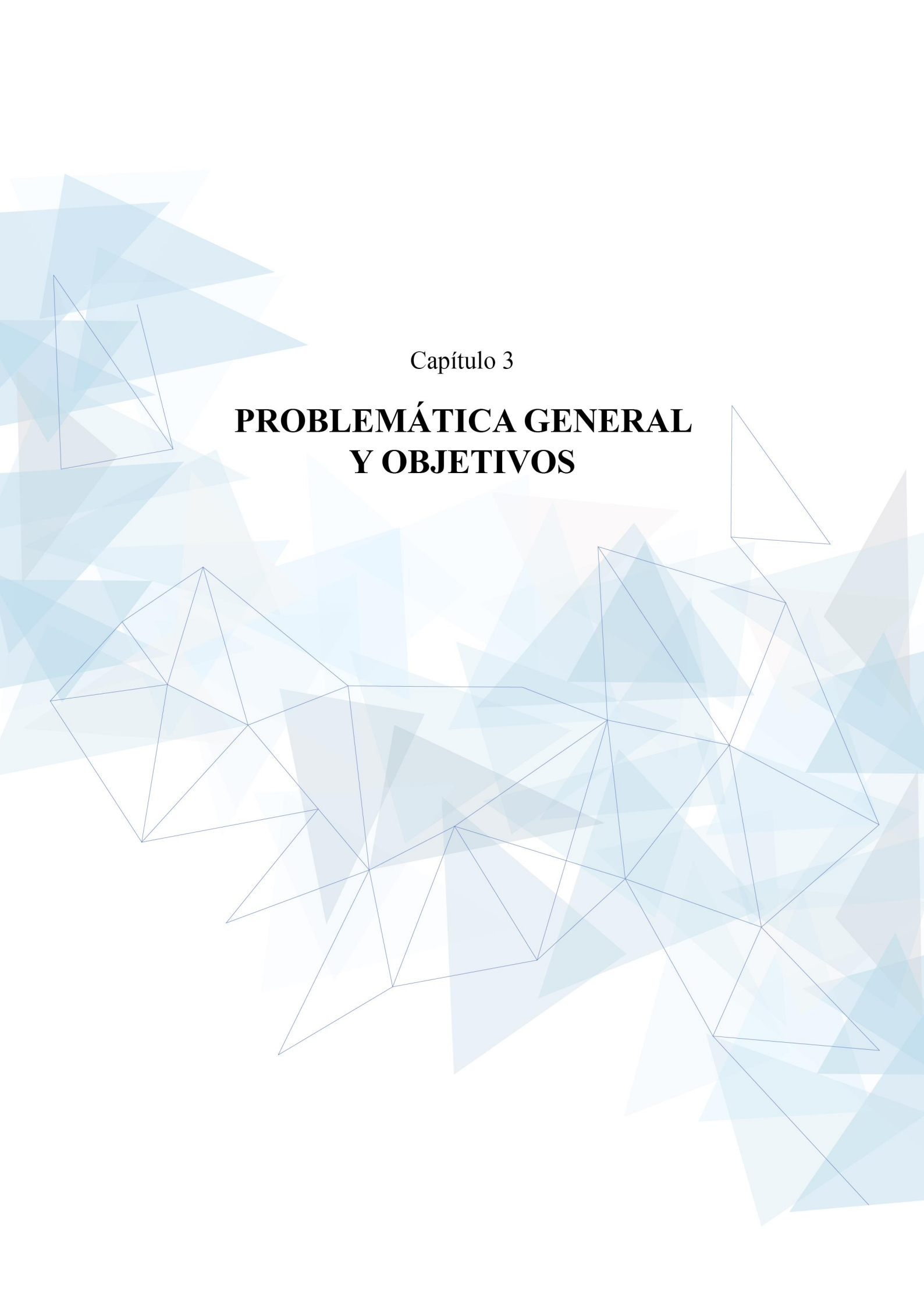


Figura 2.44 – Hospital Santa Rosa de Chajarí. Fuente: Villa del Rosario net.

En cuanto a estadísticas, en 2017, en total se registraron 718 nacimientos de los cuales 524 fueron por parto natural y 194 cesáreas. En cuanto a las consultas médicas en total se registraron 44.016 que corresponde a: clínica médica 6.913, pediatría 4.752, guardia 10.717, nutrición 803, kinesiología 2415, salud mental 3.684, fonoaudiología 525, obstetras 568, odontología 3.034, cardiología 2.054, clínica quirúrgica 1.257, otorrinolaringología 1.389, toco-ginecología 3.937 y traumatología 1.968.

Respecto a los estudios complementarios, el Hospital Santa Rosa de Chajarí realizó 10.529 estudios de diagnósticos por imágenes (ecografías 3.050, rayos 5.185 y electrocardiogramas 2.294) y 36.107 estudios de laboratorios.



Capítulo 3

**PROBLEMÁTICA GENERAL
Y OBJETIVOS**

CAPÍTULO 3 – PROBLEMÁTICA GENERAL Y OBJETIVOS

Se analizan particularidades asociadas a la vinculación entre el comportamiento sociocultural, las urbanizaciones y el entorno natural, con la intención de hallar problemáticas de importancia en la zona y brindar soluciones acordes.

3.1 Afectaciones producidas por la urbanización de cuencas naturales

La ocupación del suelo urbano, el desarrollo y la modificación de los modos de vida perturban notoriamente la noción de hidrología urbana. La urbanización es creciente en el mundo y particularmente en Sudamérica. Esta tendencia, que también se registra en la Argentina, genera continuas presiones para la ocupación del espacio urbano. La rápida expansión torna difícil el control de todos los aspectos asociados al crecimiento. Dentro de este contexto la atención a los problemas del drenaje urbano generalmente se realiza sólo inmediatamente después de su ocurrencia, resultando en obras cuya vida útil es efímera (J. C. Bertoni y otros, 2004). En localidades de tamaño moderado, con recursos también moderados, los municipios normalmente no tienen la posibilidad de contar con un área municipal especializada para lograr soluciones que contemplen la integralidad del problema. Como consecuencia de la falta de recursos, el problema exige un esfuerzo apreciable de las áreas de defensa civil y asistencia social, para solventar las problemáticas. Una característica causante del descontrol observado en la mayoría de las ciudades es que quien impermeabiliza no sufre las consecuencias; los efectos hidrológicos sólo se verifican hacia aguas abajo. Muchos problemas derivan de las interferencias entre los diversos sistemas que coexisten en el ámbito urbano. Estos conflictos pueden incrementarse como resultado de obras de infraestructura no proyectada adecuadamente, no atendiendo a las consecuencias hidráulicas de las alteraciones realizadas. En algunos casos la combinación de efectos resulta en inundaciones inesperadas, aún en fenómenos no muy intensos. La urbanización en una cuenca tiende a llenar las áreas bajas (las cuales previamente proveían almacenamiento) y a pavimentar áreas permeables (que proveían infiltración). La suma de un sistema de alcantarillado pluvial con cordones y cunetas colecta más escurrimiento y lo dirige a cauces, lagos o humedales. Esta acción produce un gran volumen de escurrimiento con altos y frecuentes caudales picos.

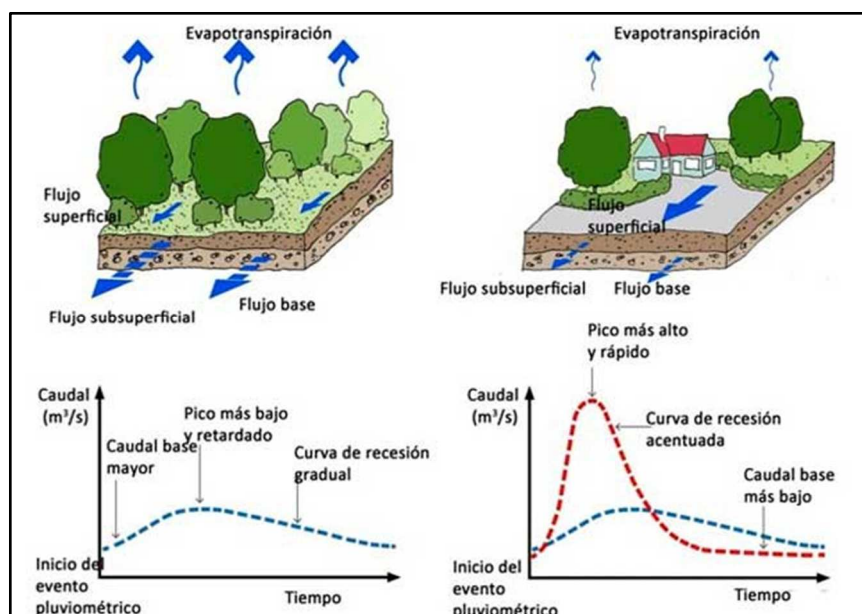


Figura 3.1 – Impacto de la urbanización sobre cuencas. Fuente: www.iagua.es

La provincia de Entre Ríos se encuentra en la región climática húmeda, con más de 1000 mm de precipitación anual, por lo cual, las obras hidráulicas que se diseñarán deberán responder de manera eficiente y rápida para evitar complicaciones graves ya que, si la zona es urbanizada y no se presentan soluciones de fondo, resulta muchas veces en mayores costos y complicaciones técnicas innecesarias.

3.2 Emplazamiento de nuevo establecimiento para educación superior y sus vinculaciones

Las externalidades positivas que se derivan de la ubicación de un centro universitario modifican el espacio urbano y el entorno inmediato de la población vinculada. Generando una interacción entre la necesidad de servicios y los que la propia universidad es capaz de brindar. Gastronomía, transporte y ofertas habitacionales son algunas de las necesidades básicas que surgirán, mientras que las devoluciones vienen derivadas de espacios tales como bibliotecas, instalaciones deportivas, salones de exposiciones, eventos culturales y de interés público. Representando, sin dudas, fuentes de ocio para la comunidad. Para ello deben ponerse en práctica las políticas de acceso a las instalaciones, dar a conocer a la colectividad los servicios que se brindan y transmitir el atractivo que ello tiene.

La interacción mencionada se refleja en un beneficio para el conjunto social. Por otro lado, la instalación de este tipo de establecimientos no suele implicar prejuicios adherentes al tipo de actividad.

También se permite pensar en opciones para ofertar alguna de las instalaciones mencionadas a entes privados con el fin de lograr rentabilidad, integrando a la universidad como parte del conjunto de servicios que disponen sus habitantes.

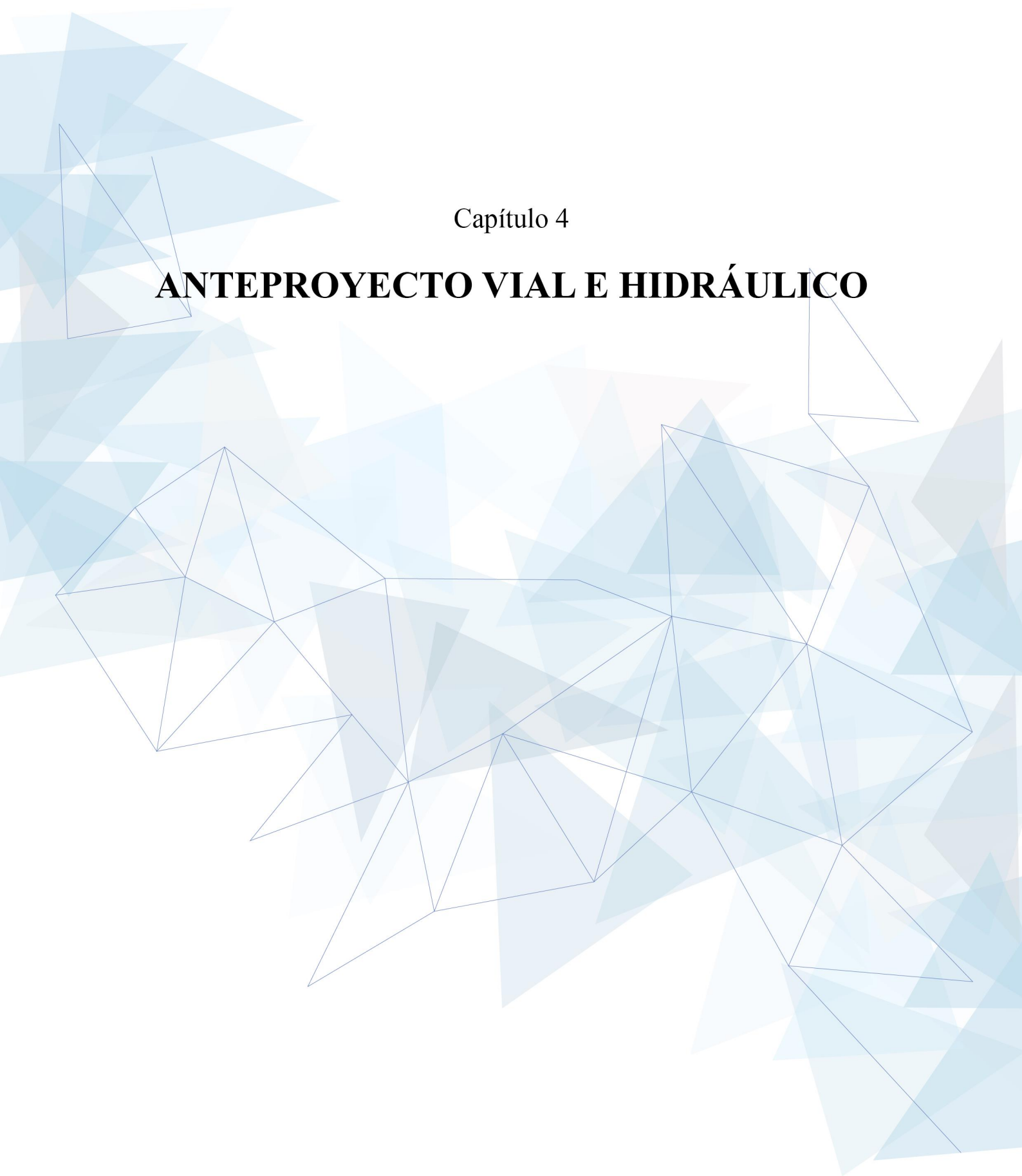
Se proyectará entonces, una oportunidad para el desarrollo de la región, siendo, al mismo tiempo, fuente de empleo directo, de perfeccionamiento, producción científica y tecnológica estableciendo relaciones internacionales y vinculación social. Ofreciendo un centro suplementario a la vida cultural y profesional, contribuyendo con su desarrollo. Lo mencionado se vincula directamente con el área de extensión universitaria, que a su vez define su accionar a partir del modelo de extensión escogido.

- **El modelo de extensión como difusor cultural:** Responde a una contribución a la formación de la sociedad, poniendo a disposición de esta el conjunto de productos culturales que se gestionan en sus claustros. Este modelo implica el reconocimiento del valor y la capacidad de la cultura para contribuir a la integración y la cohesión social, mitigando las desigualdades que se manifiestan en la estructura social.
- **El modelo de extensión como dinamizador del cambio y el desarrollo social:** Este ideario, entiende básicamente a la extensión universitaria como una acción institucional que tiene el propósito de transformar positivamente el medio social de pertenencia, promoviendo la satisfacción de las necesidades sociales de su comunidad, el acceso a los bienes públicos, la igualdad de oportunidades, la promoción y aseguramiento de los derechos humanos, de equidad social, de ciudadanía y de sustentabilidad ambiental, entre otros.
- **El modelo de extensión como dinamizador del crecimiento económico:** Esta propuesta prioriza como objetivo institucional la valorización de los conocimientos disponibles, ya sean éstos los creados en los ámbitos institucionales como fuera de los mismos, a partir de promover su aplicación en los procesos de producción de bienes y servicios que tienen al mercado como destino.

Presentados estos tres modelos de extensión universitaria (según H. Arrillaga y L. Maroni, 2015), la intención será obtener una propuesta unificadora.

Capítulo 4

ANTEPROYECTO VIAL E HIDRÁULICO



CAPÍTULO 4 – ANTEPROYECTO VIAL E HIDRÁULICO: ESTUDIO DE LA CUENCA DEL ARROYO YACARÉ Y DISEÑO DE PUENTE ALCANTARILLA

En el presente capítulo se aborda una problemática de carácter hidráulico y vial relacionado al arroyo Yacaré, un curso de agua que atraviesa la ciudad de Chajarí. Antes que nada, se presenta una introducción para comprender la situación actual y su complejidad. Luego, se exhibe el relevamiento de la zona afectada y una recopilación de datos a partir de los cuales se realiza el correspondiente estudio de las variables que influyen. Finalmente, y en base a los resultados obtenidos, se exponen las soluciones que se consideran necesarias.

4.1 Situación actual

Debido a la urbanización descontrolada y la ocupación de los valles de inundación de los arroyos, cualquier evento meteorológico de elevada intensidad genera un aumento importante del tirante hidráulico, creando problemáticas en diversos puntos de la ciudad. La situación se agrava si se tiene en cuenta la falta de mantenimiento del canal y la presencia de abundante vegetación en los taludes.



Figura 4.1 – Esguerrimiento del arroyo con y sin lluvia. Fuente: Autor.

Observando las imágenes, se puede apreciar la cercanía de las construcciones al cauce. En muchos casos, el nivel del agua ha alcanzado y superado el nivel máximo de las alcantarillas ubicadas en las intersecciones del arroyo con las calles debido al estrechamiento de la sección transversal.



Figura 4.2 - Alcantarillas desbordadas por el nivel del arroyo. Fuente: Youtube.

En la Figura 4.2 se observa un tirante medio registrado el día 05/02/2010 por un vecino de la zona. Ese día se produjo un evento meteorológico de 89 mm en forma relativamente continua y no violenta. Eso fue suficiente para lograr que el caudal de agua supere la capacidad de los puentes.

4.2 Zona de intervención

Sin embargo, el problema más grave no se produce en las intersecciones de calles con puentes sino en aquellas donde no los hay. Existe una calle ubicada al norte de la ciudad en la cual no se construyó el puente/alcantarilla correspondiente, sino que simplemente se optó por construir un badén (por votación de los vecinos del lugar) y se dejó libre el escurrimiento del arroyo, con el objetivo de que este sea más rápido y que no se acumule el agua en ese punto, ya que esto provocaba que esa zona se inundara.

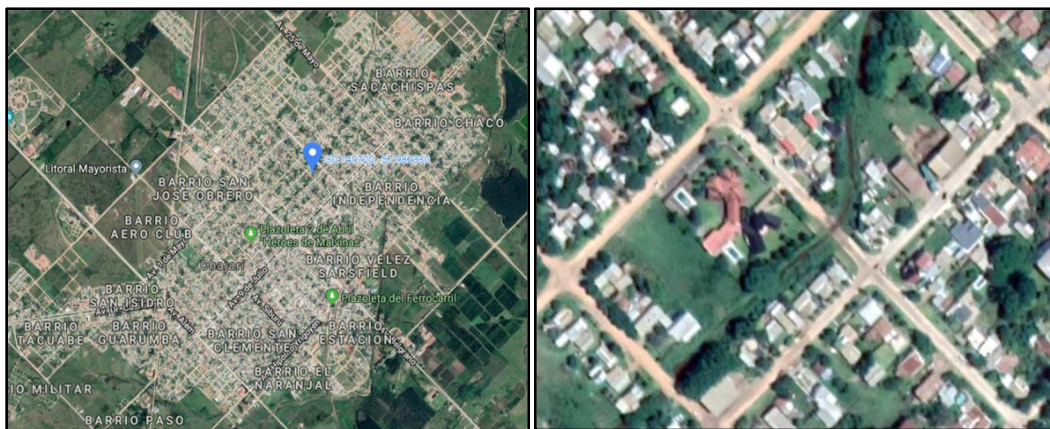


Figura 4.3 – Ubicación geográfica de la zona intervenida. Fuente: Autor.



Figura 4.4 - Intersección de arroyo Yacaré y calle Álvarez Condarco. Fuente: Autor.



Figura 4.5 – Intersección del arroyo con calle Álvarez Condarco en un día lluvioso. Fuente: Autor.

Si bien se evita la inundación, la solución adoptada conduce a que, ante cualquier tormenta, el escurrimiento alcance velocidades y tirantes elevados, al punto de que resulta peligrosa la circulación de cualquier vehículo. Esto quedó demostrado cuando, hace unos meses, una persona intentó atravesarlo con su vehículo y el mismo fue fuertemente arrastrado por la corriente. Si bien la persona pudo escapar a tiempo, el automóvil quedó sumergido en el arroyo y fue arrastrado aproximadamente 100 metros hasta quedar incrustado en un puente ubicado aguas abajo.



Figura 4.6 – Automóvil arrastrado por corriente del arroyo Yacaré. Fuente: La Fusta Digital.

En consecuencia, se procedió a la colocación de cartelera y un bloqueo para evitar el paso vehicular en los días lluviosos.



Figura 4.7 – Carteles de precaución ubicados en la cercanía. Fuente: Autor.

4.3 Propuesta y objetivos

El estado del camino y las caudalosas lluvias no admiten soluciones como la adoptada en su momento y la que actualmente existe, sólo retrasa la aparición de un problema a mayor escala. Se considera necesario llevar a cabo una **obra de drenaje transversal** que permita el paso del agua sin desbordes y, a su vez, el **diseño y construcción de una calzada de pavimento** para permitir el tránsito vehicular. Para esto es necesario cumplir con ciertos objetivos:

- ✓ **Economía:** Resulta un factor de suma importancia al momento de decidir la factibilidad de la construcción de una obra civil. Se plantea optimizar el diseño para minimizar costos de construcción y mantenimiento, siempre priorizando el correcto funcionamiento.
- ✓ **Eficiencia:** Concepto estrechamente ligado a la economía. El diseño de la obra debe ser preciso evitando sobre dimensionamientos, erradicando la problemática durante toda la vida útil de la obra. Para esto, el correcto análisis de las variables que intervienen es fundamental.
- ✓ **Seguridad:** La cercanía de muchas viviendas en la zona generan un inconveniente a la hora de ejecutar los trabajos. Por lo tanto, se deberá garantizar la seguridad y la protección de construcciones aledañas, evitando daños materiales y humanos.

4.4 Obra de drenaje transversal o alcantarilla

El diseño y la construcción de alcantarillas requieren de una serie de procesos, estudios y cálculos que pueden agruparse en:

1. Estudio topográfico de la zona.
2. Estudio climático y determinación del caudal hidrológico.
3. Análisis hidráulico.
4. Cálculo de propiedades estructurales.
5. Confeción de planos.

En resumen, la selección del tamaño y tipo de estructura de drenaje depende de los arroyos y cuencas de agua que afectan la vía, el perfil longitudinal del canal a la entrada y salida de la alcantarilla, su sección transversal, la cota de inundación admisible, la naturaleza del lecho del canal, las posibilidades de erosión, etcétera. La finalidad de un análisis hidrológico es la determinación del caudal pico de

escorrentía para una cuenca dada. La escorrentía, o cantidad de agua que circula por la superficie de una cuenca, es responsable de importantes procesos erosivos, además puede poner en peligro la integridad de gran cantidad de obras públicas como caminos, pasos a nivel, puentes y alcantarillas, o incluso dar lugar a inundaciones. La correcta determinación de la escorrentía permite estudiar estos procesos y generar planes de actuación.

La finalidad del estudio hidráulico es encontrar el tipo y tamaño de la alcantarilla para que desagüe la corriente originada por una lluvia de frecuencia establecida de la manera más económica posible. Por último, se verifican las dimensiones adoptadas a partir de un análisis estructural teniendo en cuenta las cargas a las que estará sometida a lo largo de su vida útil.

4.4.1 Estudio topográfico de la zona

Un estudio topográfico se podría definir como un conjunto de acciones realizadas sobre un terreno con herramientas adecuadas para obtener una representación gráfica o plano. Una vez obtenido el plano, este resulta muy útil para cualquier obra que se vaya a realizar sobre el terreno. De esta forma es posible conocer la posición de los puntos de interés y su posición exacta mediante la latitud, longitud y elevación o cota.

4.4.1.1 Sistema de coordenadas de referencia

Para poder realizar un análisis topográfico preciso, en primer lugar, se debe georreferenciar la zona de estudio según sus coordenadas geográficas, o bien, utilizar una proyección.

La proyección cartográfica o proyección geográfica es un sistema de representación gráfica que establece una relación ordenada entre los puntos de la superficie curva de la Tierra y los de una superficie plana (mapa). Estos puntos se localizan auxiliándose en una red de meridianos y paralelos, en forma de malla. La única forma de evitar las distorsiones de esta proyección sería usando un mapa esférico. En un sistema de coordenadas proyectadas, los puntos se identifican por las coordenadas cartesianas (x e y) en una malla. Este tipo de coordenadas se obtienen matemáticamente a partir de las coordenadas geográficas (longitud y latitud), que no son proyectadas.

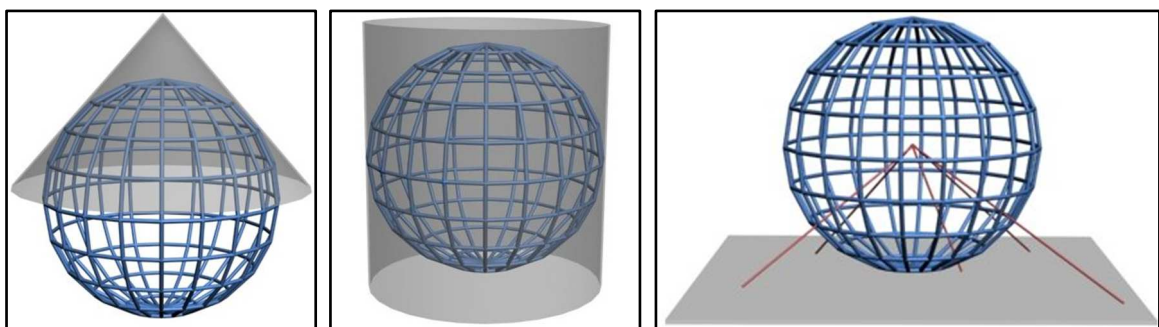


Figura 4.8 – Proyección cilíndrica, cónica y acimutal gnomónica. Fuente: Wikipedia.

La proyección U.T.M. es un tipo particular de proyección cilíndrica utilizada a nivel mundial. El eje horizontal del cilindro coincide con el Ecuador, también debe ser tangente a la superficie según un meridiano. Se trata de una proyección conforme, es decir que los valores medidos de los ángulos sobre el plano coinciden con el obtenido al medir sobre el elipsoide terrestre. La principal ventaja es que los meridianos y paralelos pueden representarse mediante líneas rectas conformando una cuadrícula, simplificando la señalización de puntos, la medición de distancias y el trazado de rumbos.

Estas ventajas acarrear un inconveniente importante, falta de uniformidad en la escala de distancias. Las distancias se agrandan a medida que se aleja del punto de tangencia esfera-cilindro. En dirección perpendicular al cilindro, en latitudes elevadas, alejándose del punto de tangencia la deformación es cada vez más importante imposibilitando la representación fehaciente en zonas polares, por lo expuesto no se recogen latitudes superiores a los 84°N y a los 80°S.

En cambio, para resolver el problema de la deformación de la proyección U.T.M. a medida que se aleja del meridiano de tangencia lo que se ha hecho es subdividir la superficie terrestre en 60 husos o zonas iguales de 6 grados de longitud cada uno. Con ello resultan 60 proyecciones iguales, pero cada una con su respectivo meridiano central. Los Husos se numeran del 1 al 60 comenzando desde el antimeridiano de Greenwich (180 °) hacia el Este.

Esto permite establecer dos ejes cartesianos X e Y sobre cada huso, de tal manera que el eje X es el Ecuador y el eje Y el meridiano central. Estos ejes cartesianos permiten, pues, determinar puntos sobre el huso haciendo uso de dos coordenadas rectangulares X e Y, que se denominan coordenadas U.T.M. El origen del sistema de coordenadas U.T.M se encuentra entonces, en la intersección del Ecuador con el meridiano central de cada huso, poseyendo cada uno su propio origen de coordenadas.

La idea de las coordenadas U.T.M. es que sus dos valores X e Y siempre sean positivos, por ello no se han elegido las coordenadas X=0 e Y=0 para el origen de coordenadas, sino que cada huso tiene su centro en el valor 500.000 creciendo hacia el este y decreciendo hacia el oeste en sentido horizontal, en sentido vertical el cero se encuentra en el Ecuador, aumentando su valor hacia ambos polos terrestres. Dicho esto, se procede con el análisis de la zona de estudio. La misma abarca la ciudad de Chajarí y sus alrededores, una zona de aproximadamente 4649 Hectáreas. Limitaciones de la extensión utilizada, en coordenadas proyectadas:

- ✓ Huso 21 Zona J hemisferio sur - Coordenadas: 401498.58m E 6595080.56m S
- ✓ Huso 21 Zona J hemisferio sur - Coordenadas: 402447.94m E 6601473.09m S
- ✓ Huso 21 Zona J hemisferio sur - Coordenadas: 409532.60m E 6600290.24m S
- ✓ Huso 21 Zona J hemisferio sur - Coordenadas: 408557.61m E 6593859.59m S

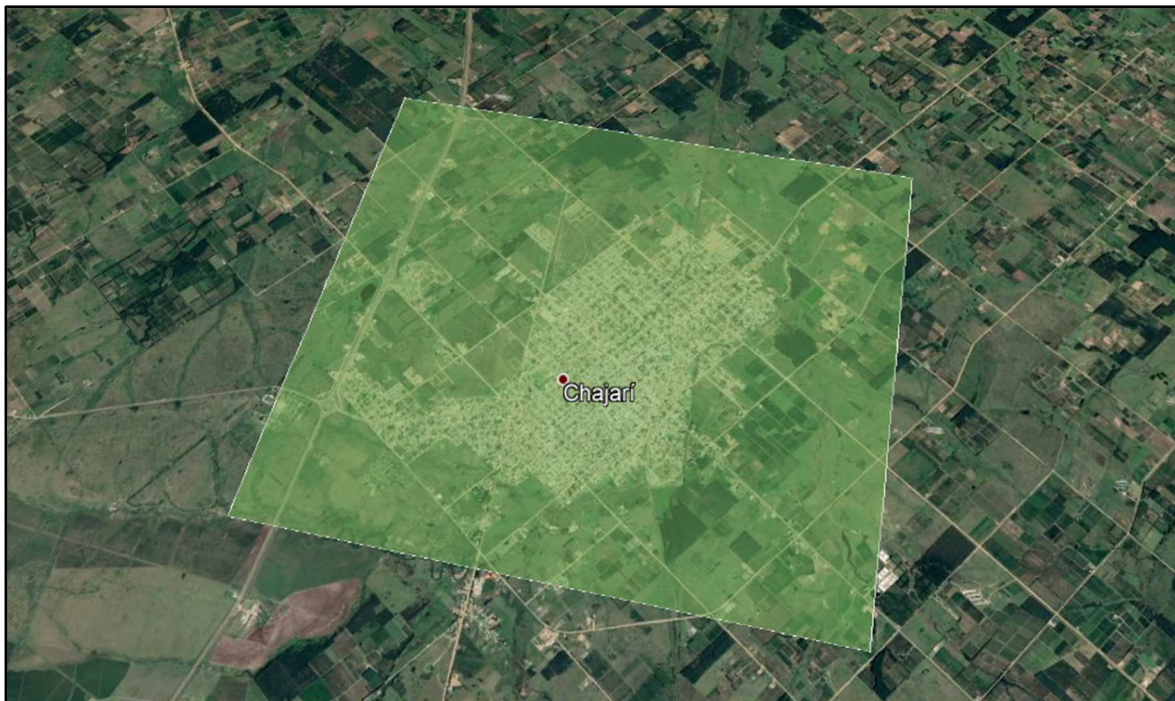


Figura 4.9 – Área de análisis. Fuente: Adaptado de Google Earth.

4.4.1.2 Modelización del terreno

El análisis topográfico y la obtención de los parámetros correspondientes se llevó a cabo mediante la utilización de un **Sistema de Información Geográfica** (SIG o GIS en inglés). Un sistema de información geográfica es un conjunto de herramientas que integra y relaciona diversos componentes (usuarios, hardware, software, procesos) que permiten la organización, almacenamiento, manipulación, análisis y modelización de grandes cantidades de datos procedentes del mundo real que están vinculados a una referencia espacial, facilitando la incorporación de aspectos económicos y ambientales que conducen a la toma de decisiones de una manera más eficaz. Este tipo de sistemas requieren como dato de entrada un modelo de la superficie que se quiere analizar, ya sea en forma de curvas de nivel o en imágenes satelitales.

La modelización de la superficie se puede desarrollar de dos maneras. La primera consiste en el relevamiento de la ciudad mediante la utilización de una estación total o sistema GPS, lo cual resulta complejo y costoso debido a la gran extensión de terreno que se quiere relevar.

Por otro lado, existen métodos aplicados con tecnologías de alta precisión y a escala global que dan como resultado un **Modelo Digital de Elevación** (MDE o DEM en inglés). Los modelos digitales de elevación permiten describir la topografía del terreno (o relieve) a través de puntos distribuidos en forma homogénea sobre la superficie terrestre y cuya altura está referida al nivel medio del mar. Las aplicaciones de un MDE son variadas, entre ellas se puede mencionar la generación de curvas de nivel, mapas de pendiente, de relieve, proyectos de grandes obras de ingeniería, cálculo de volúmenes, análisis de riesgos ambientales, entre muchos otros.

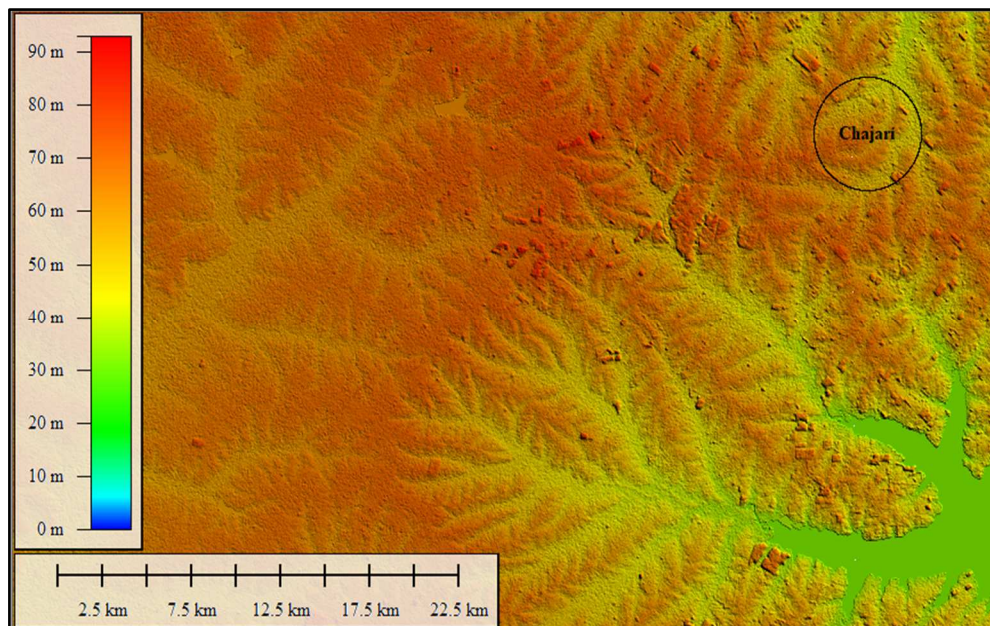


Figura 4.10 – MDE del departamento Federación, Entre Ríos. Fuente: Global Mapper.

El análisis comprendido en estos apartados está basado en el manejo de un modelo digital de elevación. Para generar un MDE, actualmente, se recurre a la utilización de satélites o altímetros especiales transportadas en aviones. En el transcurso del mes de febrero del año 2000 el transbordador espacial Endeavor sobrevoló el planeta Tierra durante 11 días. La misión fue denominada Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) y llevada a cabo en forma conjunta por la National Aeronautics and Space Administration (NASA), el German Aerospace Center (DLR), la Agenzia Spaziale Italiana (ASI) y la National Geospatial Intelligence Agency (NGA). La misión SRTM permitió generar un MDE de alta

resolución y calidad uniforme que cubre casi la totalidad de la superficie terrestre (desde los 60 grados de latitud norte hasta los 60 grados de latitud sur) y se basó en interferometría RADAR.



Figura 4.11 - Imágenes por interferometría RADAR. Fuente: Agencia Espacial Europea.

Esta información se encuentra con diferente disponibilidad según el país de origen, los MDE correspondientes al territorio argentino pueden obtenerse a través de la web oficial del **Instituto Geográfico Nacional (IGN)** con una precisión vertical de aproximadamente 3 metros y una resolución espacial de 30 metros. Esto quiere decir que cada píxel de la imagen equivale a una superficie de 30 metros por 30 metros. Además, el IGN llevó a cabo una serie de procesos para mejorar la calidad del modelo sobre el territorio Nacional, tales como el relleno de vacíos, inclusión de datos de lagos, filtrado espacial, y enmascarado de límites. La información referida al territorio nacional se subdivide en regiones para facilitar su descarga y utilización.

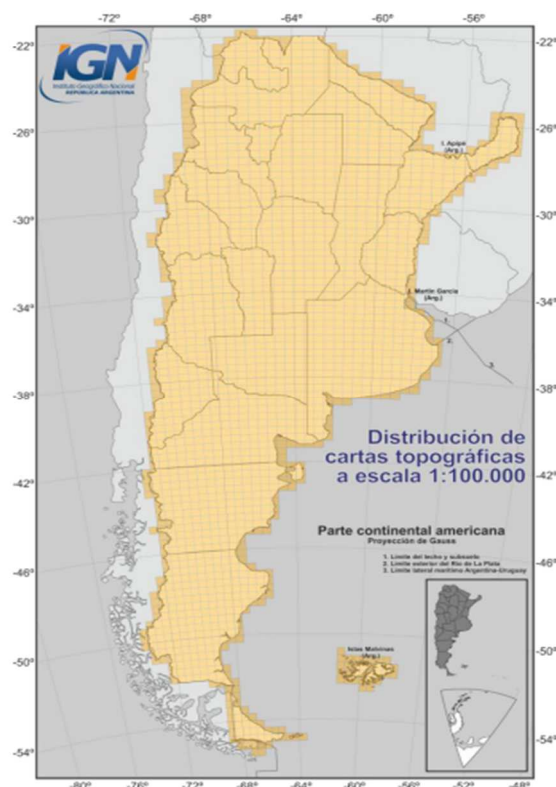


Figura 4.12 – Mapa con los sectores de MDE-Ar. Fuente: IGN.

Se ilustra con una imagen obtenida mediante este sistema, donde a cada punto le corresponde una elevación determinada:

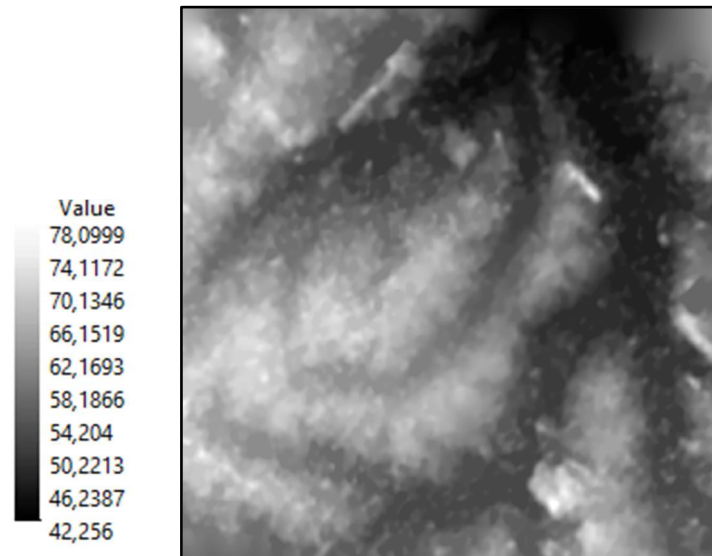


Figura 4.13 – MDE de la ciudad de Chajarí. Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

Se aprecian zonas oscuras que se corresponden con las ubicaciones más bajas, donde escurren los arroyos Yacaré y Chajarí, las diferentes tonalidades brindan un indicio de la dirección de escurrimiento. A modo de ejemplo, y para contrastar con el MDE, se presenta a continuación otro tipo de modelo de superficie conocida como TIN. Las TIN son una forma de datos geográficos digitales basados en vectores y se construyen mediante la triangulación de un conjunto de vértices (puntos). Los vértices están conectados con una serie de aristas para formar una red de triángulos. Las TIN se suelen utilizar para el modelado de alta precisión de áreas más pequeñas, como en aplicaciones de ingeniería, donde resultan útiles porque permiten realizar cálculos de área planimétrica, área de superficie y volumen.

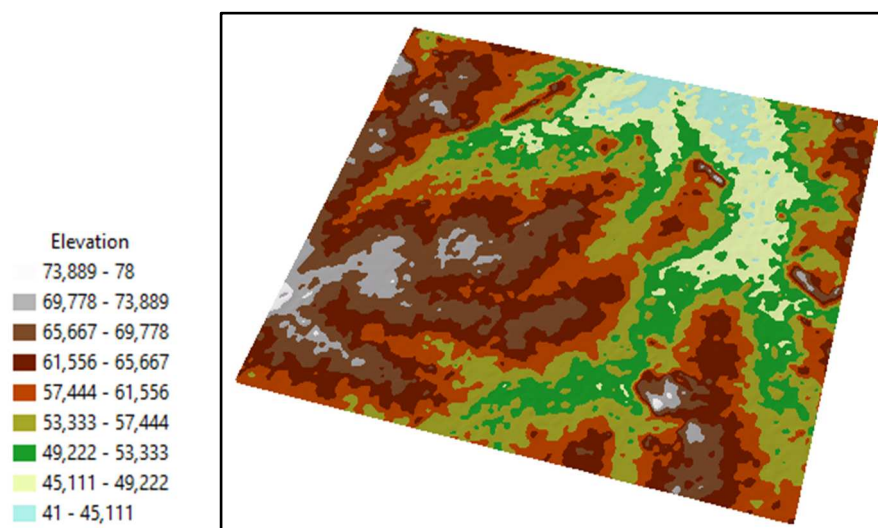


Figura 4.14 – Modelo de red irregular triangulada (TIN). Fuente: Autor.

Sin embargo, los modelos de TIN son mucho menos generalizados que los modelos de superficie ráster como los MDE y tienden a ser más caros de construir y procesar. El coste de obtener buenos datos de origen puede ser elevado y el procesamiento de las TIN tiende a ser menos eficaz debido a la compleja estructura de datos. Por lo tanto, en este trabajo sólo se analizará el MDE.

4.4.1.3 Obtención de datos

Como se mencionó con anterioridad, los datos topográficos necesarios para los anteproyectos se obtienen utilizando un sistema de información geográfica, particularmente el software **ArcMap™**, el cual es el componente principal del conjunto de programas de procesamiento geoespacial **ArcGIS®** de **Esri®**, y se usa principalmente para ver, editar, crear y analizar datos geoespaciales.

El objetivo es determinar lo relativo a los parámetros que relacionan la precipitación con la escorrentía, como la pendiente o el área de la cuenca de aporte. El proceso que se lleva a cabo, paso a paso, simplificado, es el siguiente:

- **Paso 1:** Se rellena el MDE. Esto soluciona errores en forma de sumideros y picos que se presentan debido a la resolución de los datos o el redondeo de elevaciones al valor entero más cercano. Los sumideros se deben rellenar para garantizar la representación correcta de cuencas y arroyos. Si los sumideros no se rellenan, una red de drenaje derivada puede ser discontinua.

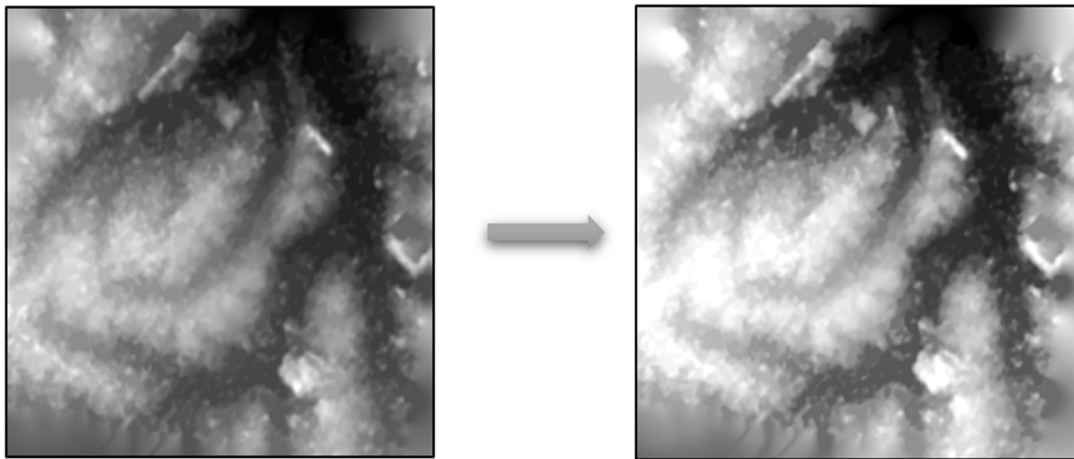


Figura 4.15 – Corrección del MDE. Fuente: Autor.

- **Paso 2:** Utilizando el MDE corregido como entrada se proporciona como salida un ráster que muestra la dirección hacia la que tiende a avanzar el agua a lo largo de la superficie. La misma está determinada por la dirección de pendiente máxima.

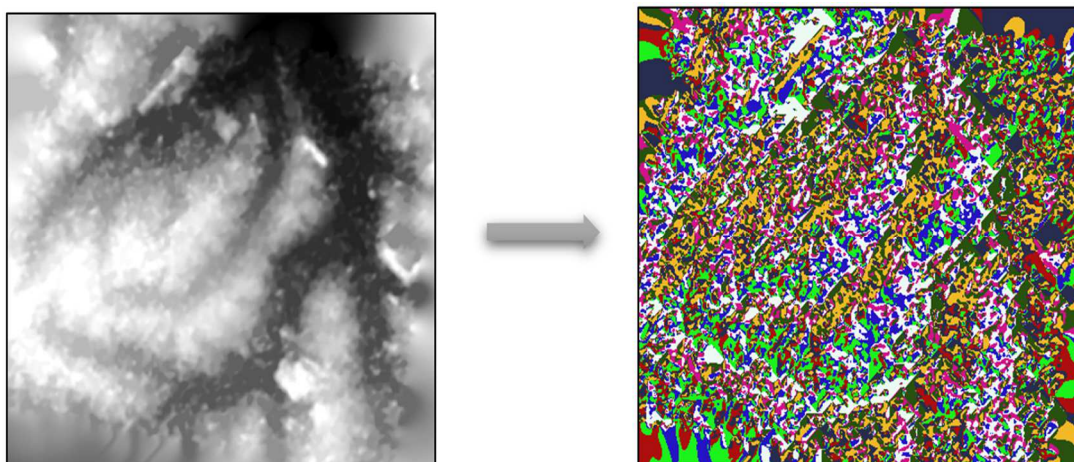


Figura 4.16 – Obtención de la dirección del flujo. Fuente: Autor.

- **Paso 3:** Se calcula el flujo acumulado como el peso acumulado de todas las celdas que fluyen hacia cada una con pendiente descendente en el ráster de salida. Ver Figura 4.17.

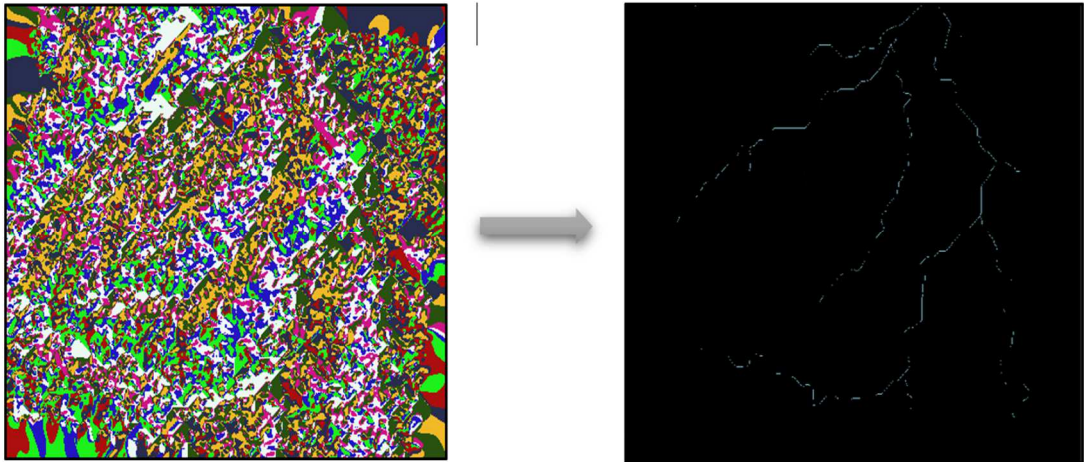


Figura 4.17 – Acumulación del flujo de agua. Fuente: Autor.

- **Paso 4:** Para poder delimitar una cuenca, es necesario definir el punto de desembocadura o desfogue. Este es el punto más bajo a lo largo del límite de una cuenca hidrográfica, y es el punto en la superficie en el que el agua fluye fuera del área. Es posible situar a la intersección de la calle Álvarez Condarco y el arroyo Yacaré como desembocadura de la cuenca analizada.

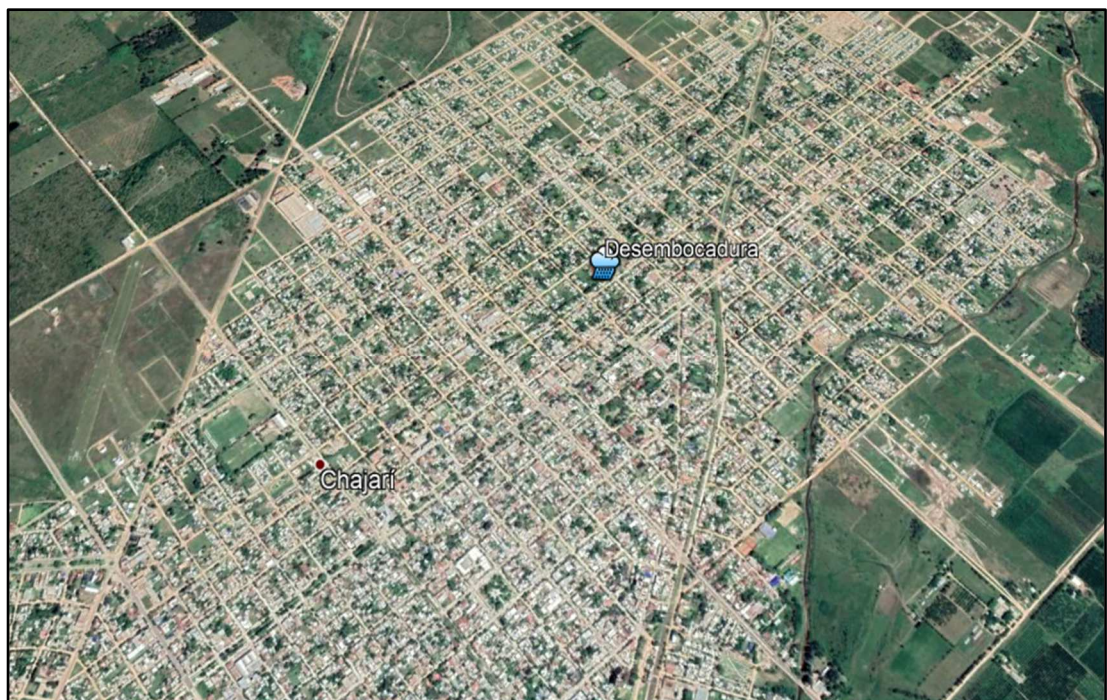


Figura 4.18 – Punto de desfogue a analizar. Fuente: Adaptado de Google Earth.

- **Paso 5:** Una vez definido el punto de desembocadura, se delimita la cuenca hidrográfica. Definida como la totalidad del área contribuyente a un determinado punto de desfogue, pudiendo a su vez ser parte de una cuenca hidrográfica más grande y/o también pudiendo contener cuencas hidrográficas más pequeñas, denominadas subcuencas. Se calcula el área de la cuenca.

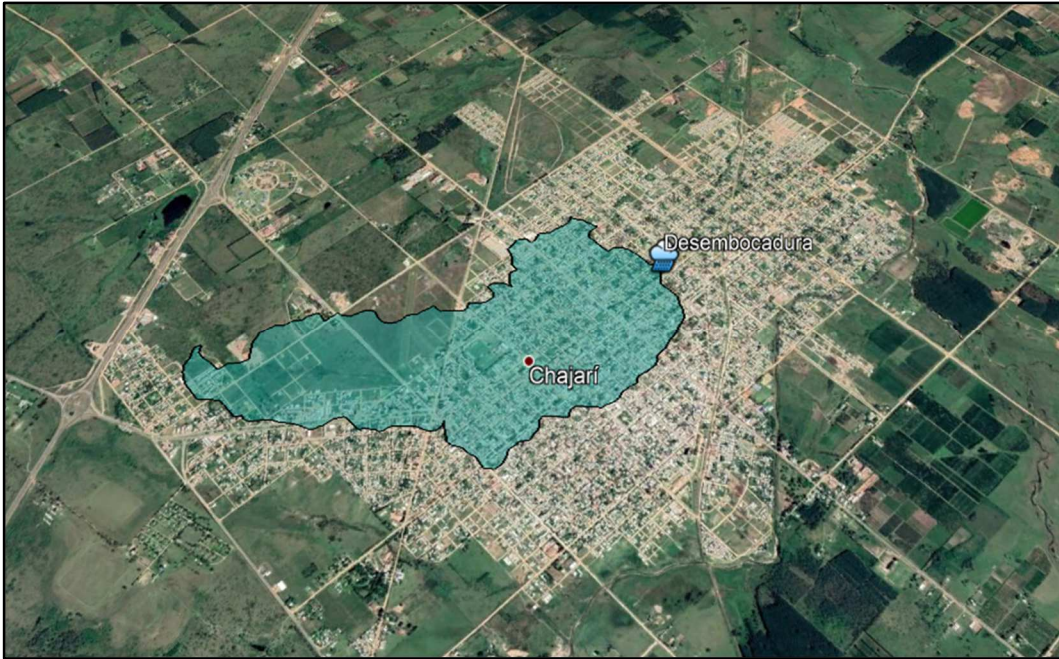


Figura 4.19 – Cuenca hidrográfica analizada. Fuente: Adaptado de Google Earth.

- **Paso 6:** A partir de la acumulación de flujo es posible definir los principales escurrimientos de a la cuenca ya definida.

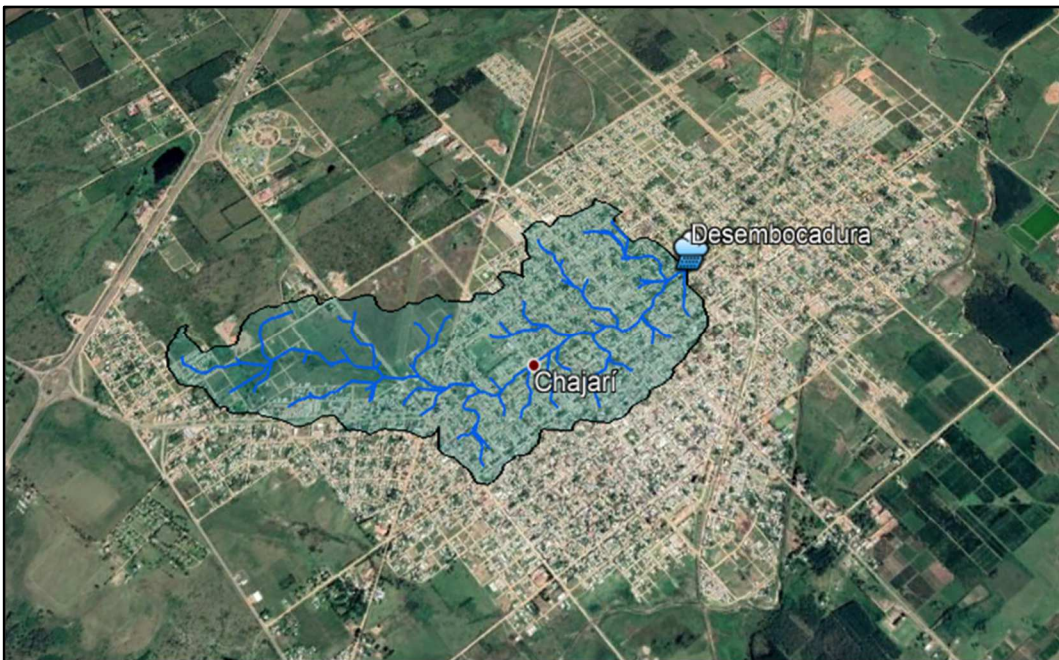


Figura 4.20 – Principales escurrimientos de cuenca. Fuente: Adaptado de Google Earth.

- **Paso 7:** El último paso consiste en definir el orden de los escurrimientos que se generan dentro de la cuenca. Esto permite conocer la longitud del cauce principal, dato requerido en el análisis.
 - Orden 1 en color verde.
 - Orden 2 en color amarillo.
 - Orden 3 en color naranja.
 - Orden 4 (Cauce principal) en color rojo.

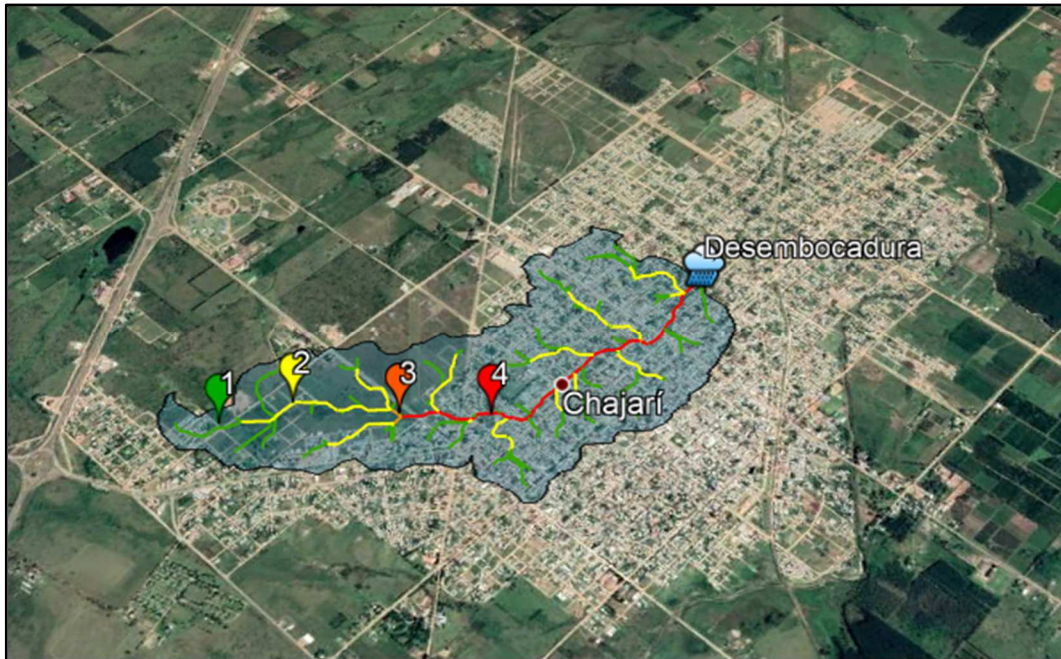


Figura 4.21 – Orden de los escurrimientos de la cuenca. Fuente: Adaptado de Google Earth.

La longitud del cauce principal y su pendiente son datos que se deben determinar para el cálculo de los parámetros hidrológicos. Estos son calculados por ArcGIS automáticamente. Como resultado final, se obtienen los parámetros morfométricos necesarios para el cálculo del caudal:

Parámetros morfométricos de la cuenca	
Área	2,954 km ²
Longitud de cauce principal	2374,55 m
Desnivel de cauce principal	7,52 m
Pendiente media	0,00317 m/m

Tabla 4.1 – Parámetros morfométricos de la cuenca analizada. Fuente: Autor.

4.4.2 Estudio climático y determinación de caudal de diseño

Una vez realizado el análisis topográfico, es menester realizar un estudio climático para conocer detalladamente las características de la zona en cuanto a precipitaciones, escurrimientos, usos de suelo, etcétera y así poder elegir correctamente ciertos parámetros para el diseño de la obra que se desea llevar a cabo.

El objetivo es calcular la escorrentía que se va a generar si se produce una precipitación determinada (calcular el hidrograma que va a generar un hietograma). El proceso es complejo y se plantea la siguiente metodología:

1. Definición de conceptos básicos y análisis de datos.
2. Determinación de precipitación y lámina total mediante curvas I-D-T e hietogramas.
3. Separación de la lluvia neta (calcular que parte de la precipitación caída va a generar escorrentía superficial).
4. Calcular la escorrentía producida por esa precipitación neta (cálculo de hidrograma).
5. Opcionalmente, y teniendo en cuenta la geometría del cauce en una zona concreta, calcular la altura que alcanzará el agua y, por lo tanto, las áreas que quedarán inundadas (si las hubiera).

En esta unidad, se abordan cada uno de los puntos anteriores de manera que al final se cuente con las herramientas conceptuales mínimas para la obtención del caudal de diseño de las estructuras hidráulicas seleccionadas, la elaboración de medidas no estructurales, etcétera.

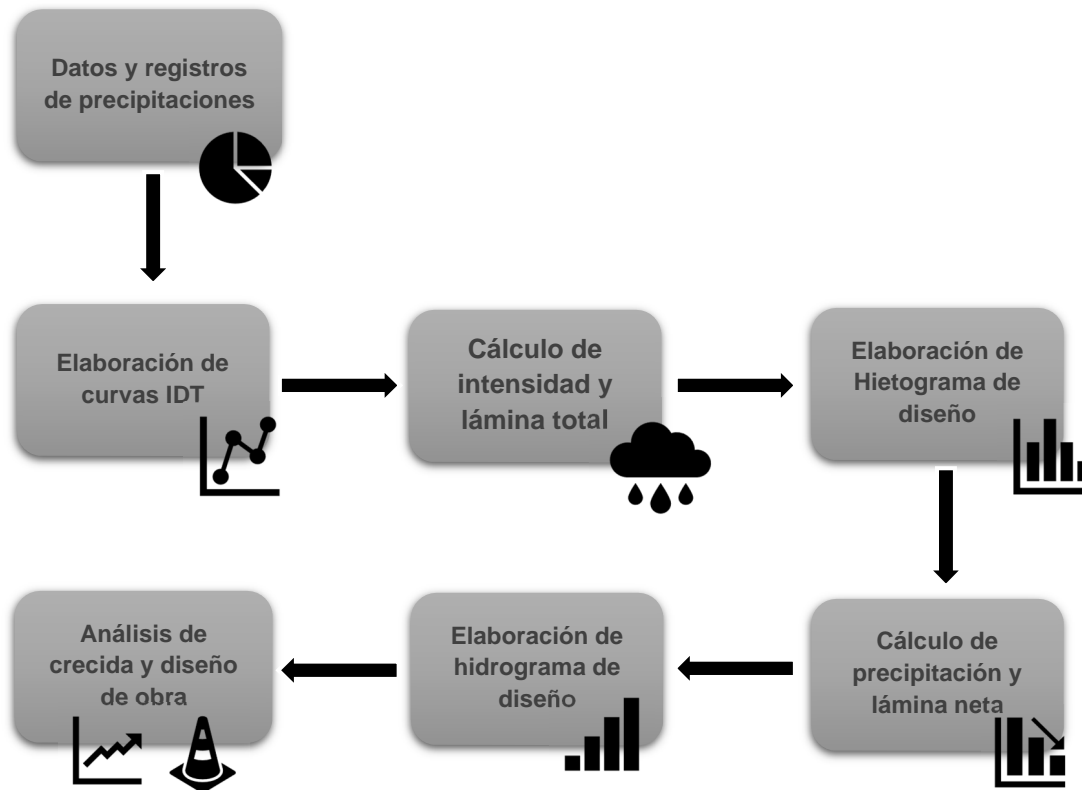


Figura 4.22 – Proceso analítico del estudio climático. Fuente: Autor.

4.4.2.1 Representación física del ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico es el proceso de circulación del agua, en sus diferentes estados, en la hidrósfera. Se trata de un sistema extremadamente complejo, donde interactúan diversos fenómenos.

Si se plantea al ciclo hidrológico como un modelo físico que actúe como elemento base para modelar la transformación lluvia - escorrentía, la única variable de entrada, excitación del sistema es la **precipitación**. El sistema completo reacciona e interactúa dependiendo de la magnitud de esta variable. Toda cuenca urbana ha sido, en algún momento de la historia una cuenca natural, con lo cual puede considerarse a las cuencas urbanas como el efecto de una continua perturbación debido al impacto sobre el medio ambiente natural provocado por los procesos dinámicos de urbanización llevados a cabo por el hombre (G. A. Ricariddi, 1997).

Una urbanización genera, fundamentalmente, cambios en la superficie de la cuenca y las vías de escurrimiento natural del flujo. La impermeabilización de parte de la superficie de la cuenca implica reducción en áreas de infiltración con lo que aumenta el escurrimiento superficial y se reduce la infiltración, percolación, el escurrimiento subsuperficial y subterráneo. Las nivelaciones, pavimentaciones y redes artificiales de drenaje implican una disminución importante de la resistencia al flujo, mientras que obras como rutas, terraplenes de defensa y embalses de retención generan retardo en el mismo. Todo lo comentado genera importantes alteraciones.

El escurrimiento en regiones urbanas por lo general se conforma por dos componentes que, si bien están interconectados, su funcionamiento es bien diferenciado. Uno de los componentes es el escurrimiento

superficial que ocurre en techos, veredas, parques, calzadas, zanjas, cunetas, áreas impermeables, etcétera. que puede fluir hacia las obras de captación del sistema de conductos, hacia sistemas de drenajes abiertos o fluir directamente hacia el cuerpo receptor.

El segundo componente es el que transporta el agua captada del sistema superficial por medio de obras de captación (sumideros, captaciones de zanjas, etcétera.) denominado sistema de conductos de drenaje. Este sistema drena en general hacia el cuerpo receptor, pudiendo presentarse casos de afluencia a sistemas de drenajes abiertos. La concentración del flujo crece en la medida que la urbanización se desarrolla. Asimismo, la velocidad de escurrimiento también aumenta, produciendo un descenso del intervalo de tiempo de retardo (concepto que se definirá más adelante), generando un incremento del caudal máximo.

Aproximadamente el 80% del agua que conforma la provisión de agua potable de los habitantes es transferida a los sistemas de drenaje modificando el flujo notoriamente. Actividades tales como regados de parques y jardines pueden alterar las condiciones de humedad del suelo, y por otro lado en grandes sectores impermeabilizados se suprime la infiltración natural y la recarga de los acuíferos, estos mecanismos alterados provocan cambios en los niveles de los acuíferos.

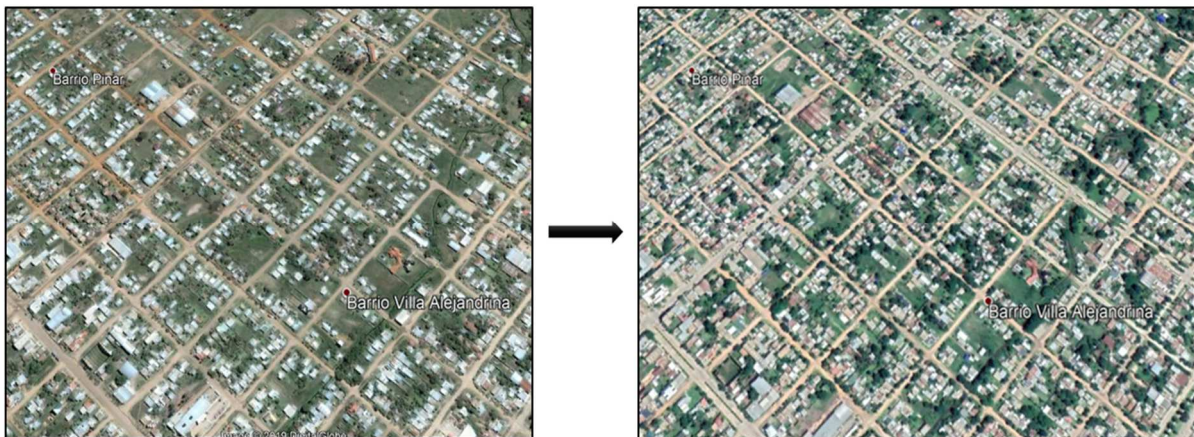


Figura 4.23 – Aumento de densidad poblacional en Chajarí del 2004 y 2018. Fuente: Google Earth.

En resumen, la dimensión del impacto sobre el ciclo hidrológico causado por los procesos de urbanización y desarrollo depende de un importante número de factores físicos y culturales. El clima, la topografía, la geología, los tipos de suelos y vegetación tienen una importante influencia del mismo modo que la historia, los patrones y densidades establecidos para el desarrollo y la tipología de la red de drenaje pluvial.

4.4.2.2 Datos de lluvia – Análisis

Para la obtención de los parámetros climáticos, se utilizó una herramienta de cálculo aportada por el GEGRU, que funciona en un entorno Excel con macros programadas, denominada “**Lluvias E.R.**”, la cual permite estimar la Precipitación Máxima Diaria, la relación I-D-T y la distribución temporal de tormentas de distintas duraciones para cualquier coordenada geográfica ubicada en el ámbito de la Provincia de Entre Ríos. Creada por la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concordia, para su elaboración se recopiló, analizó y procesó la información básica suministrada por los siguientes organismos: Servicio Meteorológico Nacional, Dirección de Hidráulica de la Provincia de Entre Ríos, Estación Experimental INTA Concordia, Estación Experimental INTA Concepción del Uruguay, Estación Experimental INTA Paraná, Comisión Técnica Mixta de Salto Grande, Sociedad Rural de Gualeguay, Dirección Nacional de Meteorología de Uruguay y Subsecretaría de Recursos

Hídricos de la Nación, así como otras estaciones experimentales de INTA en las provincias de Buenos Aires y Santa Fe.

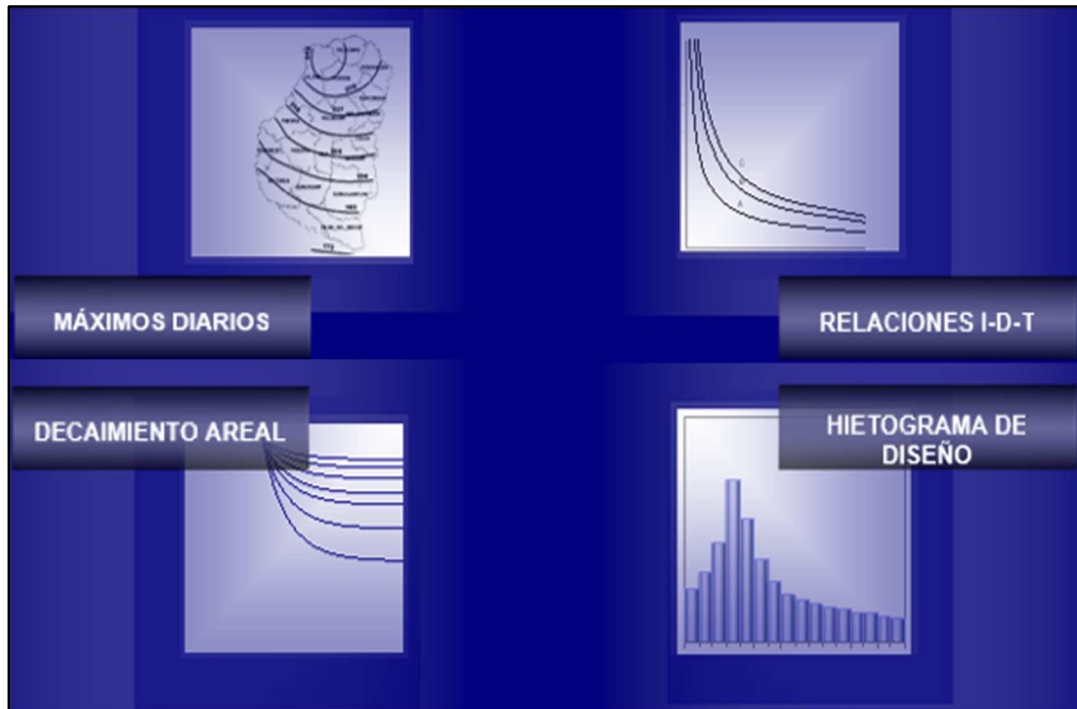


Figura 4.24 – Interfaz del programa “Lluvias E.R.”. Fuente: UTN FRCon.

4.4.2.3 Curvas IDT

Para todo cálculo hidráulico es de suma importancia conocer la intensidad, la duración y el tiempo de retorno, los cuales son parámetros que caracterizan las máximas precipitaciones. Las curvas IDT se utilizan para el cálculo de la intensidad de precipitación.

Existe una correlación entre los datos que verifican que, a mayor intensidad de precipitación, menor es su duración. Dichos datos son las mayores precipitaciones de cada año, obtenidos de registros pluviográficos.

Para la construcción de las curvas IDT se utilizan los datos mencionados según su duración y se efectúan análisis estadísticos a través de diversas distribuciones de probabilidad. Las curvas también pueden ser expresadas por ecuaciones genéricas que tienen la siguiente forma:

$$i = \frac{k \cdot (T_r)^m}{(d + c)^n} \tag{Ec. 4-1}$$

Donde:

- i - intensidad en mm/h
- Tr - tiempo de retorno en años
- d - duración de la lluvia en minutos
- y k, m, n y c - parámetros que deben ser determinados para cada lugar.

Mediante el programa, para el cálculo de los distintos parámetros, es necesario establecer las coordenadas geográficas de la ciudad de Chajarí, siendo estas 30°46'00"S 57°59'00"O.

Figura 4.25 – Ingreso de coordenadas. Fuente: Lluvias E.R.

Una vez ingresadas, se obtienen las curvas IDT seleccionando una estación pluviográfica de referencia. En este caso se utilizará la estación de Concordia, ya que Chajarí se encuentra dentro de su zona de delimitación, correspondiente a su homogeneidad meteorológica.

Figura 4.26 – Pluviógrafos de referencia. Fuente: Lluvias E.R.

Tr (años)	Intensidades de precipitación (mm/h) estimadas para distintas duraciones (min)									
	5	10	30	60	90	120	180	360	720	1440
50	401	301	165	106	81	67	51	31	19	12
25	342	257	141	91	69	57	43	27	16	10
20	325	244	134	86	66	54	41	25	16	10
10	278	208	114	73	56	46	35	22	13	8
5	237	178	97	63	48	39	30	18	11	7
2	192	144	79	51	39	32	24	15	9	6

Tabla 4.2 – Intensidad de precipitación para distintos períodos de recurrencia. Fuente: Autor.

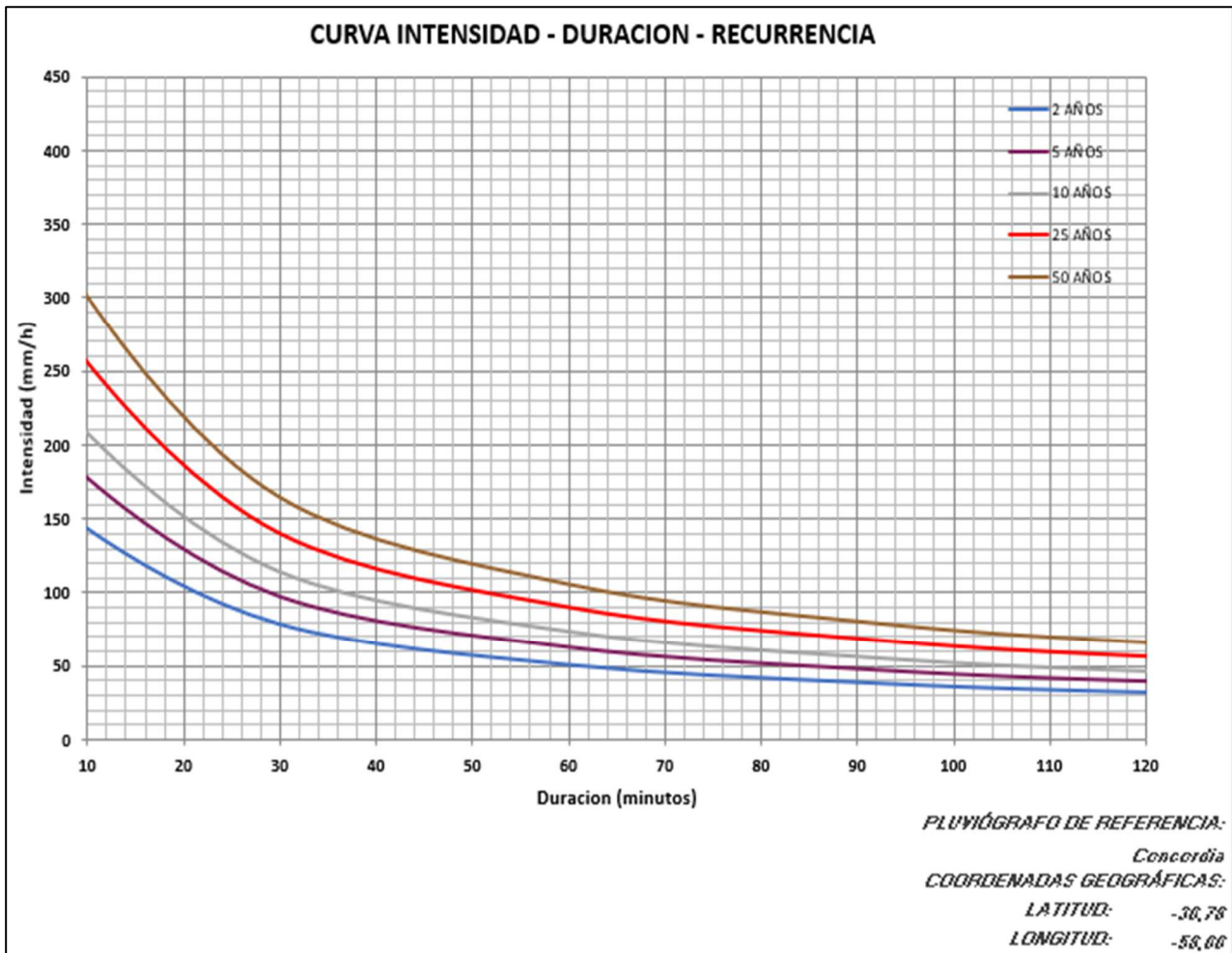


Figura 4.27 – Curvas I-D-T para la ciudad de Chajarí. Fuente: Lluvias E.R.

Finalmente, a partir de las curvas, o bien, de la ecuación que las describe, es posible determinar la intensidad de lluvia para el período de retorno propuesto y la duración de la tormenta.

$$i = \frac{k \cdot (Tr)^m}{(d + c)^n} = \frac{840,3 \cdot (Tr)^{0,23}}{(d + 5)^{0,71}}$$

4.4.2.4 Tiempo de retorno

El periodo de retorno en una obra civil es de suma importancia, ya que permite establecer parámetros los cuales la obra tiene que soportar para considerarse segura. Por ello, se tienen en cuenta aspectos técnicos económicos y sociales, por ejemplo, al tener en cuenta la economía y la estructura, se logra la construcción de una obra resistente, pero sin estar sobredimensionada.

Conceptualmente se define al tiempo de retorno, como el tiempo medio entre ocurrencias en el largo plazo. Es un concepto estadístico que intenta proporcionar un parámetro para determinar un suceso de rara ocurrencia.

Con base en experiencias pasadas, se han desarrollado algunos criterios generalizados de diseño para estructuras de control de agua.

Teniendo en cuenta la problemática a resolver se elegirá un tiempo de retorno de **25 años** para alcantarillas de carreteras de volúmenes de tráfico intermedios.

Tipo de estructura	Período de retorno (años)
Alcantarillas de carreteras	
Volúmenes de tráfico bajos	5 - 10
Volúmenes de tráfico intermedios	10 - 25
Volúmenes de tráfico altos	50 - 100
Puentes de carreteras	
Sistema secundario	10 - 50
Sistema primario	50 - 100
Drenaje agrícola	5 - 50
Drenaje urbano	
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2 - 25
Alcantarillas en ciudades grandes	25 - 50
Aeropuertos	
Volúmenes de tráfico bajos	5 - 10
Volúmenes de tráfico intermedios	10 - 25
Volúmenes de tráfico altos	50 - 100

Tabla 4.3 – Períodos de retorno. Fuente: Hidrología y Obras Hidráulicas UTN.

4.4.2.5 Duración de la tormenta

Como se describió anteriormente, para el cálculo de la intensidad de precipitación es necesario conocer la duración de la tormenta. Se considera que, para cuencas pequeñas menores a 100 km², la duración se asume igual al tiempo de concentración de la cuenca, ya que al cumplirse dicha condición la totalidad de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía, esperando que se presenten los máximos caudales. Se define al tiempo de concentración como el tiempo mínimo que se necesita para que todos los puntos de la cuenca aporten agua de escorrentía al punto de salida. Es decir, se representa como el tiempo en el que una gota de agua de lluvia cae en el punto hidráulicamente más alejado y escurre a la salida de la cuenca. A partir de ajustes empíricos se crearon distintos modelos para el cálculo del “T_c” a partir de los parámetros morfológicos de la cuenca.

Después de analizar varias de ellas, se decidió por utilizar la ecuación de **Kirpich**, aunque ésta no se ajuste completamente a las características de nuestra cuenca. Esta decisión se basa en recomendaciones por parte de profesores y el análisis de diversos ensayos donde se justifica su utilización debido a su grado de seguridad.

$$T_c = 0,01947 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385} \quad (\text{Ec. 4-2})$$

Donde:

- T_c – tiempo de concentración en minutos (min).
- L – longitud del cauce principal en metros (m).
- S – pendiente media de la cuenca (m/m).

Como se determinó en el análisis topográfico de la cuenca, la longitud del cauce principal es igual a 2374,55 metros y la pendiente media es 3,17 ‰. Entonces:

$$T_c = 0,01947 \cdot \frac{(2374,55 \text{ m})^{0,77}}{0,00317^{0,385}} = 70,94 \text{ min}$$

Se decide adoptar el valor aproximado de **72 minutos** con el fin de separar el hietograma de diseño en partes iguales y enteras.

4.4.2.6 Hietograma de precipitación

Un hietograma es un gráfico que expresa la precipitación recogida en intervalos regulares de tiempo. Éste puede referirse a un día o a una tormenta concreta, o, en otras ocasiones, el periodo de tiempo puede ser más amplio: meses o años. Para su elaboración, si se trata de un hietograma mensual o anual, bastará con disponer de datos diarios. Si se trata de un hietograma de un día o de unas horas de duración, se necesita una banda de pluviógrafo, leyendo la precipitación caída en los intervalos de tiempo elegidos.

El **hietograma de proyecto** es una secuencia de precipitaciones capaz de provocar la crecida de proyecto, o sea, la mayor crecida para la cual la obra debe ser proyectada.

El hietograma correspondiente a la cuenca estudiada se obtuvo a partir de la herramienta “Lluvias E.R.” antes mencionada. La misma trabaja con el Método de los bloques alternos y el Método de Pilgrim, Cordery y French.

En este caso se optó por la utilización del Método de los bloques alternos. A partir del ingreso de datos de duración de tormenta en minutos y tiempo de recurrencia en años, se obtuvo el hietograma. El mismo se encuentra fraccionado en 8 bloques, de 9 minutos de duración cada uno.

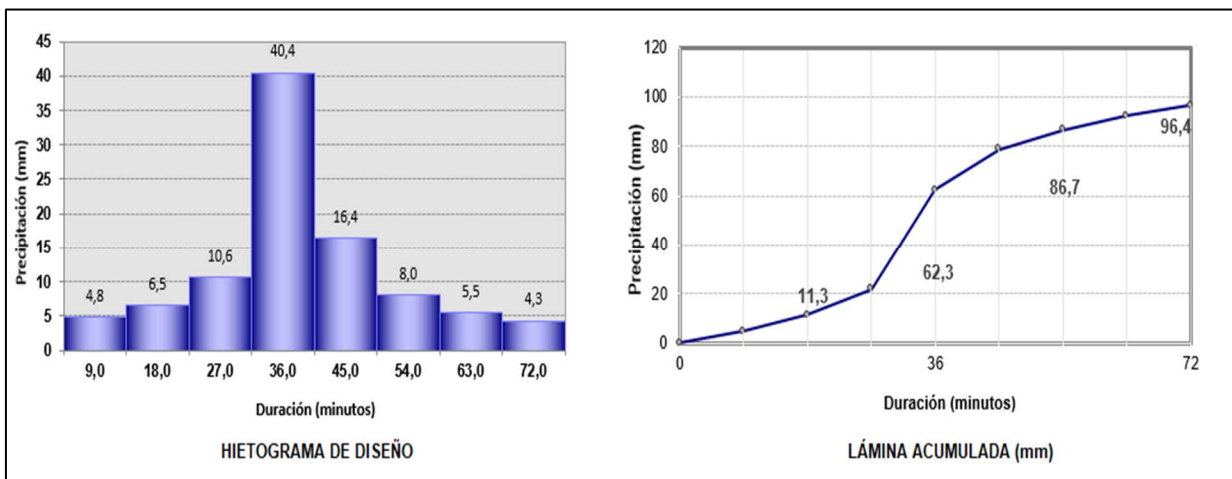


Figura 4.28 – Hietograma de precipitación método de bloques alternos. Fuente: Lluvias E.R.

Distribución Temporal de la tormenta								
Duración (%)	12,5	25,0	37,5	50,0	62,5	75,0	87,5	100,0
Duración (min)	9,0	18,0	27,0	36,0	45,0	54,0	63,0	72,0
Intensidad (mm/h)	269,6	189,5	149,9	125,7	109,2	97,1	87,8	80,4
Lámina (mm)	40,4	56,9	67,5	75,4	81,9	87,4	92,2	96,4
Incremento (mm)	40,4	16,4	10,6	8,0	6,5	5,5	4,8	4,3
Precipitación (mm)	4,8	6,5	10,6	40,4	16,4	8,0	5,5	4,3
Lámina acumulada (mm)	4,8	11,3	21,9	62,3	78,7	86,7	92,2	96,4

Tabla 4.4 – Distribución temporal de la tormenta de diseño. Fuente: Autor.

Seguidamente, se realizó el cálculo del hietograma de forma manual dividiendo la duración de la tormenta en 12 intervalos de 6 minutos. Se calculó la intensidad para los distintos intervalos de tiempo mediante el uso de la ecuación IDT de la ciudad.

Luego, se obtuvo la lámina acumulada a partir de la multiplicación de la intensidad y la duración.

d	i	P _{acum}	P	Hietograma
min	mm/h	mm	mm	mm
6	321,09	32,11	32,11	3,02
12	235,72	47,14	15,03	3,58
18	190,19	57,06	9,91	4,45
24	161,33	64,53	7,47	6,05
30	141,16	70,58	6,05	9,91
36	126,16	75,70	5,12	32,11
42	114,50	80,15	4,45	15,03
48	105,14	84,11	3,96	7,47
54	97,43	87,69	3,58	5,12
60	90,96	90,96	3,27	3,96
66	85,43	93,97	3,02	3,27
72	80,65	96,78	2,81	2,81

Tabla 4.5 – Precipitación total. Fuente: Autor.

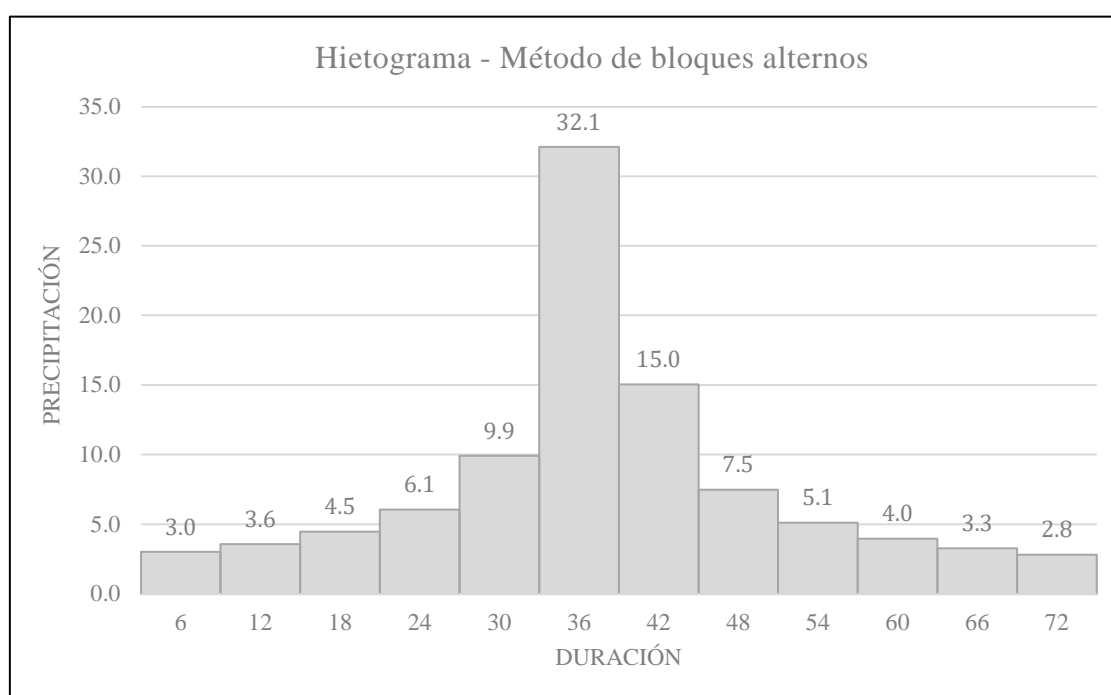


Figura 4.29 – Hietograma de precipitación total en bloques alternos. Fuente: Autor.

4.4.2.7 Cálculo de la precipitación efectiva según el Método del SCS

A partir del hietograma hallado, se procede a determinar la escorrentía directa producida por el evento de diseño.

Para lograr la separación de flujos es necesario calcular primeramente todas las pérdidas e intercepciones, denominadas abstracciones. El **método del SCS** (Soil Conservation Service) evalúa el porcentaje de precipitación que produce escorrentía directa en función de factores como el tipo de suelo, la utilización de la tierra, la pendiente y la humedad previa, para la obtención del hietograma de precipitación neta.

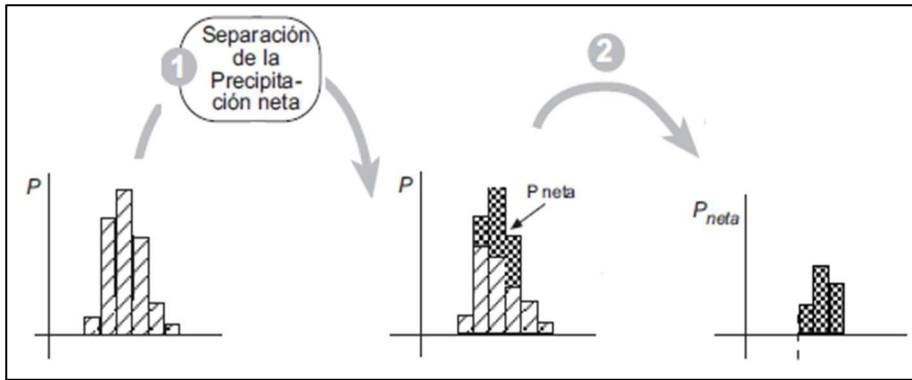


Figura 4.30 – Proceso de obtención de precipitación neta. Fuente: USal. Hidrología.

Se acepta que cada uno de los complejos suelo-vegetación se comporta de una misma forma frente a la infiltración. En un complejo suelo-vegetación totalmente impermeable toda la precipitación se convierte en escorrentía superficial. Por el contrario, un complejo totalmente permeable no daría escorrentía fuera cual fuere el valor de la precipitación. Ambas situaciones se grafican a continuación.

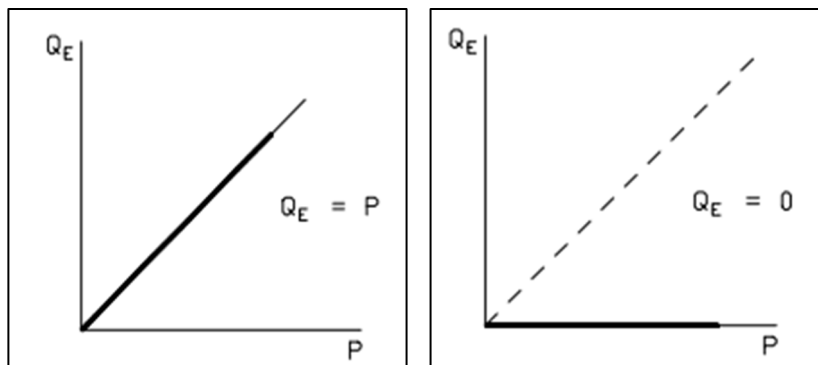


Figura 4.31 – Relación caudal-lluvia en suelos permeables e impermeables. Fuente: Hidrojing.

Entre estos dos casos extremos es posible tener infinitas respuestas de escorrentía superficial ante una precipitación según el tipo de asociación suelo-vegetación.

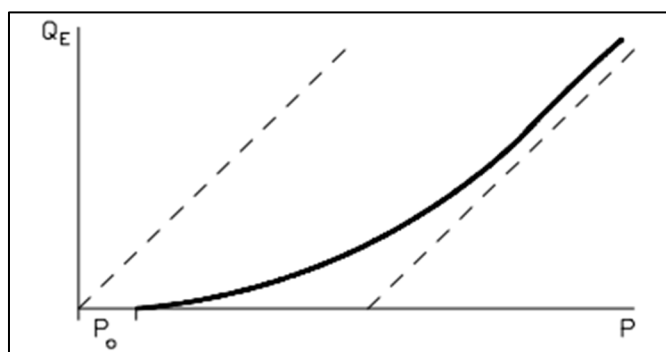


Figura 4.32 – Relación caudal-lluvia en condiciones naturales. Fuente: Hidrojing.

Cada una de estas curvas intermedias consta de dos partes diferenciadas; la primera es un valor umbral de precipitación “ P_0 ” por debajo del cual toda la precipitación es interceptada por el complejo suelo-vegetación y por tanto la escorrentía superficial es nula. Superado el valor de “ P_0 ”, se entra en la segunda parte de la curva, en la cual el valor de la escorrentía en relación con la precipitación va aumentando y llegando a valores muy altos de la precipitación la curva tiende asintóticamente a una inclinación de tangente igual a la unidad. Esto significa que, para valores muy altos de precipitación, el

suelo está tan saturado de agua que un incremento de lluvia se traduce en un incremento de la misma magnitud en escorrentía (J. C. Robredo Sánchez, 2014). Si se analiza el comportamiento del flujo dentro de un hietograma se obtiene un gráfico en el que se identifican tres partes bien diferenciadas, la intercepción inicial y la retención en el suelo, quedan diferenciadas de la escorrentía según una curva asintótica que se corresponde con la anteriormente analizada.

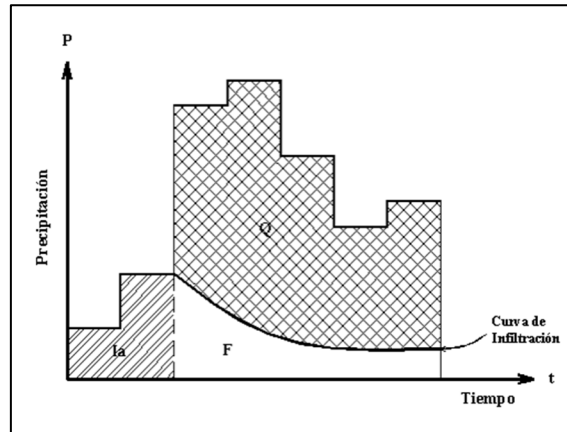


Figura 4.33 – Relación entre Precipitación, escurrimiento y retención. Fuente: UDLP México.

El procedimiento se basa en las hipótesis siguientes:

- La Precipitación comienza a producir escorrentía directa cuando la precipitación total caída hasta ese momento supera la abstracción inicial “ I_a ”, estimada en el 20% de la máxima abstracción posible “ S ”.
- Se cumple una relación de igualdad entre la abstracción producida respecto de la máxima posible y la precipitación neta o efectiva producida respecto de la máxima.

$$\frac{S^*}{S} = \frac{\sum P_n}{P_{n-max}} \quad (Ec. 4-3)$$

Esta relación posee el siguiente significado:

$$\frac{\text{Abstracción producida}}{\text{Abstracción Máxima}} = \frac{P_{\text{neta producida}}}{P_{\text{neta máxima}}}$$

A partir de los enunciados y el manejo de la formula anterior, se obtiene la siguiente expresión para el cálculo de la precipitación efectiva:

$$\sum P_n = \frac{(\sum P - 0,2 \cdot S)^2}{\sum P + 0,8 \cdot S} \quad (Ec. 4-4)$$

La capacidad máxima de abstracción del suelo (S) es un parámetro que se relaciona con un factor denominado curva número (CN), calculado como:

$$S = \frac{2400}{CN} - 254 \quad (Ec. 4-5)$$

El número de curva es un parámetro empírico que se representa mediante un número adimensional, en curvas estandarizadas, las que varían entre 0 y 100; donde un área con número de curva igual a 0 no tiene escurrimiento y otra con número de curva igual a 100 es impermeable y toda la precipitación genera escorrentía. La determinación del número de curva depende de parámetros generadores de escorrentía de la cuenca, siendo éstos:

- ✓ Tipo hidrológico del suelo
- ✓ Uso de la tierra y tratamiento
- ✓ Condición previa de humedad

El grupo hidrológico de suelo presente en el área estudiada se determina a partir de las Cartas de Suelos de la República Argentina del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA). Los suelos se clasifican en cuatro grupos principales:

- ✓ **Suelo A:** suelos que producen bajo escurrimiento superficial y alta infiltración. Suelos arenosos profundos con poca sílice y arcilla;
- ✓ **Suelo B:** suelos menos permeables que el anterior, suelos arenosos (arena fina – limo) menos profundos que el tipo A y con permeabilidad superior a la media.
- ✓ **Suelo C:** suelos que generan escurrimiento superficial por encima de la media y con capacidad de infiltración de baja a media, conteniendo un porcentaje considerable de arcilla (limo – arcilloso) y poco profundo;
- ✓ **Suelo D:** suelos conteniendo arcillas expansivas y poco profundos con muy baja capacidad de infiltración, niveles freáticos alto, generando la mayor proporción de escurrimiento superficial.

La siguiente tabla muestra las características físicas de los suelos según los grupos hidrológicos mencionados.

Clases texturales			
Grupo A	Arenosa	Grupo B	Franco - limosa
	Arenoso - franca		Franca
	Franca - arenosa		Limosa
Grupo C	Franco - arcillo - arenosa	Grupo D	Arcillo - arenosa
	Franco - arcillo - limosa		Arcillo - limosa
	Franco - arcillosa		Limosa

Tabla 4.6 – Grupos hidrológicos y clases texturales. Fuente: Hidrología y Obras Hidráulicas UTN.

Según la información recolectada de la Carta de Suelos de la República Argentina del INTA, el suelo sobre el que se encuentra la cuenca estudiada corresponde al grupo hidrológico C. Respecto al drenaje, el mismo es definido como un suelo imperfectamente drenado, que presenta escurrimiento superficial medio y permeabilidad lenta. Asimismo, se tiene en consideración el uso o tratamiento del suelo, según el cual varía la retención y por lo tanto la producción de avenidas por el escurrimiento. Se han clasificado dichos usos como sigue:

- ✓ Rotaciones. Se considera que una rotación es buena o mala en función de la densidad de la vegetación de la rotación.
- ✓ Praderas naturales y pastizales. Se consideran malas cuando hay un exceso de pastoreo y existe una cobertura menor al 50% del área. Son regulares cuando la cobertura se ubica entre 50 y 75% del área; y buenas cuando el pastoreo es ligero y la cobertura es mayor al 75% del área.

- ✓ Lotes de bosques. Se consideran malos aquellos casos de pastoreo excesivo donde se queman regularmente y los árboles son pequeños. Se consideran regulares cuando no se queman, pero los árboles no están protegidos y existe algo de pastoreo. Se consideran buenos si están protegidos, sin pastoreo y con arbustos.
- ✓ Bosque comercial. Se han realizado determinaciones especiales para este caso particular.
- ✓ Tipos varios de terrenos. Incluye casos como cascos de estancias, caminos y áreas urbanas.
- ✓ Cultivo en hileras rectas. Son aquellos cultivos que se siembran siguiendo las curvas de nivel.
- ✓ Terrazas. Se discrimina en dos casos: terrazas con pendiente y extremos abiertos y terrazas a nivel con extremos cerrados.

Áreas urbanas	Valores CN			
Baja densidad (15 al 18% de la superficie)	69 - 71	75 - 78	82 - 84	86
Media densidad (21 al 27% de la superficie)	71 - 73	77 - 80	84 - 80	88
Alta densidad (50 al 75% de la superficie)	73 - 75	79 - 82	86 - 88	90

Tabla 4.7 – CN según densidad poblacional. Fuente: Hidrología y Obras Hidráulicas UTN.

Valores de CN para cuencas urbanas y suburbanas					
Utilización o cobertura del suelo		A	B	C	D
Zonas cultivadas	sin conservación del suelo	72	81	88	91
	con conservación del suelo	62	71	78	81
Pasturas o terrenos en malas condiciones		38	79	86	89
Baldíos en buenas condiciones		39	61	74	80
Prados en buenas condiciones		30	58	71	78
Bosques o zonas con pobre cobertura		45	66	77	83
Bosques con cobertura buena		25	55	70	77
Espacios abiertos, césped, parques, campos de golf, cementerios					
Con césped en más de 75% del área		39	61	74	80
Con césped de 50 a 75% del área		49	69	79	84
Zonas comerciales y de oficinas		89	92	94	95
Zonas industriales		81	88	91	93
Zonas residenciales					
Lotes de m ²	% media impermeable				
< 500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Playas de estacionamiento, tejados, viaductos, etcétera.		98	98	98	98
Rutas y calles					
Asfaltadas y con drenajes de aguas pluviales		98	98	98	98
Tierra		72	82	87	89

Tabla 4.8 – Valor de CN según tipo de cuenca. Fuente: Hidrología y Obras Hidráulicas UTN.

Se estudiaron las ‘Disposiciones generales sobre zonificación’ del Código de Ordenamiento Urbano de la ciudad de Chajarí. El área de la cuenca estudiada se encuentra dividida en tres zonas: Distrito Residencial **R2** y **R4** y Área Complementaria 1, denominada **AC1**.

- **Distrito Residencial (R2)**

Es un área residencial de densidad media. Los factores de ocupación del suelo para dicha zona se especifican a continuación:

- Factor de ocupación del suelo, FOS = 0,6 o 0,7 para uso no residencial.
- Factor de ocupación total, FOT = 1,8.

- **Distrito Residencial (R4)**

Es un área residencial de densidad baja. Los factores de ocupación del suelo para dicha zona se especifican a continuación.

- Factor de ocupación del suelo, FOS = 0,6 o 0,7 para uso no residencial.
- Factor de ocupación total, FOT = 1,2.

- **Área Complementaria 1 (AC1)**

Es un área complementaria del distrito residencial, destinada a la localización de viviendas rurales de muy baja densidad y actividades complementarias, manteniendo siempre el carácter de zona de reserva. Podría ser incorporada cuando las demandas lo requieran a zonas residencial de baja densidad. Los factores de ocupación del suelo para dicha zona se especifican a continuación.

- Factor de ocupación del suelo, FOS = 0,1.
- Factor de ocupación total, FOT = 0,2.

Se recuerda que el área total de la cuenca abarca 2,954 km², de los cuales un 70,5% corresponde a zonas **R2** y **R4**; un 24,5% a Área complementaria **AC1** y un 5% corresponde a calles pavimentadas. En la siguiente imagen se observa una discriminación de dichas zonas en el territorio de la cuenca en cuestión.

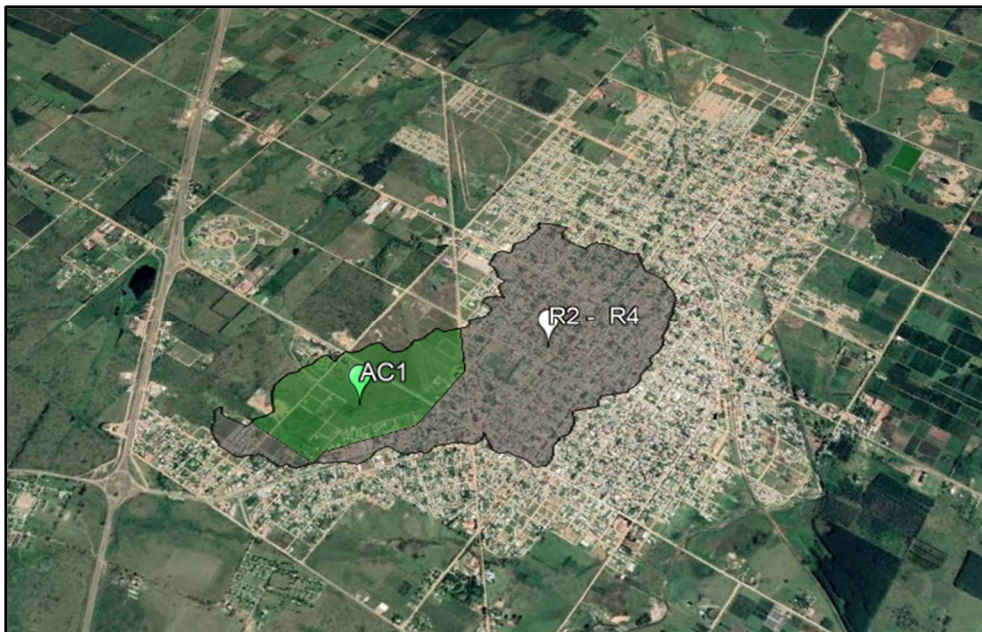


Figura 4.34 – Zonas de ocupación de la cuenca analizada. Fuente: Adaptado de Google Earth.

Para establecer un posible escenario futuro, donde la presión urbanística avance sobre los actuales espacios permeables dentro de la cuenca, se estableció en los lotes particulares una superficie impermeable igual al máximo de superficie construida permitido por el Código de Edificación Municipal vigente, según las distintas zonificaciones. Como es sabido, en este reglamento se imponen restricciones a las superficies cubiertas mediante el Factor de Ocupación del Suelo (FOS), lo que genera un límite superior, establecido como máximo en el código. Debido a la conformación del modelo hidrológico urbano es necesario contemplar el área de impermeabilización correspondiente a los pavimentos, consideradas impermeables en un 98 % y a las veredas impermeabilizadas en un porcentaje igual al FOS, según la zonificación en la que se encuentre.

- Distritos residenciales R2 y R4: 65%, promedio entre FOS para uso residencial y no residencial.
- Área complementaria AC1: 10%
- Calles y veredas pavimentadas: 98%

Las condiciones de humedad edáfica en que se encuentra la cuenca al producirse una tormenta determinada, como precipitaciones, efectos de infiltración y evapotranspiración, hacen variar el valor de la curva número.

Las condiciones de humedad antecedente del suelo (seco, normal y húmedo) se determinan a partir de la precipitación total en los cinco días previos. Debido a las dificultades de obtener datos precisos, se reduce a tres casos:

- **Condición I:** Los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento.
- **Condición II:** Condición promedio. Normalmente es la condición que precede a las crecientes.
- **Condición III:** Cuando ha llovido mucho el suelo está con muy baja infiltración inicial y sólo es posible la infiltración básica.

Se considera la Condición II. Si se trabajase con las condiciones I o III, se debería realizar una corrección de los valores obtenidos debido a que las tablas que se muestran fueron realizadas para la segunda condición de humedad. Se obtienen las curvas número que corresponden a cada una de las áreas según sus usos y el grupo hidrológico, a partir de la tabla correspondiente a los valores de CN para cuencas urbanas y suburbanas. Para el Área Complementaria 1 se utilizó la CN de baldíos en buenas condiciones. Realizado el análisis, se procede al cálculo del valor de CN correspondiente a la cuenca de estudio.

Usos	Área (%)	CN	Producto
Área Residencial impermeable en un 65%	70,5	90	6345
Área Complementaria 1 impermeable en un 10%	24,5	74	1813
Caminos pavimentados con cunetas	5	98	490
Total	100		8648

Tabla 4.9 – Cálculo de CN de la cuenca analizada. Fuente: Autor.

$$CN = \frac{90 + 74 + 98}{100} = \mathbf{86,48}$$

Con el valor de CN, se calcula la Abstracción inicial “S” a partir de la Ec. (4-5):

$$S = \frac{2400}{86,48} - 254 = 39,71 \text{ mm}$$

En consecuencia, el valor de las pérdidas iniciales “Ia”:

$$Ia = 0,2 \cdot 39,71 \text{ mm} = 7,94 \text{ mm}$$

Luego:

$$Fa = \frac{S \cdot (P_{acum} - Ia)}{P_{acum} - Ia + S}; \quad \text{Si } P > Ia \quad (\text{Ec. 4-6})$$

Tiempo (min)	Luvia observada P (mm)	Luvia acumulada P (mm)	Abstracciones acumuladas		Exceso de lluvia acumulado Pe (mm)	Hietograma de exceso de lluvia (mm)
			Ia	Fa		
6	3.02	3.02	3.02	0	0.00	0.00
12	3.58	6.59	6.59	0	0.00	0.00
18	4.45	11.05	7.94	2.88	0.23	0.22
24	6.05	17.10	7.94	7.44	1.72	1.49
30	9.91	27.01	7.94	12.88	6.19	4.47
36	32.11	59.12	7.94	22.36	28.82	22.63
42	15.03	74.15	7.94	24.82	41.39	12.57
48	7.47	81.63	7.94	25.80	47.88	6.49
54	5.12	86.75	7.94	26.40	52.40	4.52
60	3.96	90.71	7.94	26.83	55.93	3.53
66	3.27	93.97	7.94	27.17	58.86	2.93
72	2.81	96.78	7.94	27.44	61.40	2.53

Tabla 4.10 – Precipitación neta mediante el método del SCS. Fuente: Autor.

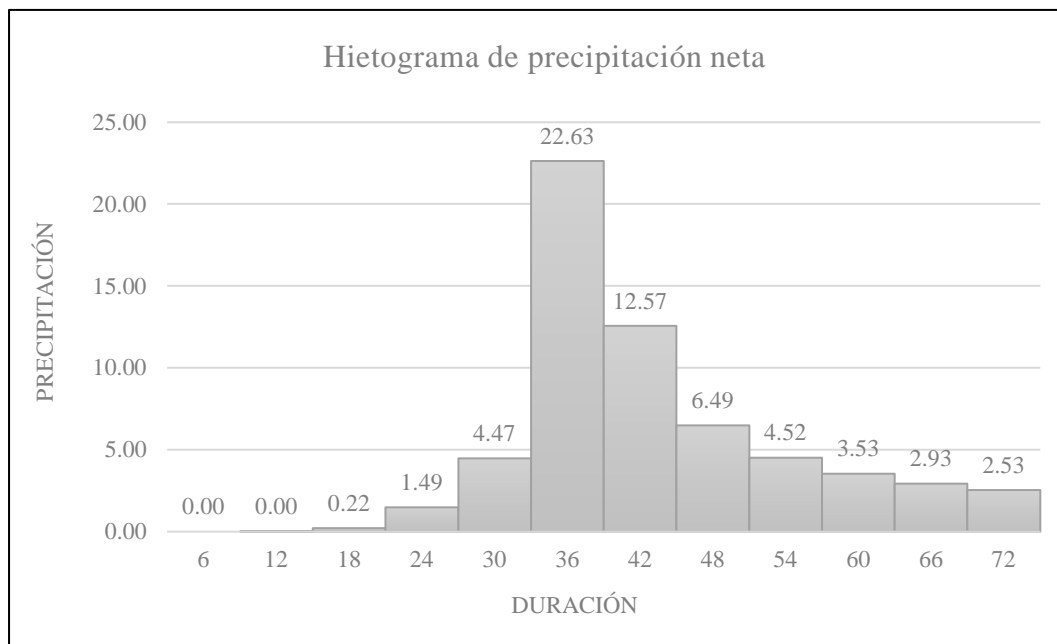


Figura 4.35 – Hietograma de precipitación neta mediante el método del SCS. Fuente: Autor.

4.4.2.8 Elaboración del hidrograma de diseño

El hidrograma es la denominación dada al gráfico que relaciona el caudal de una precipitación con el tiempo. Es el resultado de la interacción de todos los componentes del ciclo hidrológico entre la ocurrencia de la precipitación y el caudal en la cuenca hidrográfica. Existen diversos métodos para el cálculo de este, siendo los más utilizados, el Método Racional, Hidrogramas sintéticos e Hidrograma Unitario.

Para obtener una idea aproximada del funcionamiento de una cuenca pequeña, con precipitaciones cortas y homogéneas, es de uso habitual la aplicación de Hidrogramas sintéticos. Entre las numerosas aproximaciones que presentan los autores, se desarrollará la metodología del S.C.S.

4.4.2.8.1 Hidrograma Unitario Sintético del SCS

Los Hidrogramas Unitarios Triangulares evalúan únicamente la escorrentía superficial, la cual se desplaza de forma más o menos rápida por la cuenca. Su forma se esquematiza mediante un triángulo, el cual, a pesar de su simplicidad, brinda los parámetros fundamentales del hidrograma.

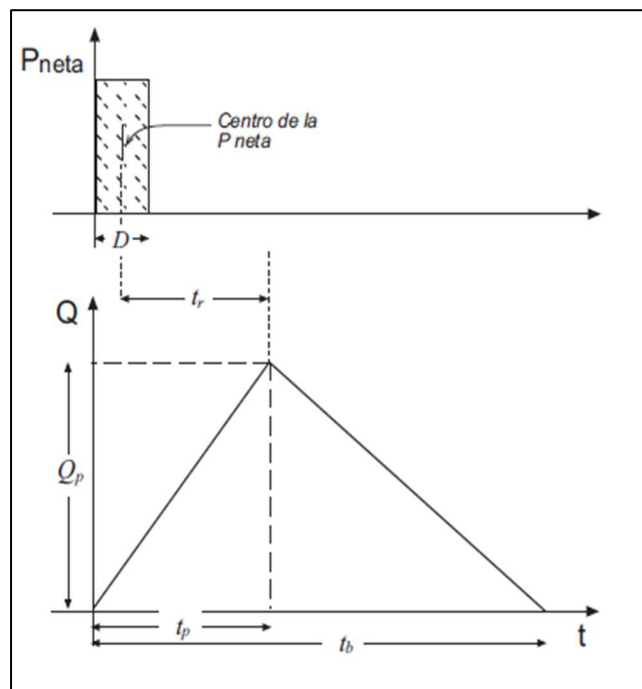


Figura 4.36 – Esquema de un hidrograma sintético triangular. Fuente: USal. Hidrología.

Para graficarlo, se necesitan las coordenadas de la punta del hidrograma (tiempo de punta y caudal de punta unitario) y la abscisa del punto final (tiempo base). Estos valores se consiguen con estas expresiones:

$$qp = \frac{0,208 \cdot A}{tp} \quad (\text{Ec. 4-7})$$

Donde:

- **A**: superficie de la cuenca en km².
- **tp**: tiempo al pico en horas.

El tiempo al pico “**tp**”, como puede observarse en la Figura 4.36, se puede calcular como:

$$t_p = \frac{d}{2} + t_r \quad (\text{Ec. 4-8})$$

Siendo “**d**”, la duración de referencia que se adopta para el H.U. Se define como la mayor duración de la lluvia neta que no produce un incremento apreciable en el tiempo base “**tb**” del hidrograma resultante.

$$d = 2\sqrt{tc} \quad (\text{Ec. 4-9})$$

Donde:

- **tc**: tiempo de concentración calculado con la (Ec. 0-2)

El tiempo de retardo “**tr**” para este método, corresponde al tiempo comprendido entre el centroide del hietograma de precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa correspondiente.

$$t_r = 0,6 \cdot T_c \quad (\text{Ec. 4-10})$$

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo pico se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2,67 \cdot t_p \quad (\text{Ec. 4-11})$$

El coeficiente 2,67 es una proposición empírica del SCS que refleja que en promedio el descenso es 1,67 veces mayor que la crecida, es decir geoméricamente, que la parte derecha del triángulo es más ancha que la parte izquierda. Una vez definidos los parámetros se procede al cálculo de estos:

$$t_r = 0,6 \cdot 70,94 \text{ min} = 42,56 \text{ min}$$

$$d = 2\sqrt{70,94 \text{ min}} = 16,84 \text{ min}$$

Con los valores obtenidos, se está en condiciones de calcular el tiempo al pico y el caudal de punta.

$$t_p = \frac{16,84 \text{ min}}{2} + 42,56 \text{ min} = 50,98 \text{ min} = 0,85 \text{ hs}$$

$$qp = \frac{0,208 \cdot 2,954 \text{ km}^2}{0,85 \text{ hs}} = 0,723$$

Por último, se determina el tiempo base para obtener la última coordenada del hidrograma sintético.

$$t_b = 2,67 \cdot 50,98 \text{ min} = 136,13 \text{ min}$$

Una vez obtenido el hidrograma unitario sintético, para darle una forma similar a la de los hidrogramas reales, se utiliza el hidrograma adimensional, que es resultado de un análisis de una gran cantidad de hidrogramas, a los cuales se convirtieron sus coordenadas de forma tal que las de la punta sean iguales a la unidad.

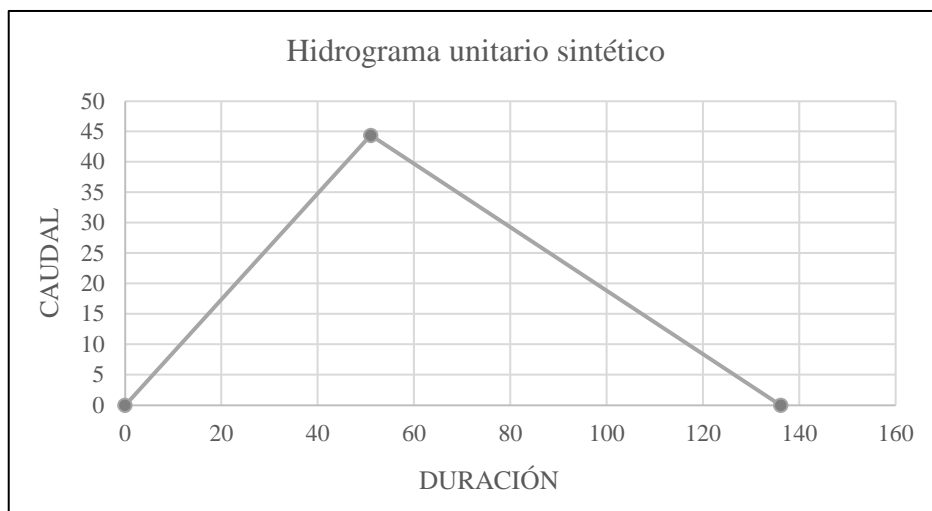


Figura 4.37 – Hidrograma unitario triangular de diseño. Fuente:

Se observó que la mayoría de los hidrogramas de crecida tenían una forma similar a la de la Figura 4.38, cuyas coordenadas, en abscisas y ordenadas, se muestran en la Tabla 4-11.

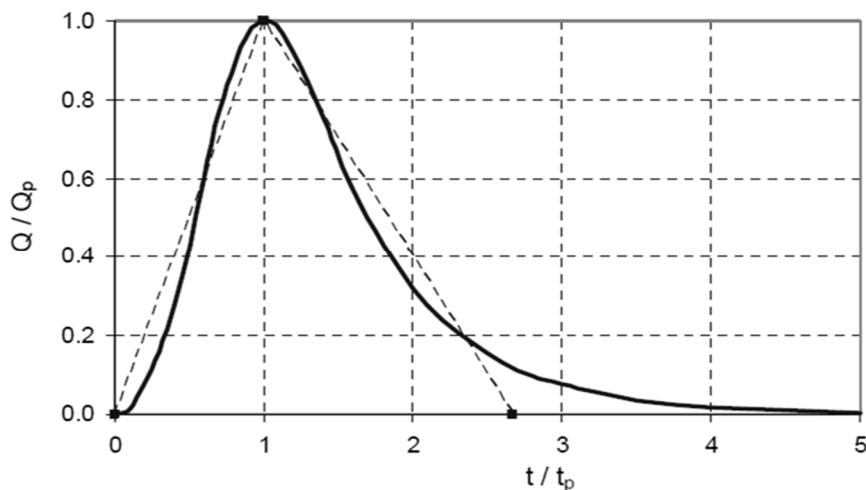


Figura 4.38 – Hidrograma adimensional. Fuente: USal Hidrología.

t/tp	Q/Qp	t/tp	Q/Qp
0,00	0,000	1,40	0,750
0,10	0,015	1,50	0,650
0,20	0,075	1,60	0,570
0,30	0,160	1,80	0,430
0,40	0,280	2,00	0,320
0,50	0,430	2,20	0,240
0,60	0,600	2,40	0,180
0,70	0,770	2,60	0,130
0,80	0,890	2,80	0,098
0,90	0,970	3,00	0,075
1,00	1,000	3,50	0,036
1,10	0,980	4,00	0,018
1,20	0,920	4,50	0,009
1,30	0,840	5,00	0,004

Tabla 4.11 – Coordenadas de hidrograma adimensional. Fuente: USal Hidrología.

Para convertir las ordenadas adimensionales del hidrograma en valores reales, se utiliza el tiempo al pico y el caudal de punta de escorrentía real “**Qp**”, este último se calcula como:

$$Q_p = q_p \cdot P_{neta} \quad (Ec. 4-12)$$

Reemplazando por los valores obtenidos anteriormente, el caudal al pico será:

$$Q_p = 0,723 \cdot 61,40 \text{ mm} = 44,39 \frac{m^3}{s}$$

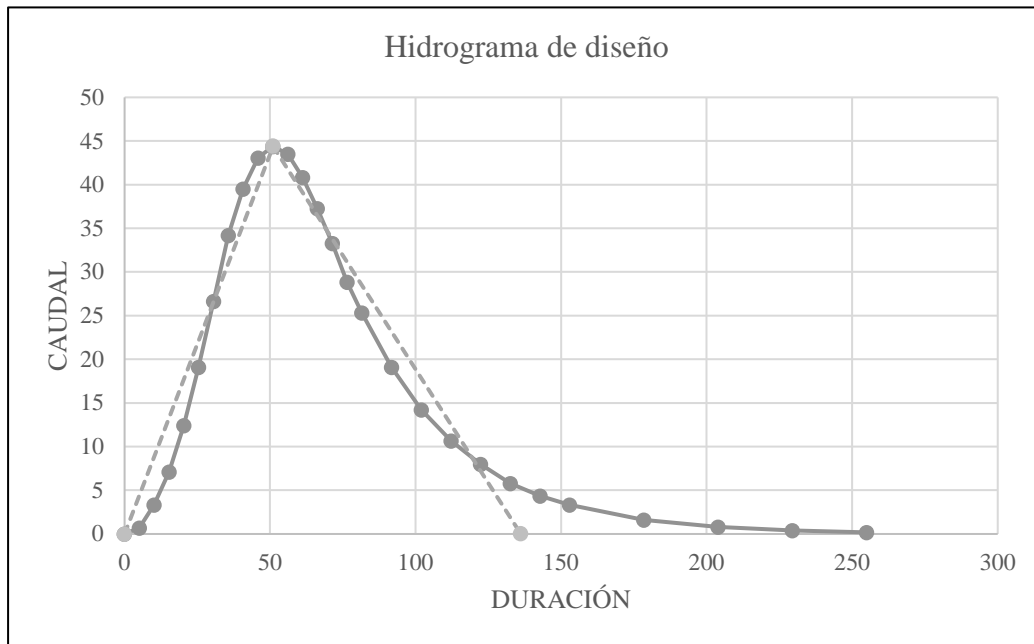


Figura 4.39 – Hidrograma de diseño por el método del SCS. Fuente: Autor.

t	Q	t	Q
min	m ³ /s	min	m ³ /s
0.000	0.000	71.379	33.295
5.098	0.666	76.477	28.856
10.197	3.330	81.576	25.304
15.295	7.103	91.773	19.089
20.394	12.430	101.970	14.206
25.492	19.089	112.167	10.654
30.591	26.636	122.364	7.991
35.689	34.183	132.561	5.771
40.788	39.510	142.757	4.351
45.886	43.062	152.954	3.330
50.985	44.393	178.447	1.598
56.083	43.505	203.939	0.799
61.182	40.842	229.432	0.400
66.280	37.290	254.924	0.178

Tabla 4.12 – Coordenadas del hidrograma de diseño. Fuente: Autor.

4.4.2.8.2 Obtención del hidrograma utilizando HEC-HMS

A modo de comparación, se optó por obtener el hidrograma de diseño utilizando **HEC-HMS** (Sistema de Modelaje Hidrológico), desarrollado por el centro de ingeniería hidrológica de los Estados Unidos. HEC-HMS está diseñado para simular el proceso de precipitación-escorrentía en cuencas y para ser aplicado en un amplio rango de regiones geográficas para solucionar un rango general de problemas. Puede ser utilizado en pequeñas cuencas urbanas, o en grandes cuencas sin intervención, y los resultados se pueden aplicar para estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, observación de flujo, impacto de intervenciones en cuencas, reducción del daño por inundaciones, operación de sistemas, etcétera.

El objetivo es demostrar o confirmar la correcta aplicación del método propuesto, para así contar con una base de sustento para la aplicación de los resultados. Cabe aclarar que el software permite utilizar exactamente la misma metodología para el cálculo de la precipitación neta y la escorrentía directa que se utilizó para el cálculo manual (Método del hidrograma unitario del SCS).

A grandes rasgos, una simulación calcula la transformación de lluvia a caudal en el modelo de la cuenca, dados los datos de precipitación, el periodo de tiempo durante el cual se realizará la simulación y el intervalo de tiempo a utilizar.

- El modelo de la figura 4.41 representa la cuenca física. Se calcula la salida de agua de la cuenca restando las pérdidas a la precipitación y transformando el exceso de precipitación en caudal en el punto de salida de la cuenca, sumando finalmente el caudal base (si hubiese).



Figura 4.40 – Modelo de la cuenca analizada. Fuente: Autor.

- Dentro del modelo de cuenca se deben introducir una serie de datos como requisito obligatorio. Dentro de estos se encuentran:
 - El área de la cuenca en km^2
 - Método de cálculo de pérdidas: SCS Curve Number.
 - Método de transformación de lluvia: SCS Unit Hydrograph.
 - Valor de Curva Número.
 - Tiempo de retardo en minutos.
- Se cargan los datos de lluvia, particularmente el hietograma obtenido anteriormente y su intervalo de tiempo. El software, a través del método de la curva número, convertirá este

hietograma de precipitación total, en un hietograma de precipitación neta, el cual será comparado posteriormente con el obtenido manualmente.

- Intervalo de tiempo del hietograma = **6 minutos**.
- Se define el modelo de precipitación en cuanto al sistema de unidades, esquema de resultados, etcétera. Se establecen las especificaciones de control, las cuales se refieren al tiempo de duración de la simulación, fecha y hora de comienzo y fin del modelo (la cual se definió entre las 10:00 a.m. y 15:00 p.m.) e intervalo de cálculo (6 minutos al igual que el hietograma).

Como resultado, se obtiene el caudal pico, lámina de precipitación neta, pérdidas, etcétera. lo cual se resume en las siguientes tablas y gráficos:

Volume Units: ● MM ○ 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	44.10 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	15may2000, 11:24
Precipitation Volume:	96.78 (MM)	Direct Runoff Volume:	61.40 (MM)
Loss Volume:	35.38 (MM)	Baseflow Volume:	0.00 (MM)
Excess Volume:	61.40 (MM)	Discharge Volume:	61.40 (MM)

Figura 4.41 – Resultados globales del modelo. Fuente: Autor.

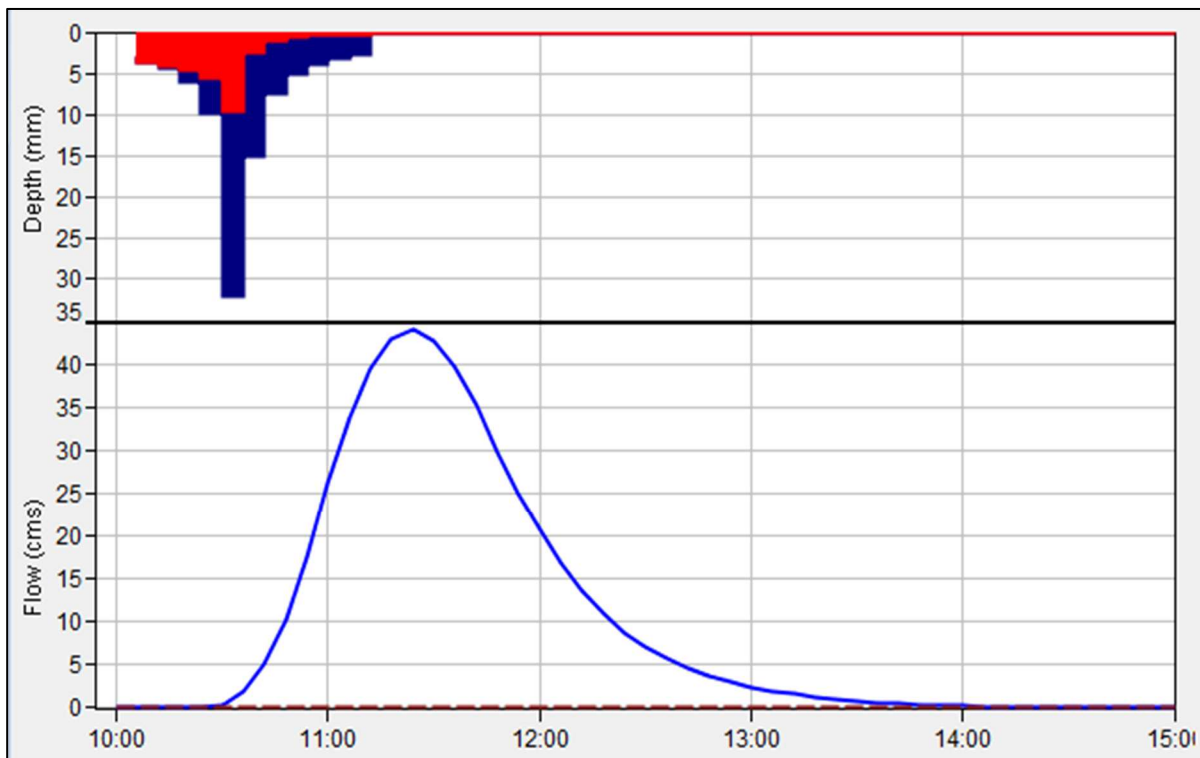


Figura 4.42 – Hidrograma con relación al hietograma neto y de pérdidas. Fuente: Autor.

Se puede observar que los valores obtenidos mediante HEC-HMS presentan una variación mínima o nula en relación con aquellos obtenidos de forma manual.

Por lo tanto, se utilizarán éstos últimos de aquí en adelante para el análisis del área inundable y el diseño de las obras de alcantarillado.

4.4.2.9 Análisis de inundación en HEC-RAS

La determinación del hidrograma permite, entre otras cosas, observar las fluctuaciones del nivel de agua en el arroyo durante el transcurso de la tormenta de diseño. Existen diversos software que ofrecen las herramientas necesarias para esto, uno de ellos es el **HEC-RAS** (acrónimo de Hydrologic Engineering Center y River Analysis System) que modeliza la hidráulica de flujo de aguas de ríos naturales y de otros canales. El programa fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, para gestionar los ríos, puertos y otras obras públicas bajo su jurisdicción.

Partiendo de una sección aproximada del canal junto con otros parámetros hidráulicos, se observará a grandes rasgos si las construcciones y viviendas linderas al arroyo se encuentran en peligro de inundarse ante la tormenta de diseño calculada. El modelo abarcará una longitud de aproximadamente 80 metros hacia aguas arriba y aguas abajo del punto de desembocadura, incluida la intersección con la calle Álvarez Condarco. En función de los resultados, se plantearán soluciones temporales o permanentes según corresponda.

4.4.2.9.1 Sección transversal del canal

La sección transversal del canal se asemeja a un trapecio. Según las mediciones en la zona cercana al punto de desfogue o drenaje, la misma presenta las siguientes medidas:

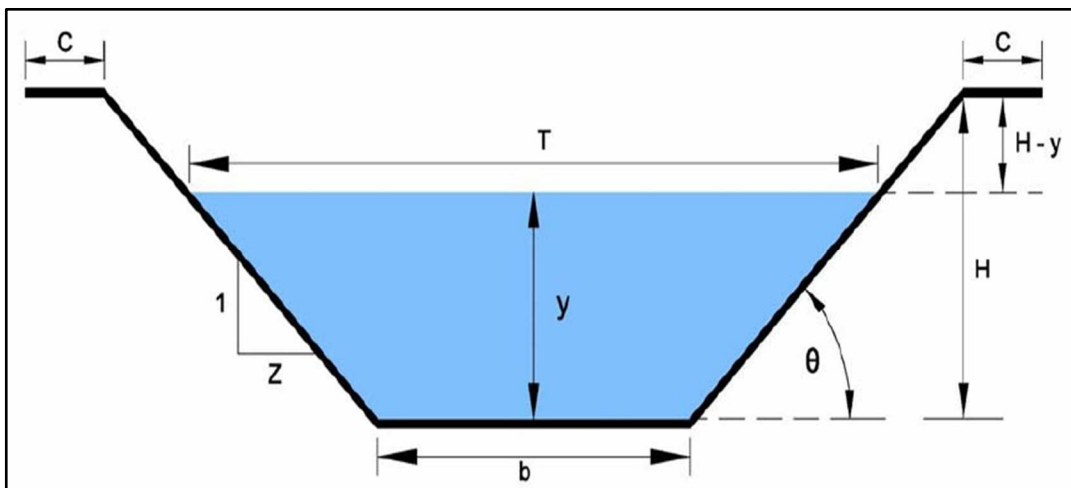


Figura 4.43 – Elementos geométricos de un canal. Fuente: Ingenierocivilinfo.

- **y**: tirante de agua, altura que el agua adquiere en la sección transversal = **A determinar.**
- **b**: base del canal o ancho de solera = **4.50 metros.**
- **T**: espejo de agua o superficie libre de agua = **A determinar.**
- **H**: profundidad total del canal ≈ **2.70 metros.**
- **C**: ancho de corona ≈ **55 metros**
- **Ci**: pendiente de corona ≈ **entre 0.5 y 0.7 %**
- **Z**: talud ≈ **1.83**
- **θ**: ángulo de inclinación de las paredes laterales con la horizontal ≈ **29°**

4.4.2.9.2 Coeficiente “n” de Manning

La mayor dificultad en la aplicación de la ecuación de Manning para estimar el caudal de una corriente está en la determinación del coeficiente de rugosidad "n", ya que no existe ningún método exacto para

la selección de este término. El coeficiente de rugosidad “n” de Manning de las paredes y el fondo de los canales es función del material por el que están compuestos. Dicho parámetro fue determinado empíricamente y puede adoptar distintos valores:

n	Superficie
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.011	Concreto muy liso.
0.013	Madera suave, metal, concreto fratachado.
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0.025	Canales naturales con alguna vegetación.
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

Tabla 4.13 - Coeficientes de Manning. Fuente: Hidráulica de canales Villón Béjar 1981.

En nuestro caso, se considera al canal como “**canal natural de tierra con abundante vegetación**”. Por lo cual, le corresponde un valor de “n” = **0.035**.

4.4.2.9.3 Preparación del modelo

El procedimiento consiste en definir la sección transversal del canal (tantas secciones como se desee), su zona inundable, la longitud del cauce que se desea analizar y el caudal correspondiente.

Se introdujo un total de 10 secciones transversales del canal teniendo en cuenta la pendiente y su coeficiente de rugosidad. Luego, se completan los demás espacios mediante interpolación realizada a través del programa:

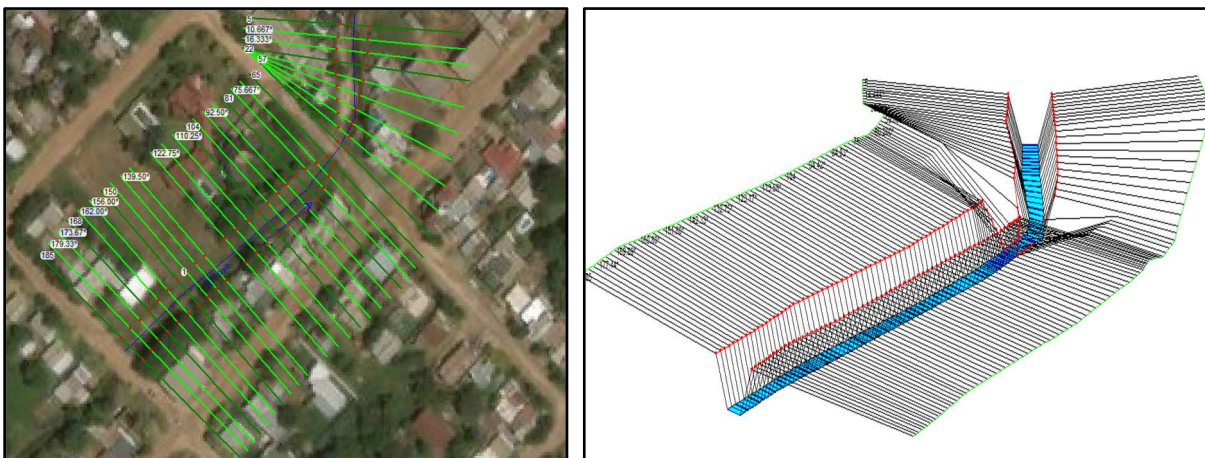


Figura 4.44 – Modelo en HEC-RAS. Fuente: Autor.

Para finalizar, se define el caudal que escurrirá. Como se cuenta con el hidrograma de diseño, se introducen cada uno de los valores y se ejecuta el análisis con un intervalo de tiempo de 6 minutos. Esto permite evaluar el comportamiento del tirante a lo largo de la tormenta de diseño. Entonces, es posible conocer a partir de qué caudales se presentan los inconvenientes para luego desarrollar una solución.

A continuación, se presentan algunos de los resultados dentro de cuales se encuentra el estado del escurrimiento durante el caudal pico.

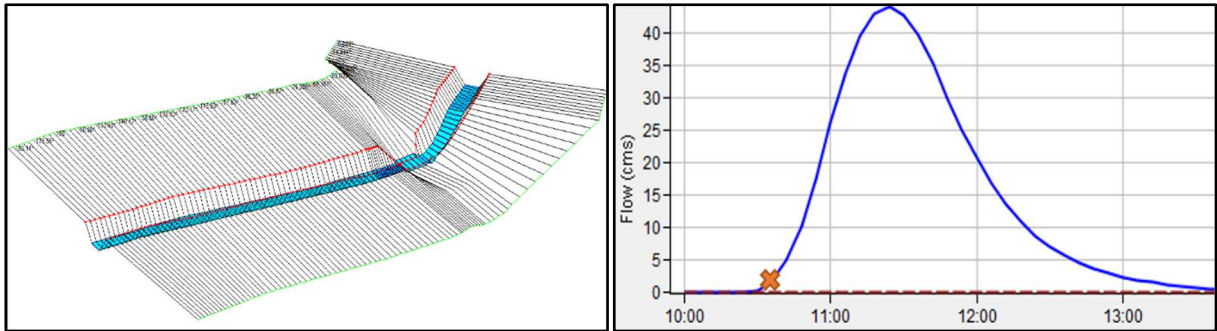


Figura 4.48 – Nivel de agua correspondiente a un caudal de 1.91 m³/s. Fuente: Autor.

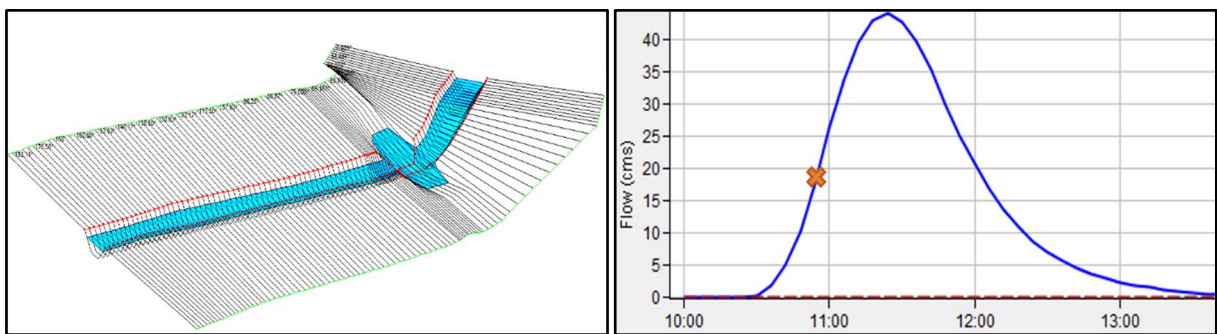


Figura 4.48 – Nivel de agua correspondiente a un caudal de 17.65 m³/s. Fuente: Autor.

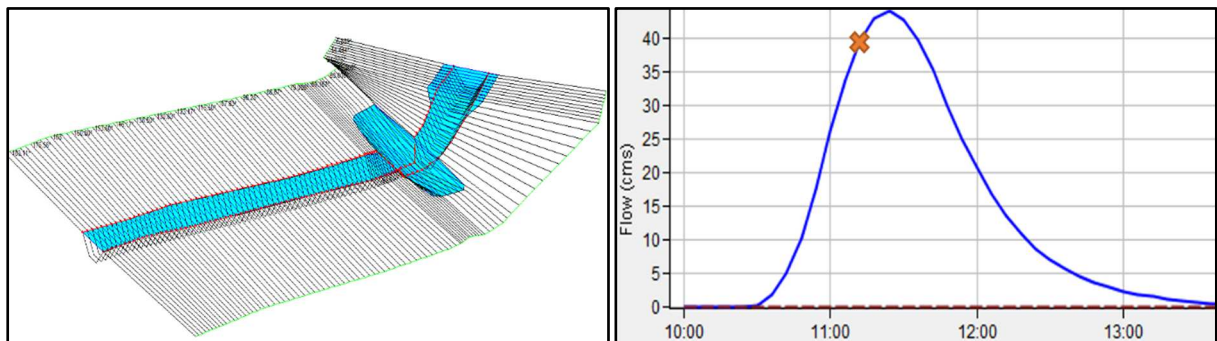


Figura 4.48 – Nivel de agua correspondiente a un caudal de 39.75 m³/s. Fuente: Autor.

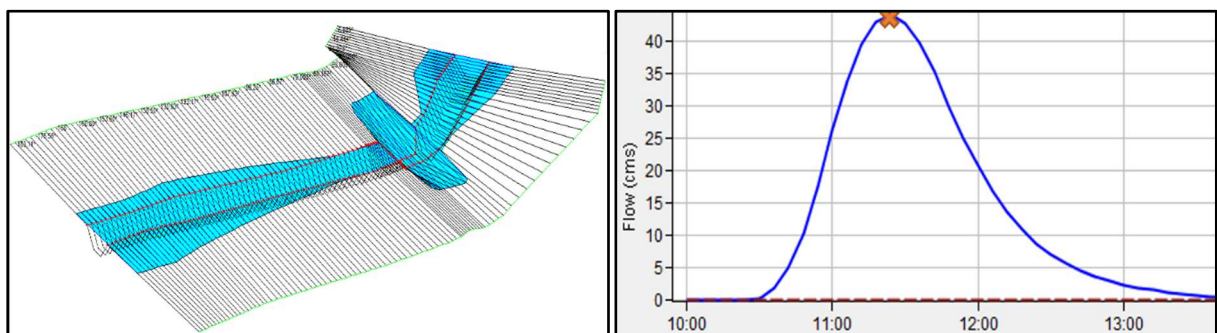


Figura 4.48 - Nivel de agua correspondiente a un caudal pico de 44.10 m³/s. Fuente: Autor.

4.4.2.9.4 Análisis de resultados

Al observar las imágenes, es evidente que el estado actual del arroyo no permite responder adecuadamente ante un evento meteorológico con una recurrencia de 25 años. Uno de los factores más influyentes es, sin duda, la densa vegetación presente en los taludes, que reduce notablemente la velocidad y, en consecuencia, aumenta el tirante de escurrimiento.



Figura 4.49 – Nivel de agua para distintos caudales. Fuente: Adaptado de Google Earth.

El problema se vuelve más grave si se tiene en cuenta la cercanía de las viviendas y construcciones, por lo que se considera esencial lograr disminuir el tirante para evitar comprometer dichas edificaciones. Entonces, se proponen las soluciones que se consideran necesarias con el objetivo de mitigar estos efectos.

4.4.2.9.5 Solución propuesta

Dentro de las aplicables, una solución efectiva y económica consiste en establecer un plan de mantenimiento del canal, mediante la cual se reduzca el rozamiento de la superficie y permita al agua escurrir más rápido. Proponiendo un mantenimiento o limpieza del cauce cada cierto intervalo de tiempo, se puede asegurar un coeficiente de rugosidad cercano a **0.025**, correspondiente a un canal de tierra con vegetación escasa que es la situación más esperable y cercana a la seguridad. Si se modela el cauce con dicho valor para el caudal pico, se obtiene el siguiente resultado:

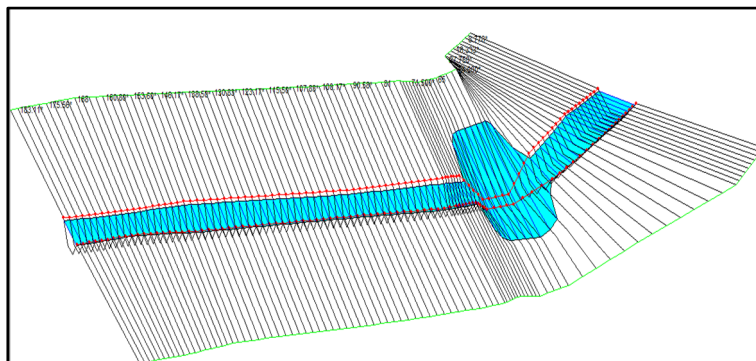


Figura 4.50 – Nivel del agua para caudal pico con régimen de mantenimiento. Fuente: Autor.

Debe tenerse en cuenta que el modelo no considera la presencia de la futura alcantarilla, por lo que el agua aún inunda la intersección con la calle. El objetivo hasta aquí fue simplemente verificar que el nivel del agua no supere la capacidad máxima del arroyo, lo cual se cumple. Si se quisiera disminuir aún más el tirante, se debería optar por revestir el canal con mampostería o con hormigón, lo cual es muy costoso si se tiene en cuenta que se debe aplicar a una gran parte de la longitud del arroyo para que se logren resultados significativos. Por lo tanto, se considera que un régimen de mantenimiento es la solución más aplicable en estos casos.

El último paso, entonces, consiste en diseñar una estructura que permita el paso del agua modificando lo menos posible las características naturales del escurrimiento y mantenga las condiciones de seguridad necesarias para que el líquido se mantenga en el arroyo y no se produzcan sobrepasos por encima del camino.

4.4.3 Análisis hidráulico

La construcción del badén es poco común dada su ineficiencia operativa, se trata de una obra de paso, que permite que el flujo continúe su curso de manera natural sin afectar su nivel de escurrimiento, respetando su condición natural. Normalmente se proyectan para cruces que requieren obras de mediana magnitud para evitar problemáticas causadas por crecidas muy esporádicas en zonas poco transitadas, lo que no justificaría el costo de una obra de mayor envergadura.

En este punto del análisis es sencillo determinar que, al menos, en la situación actual no se cumplen las condiciones ya que la zona presenta una alta urbanización, la calle es transitada y eventos meteorológicos con recurrencias habituales producen escurrimientos considerables que evitan el tránsito normal frecuentemente.

En el desarrollo de proyectos de infraestructura vial, se requieren diferentes tipos de obras para drenaje superficial y subsuperficial. Específicamente, el enfoque de este punto es el diseño de la obra para el drenaje superficial, tipo alcantarilla.

Se define una alcantarilla como un conducto hidráulico corto diseñado para conducir el agua bajo la estructura de vía, de un costado a otro. El conducto puede tener cualquier sección geométrica, adoptando principalmente secciones circulares o rectangulares tipo cajón.

Las alcantarillas se diseñan para operar bajo flujo permanente gradualmente variado y se calculan para evacuar el caudal de diseño sin que se presente desborde en la rasante de la vía.

El diseño consiste básicamente en determinar la dimensión más económica que permita conducir el caudal de diseño, sin exceder la carga máxima a la entrada (tirante y velocidad del flujo). Un conducto con cierta oblicuidad respecto al eje de la vía, conservando la dirección del drenaje natural y mantener la pendiente de la obra de encauzamiento respecto de la pendiente natural del terreno son consideraciones de suma importancia con objeto de lograr las menores afectaciones posibles al normal curso de la corriente natural.

Para nuestro caso, se decidió utilizar alcantarillas tipo cajón de hormigón cuadradas o rectangulares de una o varias celdas. Éstas pueden ser hormigonadas IN-SITU o prefabricadas. El caudal que escurre proveniente de la cuenca, calculado anteriormente, es igual **44,10 m³/s**.

Para la resolución, se debe predimensionar la sección del conducto. Para ello, puede seleccionarse alguno de los procedimientos siguientes, propuestos por los “*Apuntes de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba*”:

- Elección arbitraria.
- Uso de alguna expresión aproximada, tal como $A = Q/3$
- Utilización de los nomogramas de control para el modelo de alcantarilla elegido.

De los anteriores, se utilizará el segundo punto para la estimación del área requerida.

$$A = \frac{Q}{3} = \frac{44,10 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{3 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

$$\underline{A = 14,7 \text{ m}^2}$$

Se realizaron sucesivas iteraciones, mediante el uso de los nomogramas para alcantarillas por control de entrada y control de salida, variando las dimensiones hasta lograr aquella que verifique la carga hidráulica a la entrada de esta.

Se propone realizar una **alcantarilla tipo cajón de hormigón armado**, compuesta por tres celdas rectangulares utilizando como guía el plano Z-2915-I de la Dirección Nacional de Vialidad.

Entonces, la alcantarilla tendrá las siguientes características:

Caudal	Velocidad	Área requerida	Cantidad	Alto	Ancho	Área adoptada
m ³ /s	m/s	m ²	U	m	m	m ²
44.10	3	14.70	3.00	2.50	3.00	22.50

Tabla 4.14 – Características de la alcantarilla. Fuente: Autor.

Desde el punto de vista de aplicación, el diseño requiere no sólo un conocimiento de la mecánica básica del flujo en los conductos cerrados, expresados en forma de ecuaciones que relacionan el gasto o caudal con las dimensiones de las alcantarillas, sino también un procedimiento de cálculo que simplifique la aplicación de las numerosas variables involucradas en dichas ecuaciones y permita relacionar la capacidad hidráulica del conducto con los requerimientos hidrológicos.

El flujo en una alcantarilla comúnmente es no uniforme, presentando zonas con flujo gradualmente variado y zonas con flujo rápidamente variado, por lo que su análisis teóricamente es complejo.

Existen dos tipos de flujo en las alcantarillas, **flujo con control de entrada** o “hidráulicamente corta” y **flujo con control de salida** o “hidráulicamente larga”. Entendiéndose por “control” a aquella sección donde existe una relación definida entre el gasto y la profundidad.

4.4.3.1 Flujo con control de entrada

Una alcantarilla se encuentra con control de entrada cuando la descarga depende únicamente de las condiciones en la entrada. Es decir, está regulada por la geometría de la sección (área, forma y naturaleza del contorno) y por la altura de agua a la entrada del conducto. Por lo tanto, lo que ocurre aguas arriba no tiene influencia en lo que ocurre aguas abajo de la sección.

En este tipo de flujo, el tirante crítico se forma en la proximidad de la entrada a la alcantarilla, por lo tanto, se crea aguas arriba de dicha sección un remanso en flujo subcrítico, y aguas abajo, un flujo supercrítico

El estudio de los tipos de flujo a través de las alcantarillas ha permitido establecer relaciones existentes entre la altura de agua a la entrada del conducto, el gasto y las dimensiones de la alcantarilla. Dichos resultados experimentales se han plasmado en forma de nomogramas.

Para este caso, se utilizará el nomograma construido para secciones transversales de alcantarilla tipo bóveda o cajón, perteneciente a la bibliografía “Carreteras estudio y proyecto” del autor Jacob Carciente. El procedimiento de cálculo puede plantearse con siguientes pasos:

1. Se busca en la primera recta vertical del nomograma la altura “D” de la alcantarilla a verificar.

2. Se calcula la relación entre caudal de diseño por celda “**Q**” y el ancho “**B**” de la misma, trazándose dicho valor sobre la segunda recta vertical.
3. Se traza una recta que une ambos puntos, y se prolonga hasta intersectar la tercer recta, a la derecha del nomograma, y se determina la relación “**He/D**”.
4. Se despeja el valor de carga hidráulica en la entrada de la alcantarilla, “**He**”.

Si el nivel que se forma a la entrada “**He**” supera la altura máxima admisible para el agua a la entrada de la alcantarilla, se debe redimensionar la sección de esta. De lo contrario, se debe observar el nivel no sea demasiado pequeño, lo que significa una sobredimensión de la alcantarilla, para evitar costos excesivos e innecesarios.

La determinación de la profundidad de la carga en el control de entrada puede también obtenerse de diversas ecuaciones presentadas por distintos autores.

Diseño por control de entrada						
Caudal	Caudal /celda	Alto "D"	Ancho "B"	Q/B	He/D	He
m ³ /s	m ³ /s	m	m	m ² /s	-	m
44.10	14.70	2.50	3.00	4.90	0.81	2.03

Tabla 4.15 – Diseño de alcantarilla por control de entrada. Fuente: Autor.

Es importante aclarar que el valor “**He**” al que se refiere el nomograma no es exactamente el tirante del agua en la sección de entrada, sino la suma de este más la energía de velocidad. Sin embargo, la energía de velocidad es muy pequeña a la entrada y puede suponerse casi nula en la mayoría de los casos. Además de eso, el valor de “**He**” obtenido de este modo no ofrece una seguridad extra pues sobre estima el nivel del agua que en definitiva es el que interesa conocer.

4.4.3.2 Flujo con control de salida

En este tipo de flujo, a diferencia del anterior, el tirante crítico se forma en la proximidad de la sección de salida de la alcantarilla, por lo que aguas arriba, se produce un remanso en flujo subcrítico, mientras que en aguas abajo un flujo supercrítico. En consecuencia, todo lo que ocurre desde la sección de salida hacia aguas arriba tiene influencia a la entrada de la alcantarilla.

Por esta razón, en el cálculo se deben tener en cuenta la longitud, pendiente y rugosidad del conducto, las pérdidas de carga a la entrada y, a veces, la altura de agua a la salida, además de los parámetros utilizados anteriormente.

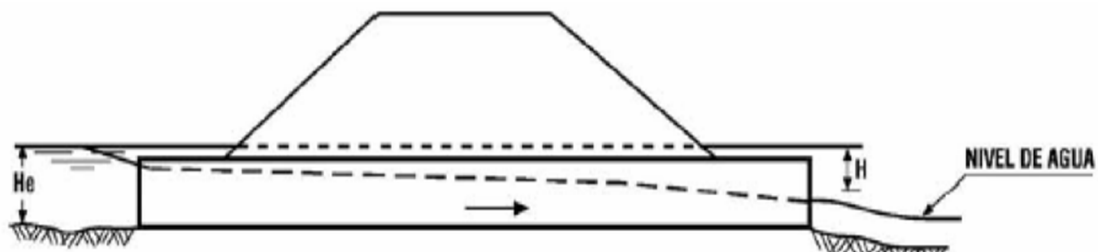


Figura 4.51 – Control de salida típico. Fuente: Carreteras estudio y proyecto - Jacob Carciente.

Desde el punto de vista del cálculo conviene identificar distintos tipos de escurrimiento en alcantarillas con control de salida.

Para el presente trabajo, se determinará el nivel como si se tratara de una sección parcialmente llena en todo el conducto.

En cualquier caso, el cálculo consiste en una serie de ecuaciones. En primer lugar, si se plantea la ecuación de energía entre la entrada y la salida de la alcantarilla, resulta una ecuación general del tipo:

$$H_e = H + H_1 - L * i \quad (\text{Ec. 4-13})$$

Donde:

- **H_e**: nivel a la entrada.
- **H₁**: nivel a la salida.
- **H**: pérdida de carga.

El valor de la pérdida de carga “**H**” representa energía empleada en la obtención de energía de velocidad a la salida, más la pérdida por fricción y pérdidas en la entrada, y se obtiene mediante el uso de nomogramas. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Se traza una recta que une las dimensiones de la sección transversal de la alcantarilla con la longitud de esta, definiendo un punto en la recta de paso. Notar que hay dos (o más) curvas de longitud, de las que debe elegirse la que corresponde a las condiciones de embocadura que corresponda a nuestro diseño en particular mediante el uso del coeficiente del **K_e**. El mismo es un coeficiente experimental que tiene en cuenta las pérdidas en la entrada a la alcantarilla. Evalúa los distintos tipos de entrada, enunciando que un menor valor de este coeficiente indica una mayor eficiencia de la entrada.
2. Se une el caudal de diseño, con ese punto recién definido en la recta de paso, cortando la recta de “**H**”.

Para la estimación del nivel de agua a la salida “**H₁**”, se adopta el mayor entre:

- a. **H_s**, que es el nivel de agua a la salida cuando es conocido.
- b. El promedio entre **H_c** y **D**. Es decir:

$$\frac{H_c + D}{2} \quad (\text{Ec. 4-14})$$

Dónde:

- **H_c**: es el tirante crítico para el caudal de diseño.
- **D**: es la altura de la alcantarilla.

Como no se conoce el valor a la salida de la alcantarilla, el valor **H₁** vendrá dado por el caso “**b**”, es decir, a partir de la Ec. (4-14).

La obtención del tirante crítico se realizará mediante un gráfico que relaciona el tirante crítico con la relación entre el caudal y el ancho de una celda para secciones rectangulares. El mismo fue obtenido del manual “*Carreteras estudio y proyecto*” del autor Jacob Carciente., utilizando las dimensiones diseñadas anteriormente. Se puede observar que para una relación caudal-ancho de **4.90**, se tiene un tirante crítico de **1.32** metros.

Luego, se establecen los parámetros físicos de la alcantarilla necesarios para el cálculo y se determina la altura de carga en la entrada “**H_e**”:

Diseño por control de salida							
H	Hc	Alto "D"	(Hc+D)/2	H1	Longitud "L"	Pendiente "i"	He
m	m	m	m	m	m	m/m	m
0.25	1.32	2.50	1.91	1.91	8.50	0.0032	2.13

Tabla 4.16 – Diseño de alcantarilla por control de salida. Fuente: Autor.

4.4.3.3 Condición final

Como se dijo anteriormente, el comportamiento de la alcantarilla queda definido según la mayor altura de la curva de remanso obtenida entre el cálculo con control de entrada y control de salida. Como se observa en la tabla 4-17, la alcantarilla está definida por control de salida.

Cabe destacar que el valor de la carga hidráulica deberá ser menor que la carga hidráulica admisible, cuyo valor es de **2.20** metros, lo cual verifica.

Control de entrada	Control de salida
He (m)	He (m)
2,03	2,13

Tabla 4.17 – Altura de la curva de remanso a la entrada de la alcantarilla. Fuente: Autor.

4.4.3.4 Control de velocidades

Una vez verificada la sección, se deben verificar que las velocidades a la salida de la alcantarilla no sobrepasen las máximas admisibles a fin de evitar la socavación y erosión del cauce. Dependiendo de las características del canal aguas abajo, se establecen diferentes velocidades admisibles las cuales no deben ser sobrepasadas para evitar dichos inconvenientes.

Naturaleza de la superficie	Máxima velocidad admisible (m/s)
Terreno sin vegetación arenoso o limoso	0,20-0,60
Terreno sin vegetación arcilloso	0,60-0,90
Terreno sin vegetación en arcillas duras y margas blandas	0,90-1,40
Terreno sin vegetación en gravas y cantos	1,20-2,30
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0,60-1,20
Terreno con vegetación herbácea permanente	1,20-1,80
Rocas blandas	1,40-3,00
Mampostería, rocas duras	3,00-5,00
Hormigón	4,50-6,00

Tabla 4.18 – Velocidad adm. en alcantarillas. Fuente: Manual de hidráulica – Azevedo, Acosta.

Para un canal de nuestras características (Terreno parcialmente cubierto con vegetación), le corresponde una velocidad máxima admisible de entre **0,60-1,20** m/s.

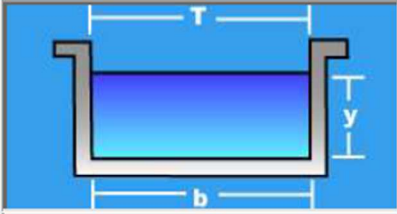
Se define como velocidad a la salida como aquella correspondiente al tirante crítico que escurre dentro de la alcantarilla para el caudal de diseño de una celda. Entonces, se tiene:

- **Caudal por celda:** 14,70 m³/s.
- **Ancho de celda:** 3 metros.
- **Talud:** 0 (Cajón rectangular).

Para determinar la velocidad, se recurre al software **HCanales**:

Lugar:	<input type="text" value="Chajarí"/>	Proyecto:	<input type="text" value="PROYECTO FINAL"/>
Tramo:	<input type="text" value="Alcantarilla aguas abajo"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="Natural"/>

Datos:	
Caudal (Q):	<input type="text" value="14.70"/> m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="3"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>



Resultados:			
Tirante crítico (y):	<input type="text" value="1.3476"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="5.6953"/> m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="4.0429"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.7099"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="3.0000"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="3.6360"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.0000"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="2.0215"/> m-Kg/Kg

Figura 4.52 – Cálculo de velocidad a la salida de la alcantarilla. Fuente: HCanales.

Como puede observarse, la velocidad a la salida es de **3.63** m/s, lo cual supera ampliamente el valor límite establecido para el control de la erosión aguas abajo. En estos casos, existen diversas soluciones que permiten reducirla hasta los valores de diseño. Una de las formas más económicas y usuales es la de revestir el canal de salida. Otras veces se recurre a los **disipadores de energía**. Estos son elementos estructurales que se colocan a la salida de las alcantarillas con la finalidad de disminuir el exceso de energía cinética que trae el agua, producto de la aceleración que sufre el flujo al ser conducido a través de las alcantarillas. Ejemplos típicos de estos tipos de disipadores, son:

- **Disipador de energía Contra Costa**

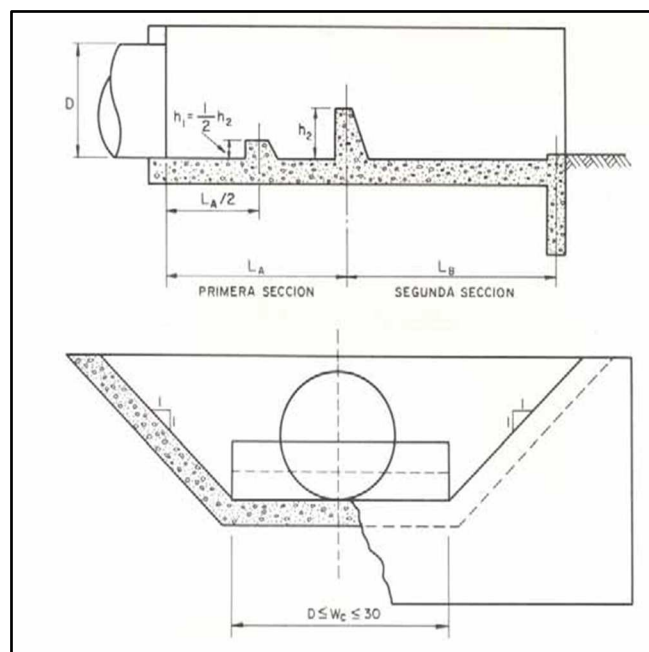


Figura 4.53 – Disip. de contra costa. Fuente: Carreteras estudio y proyecto - Jacob Carciente.

- **Disipador de impacto**

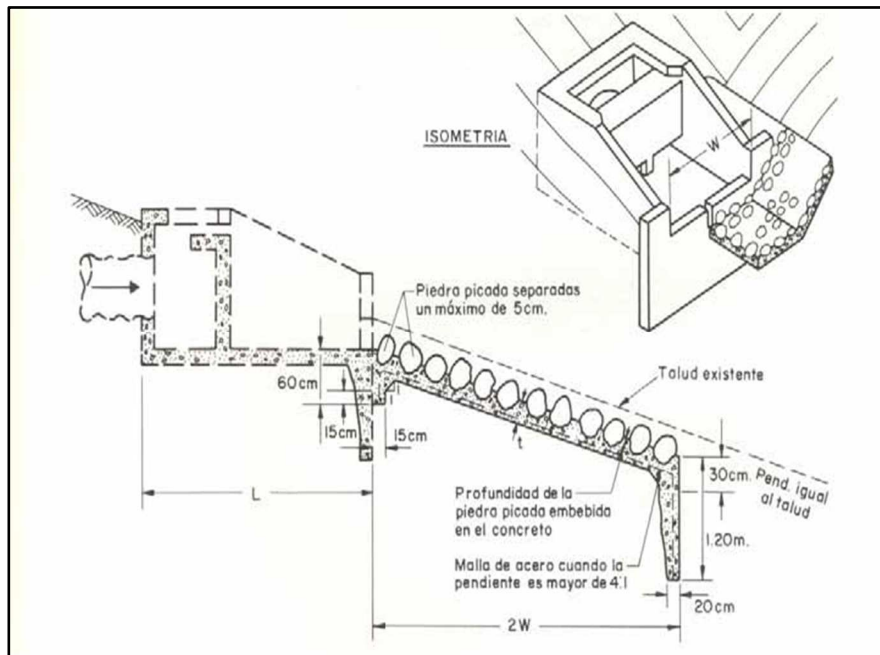


Figura 4.54 – Disip. de impacto. Fuente: Carreteras estudio y proyecto - Jacob Carciente.

- **Disipador con murete y rocas**

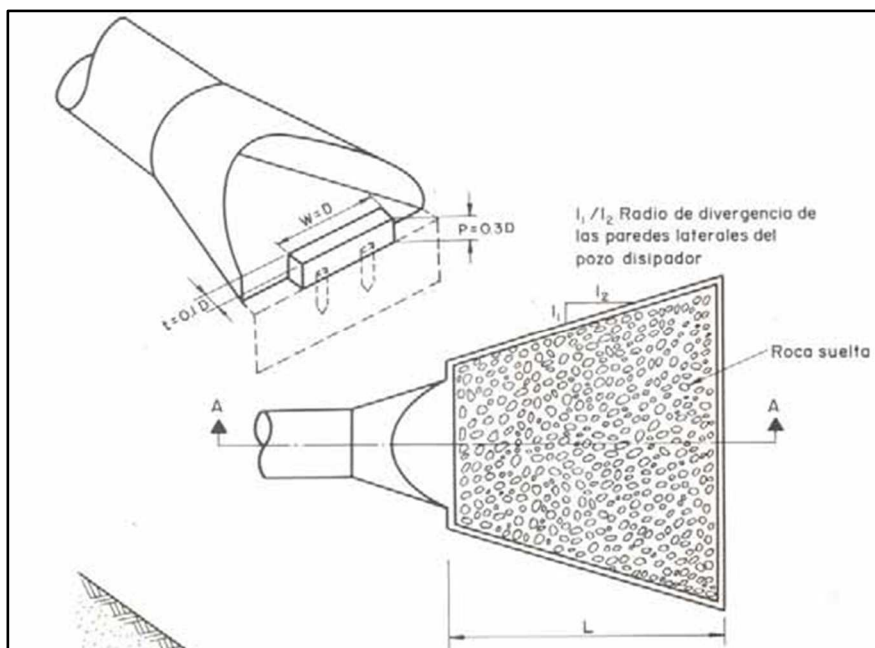


Figura 4.55 – Disip. con muro y rocas. Fuente: Carreteras estudio y proyecto - Jacob Carciente

Es preciso indicar que el mecanismo de disipación es tan complicado que, generalmente, se requiere estudiar sobre modelos el diseño propuesto. Para grandes estructuras, este procedimiento se justifica económicamente; en cambio, para las pequeñas como la nuestra, tales estudios resultan onerosos, de manera que, para evitarlos, se puede optar por cualquiera de estas opciones estandarizadas y que cubren un amplio rango de condiciones.

4.4.4 Cálculo de propiedades estructurales de una alcantarilla tipo cajón de H° A°

Una vez que se tiene claro las dimensiones de las alcantarillas, se debe realizar un análisis acerca de todos los factores que intervienen en el cálculo, los cuales se subdividen en varios grupos, de acuerdo con la especialidad a la cual pertenezcan. Esta sección contiene requisitos para la selección de las propiedades estructurales, las cuales dependen de la ingeniería **geotécnica** y **estructural**.

4.4.4.1 Estudio geotécnico

Se debe realizar un estudio de suelos para determinar la presencia e influencia de condiciones ambientales que pudieran afectar el comportamiento de las estructuras enterradas, a fin de evaluar la capacidad de los materiales de fundación para resistir las cargas aplicadas y para satisfacer los requisitos referentes al desplazamiento de la estructura. Conocer la siguiente información puede resultar útil para el diseño:

- La resistencia y compresibilidad de los materiales de fundación (capacidad de carga, coeficiente de balasto, ángulo de fricción, etcétera.)
- Las características químicas del suelo y el agua superficial, por ejemplo, el pH, la resistividad, el contenido de cloruros del suelo y el contenido de sulfatos del agua superficial.
- La hidrología de los cursos de agua, por ejemplo, la tasa de flujo y la velocidad, el ancho máximo, la profundidad admisible aguas arriba de la estructura, y el potencial de socavación.
- Un estudio del comportamiento y el estado de las alcantarillas existentes en la proximidad de las obras proyectadas.

También se debe establecer el tipo, la densidad compactada y las características de resistencia del suelo de relleno adyacente a la estructura enterrada. El orden de preferencia para seleccionar el relleno a utilizar como envolvente va desde arenas o gravas angulares y no angulares bien graduadas, hasta gravas arcillosas y suelos estabilizados.

4.4.4.2 Análisis estructural

Para puentes alcantarillas o alcantarillas tipo cajón, el Reglamento CIRSOC 801 y 802 “*Reglamento Argentino para el diseño de puentes carreteros*” establece una serie de especificaciones en donde se proveen los requisitos de diseño empleando la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Los factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras. Se incluyen métodos de análisis y las técnicas de modelado inherentes a las mismas.

Las distinciones de construcción consistentes con estas especificaciones de diseño se encuentran en las Especificaciones para la Construcción de Puentes mediante el Método de Factores de Carga y Resistencia de AASHTO. Las Especificaciones sobre Materiales mencionadas en dicho documento se refieren a las Especificaciones Normalizadas sobre Materiales Utilizados en Aplicaciones de Transporte y Métodos de Muestreo y Ensayo de AASHTO.

Se describen, además, secciones de dicho Reglamento que presentan especificaciones para la construcción de un puente alcantarilla:

- **SECCIÓN 4 (SI) - ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL:** Describe métodos de análisis adecuados para el diseño y la evaluación de puentes, y se limita a la modelación de las estructuras y a la determinación de las solicitaciones.

- **SECCIÓN 5 (SI) - ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN:** Esta sección se aplica al diseño de elementos de puentes y muros de sostenimiento construidos de hormigón de densidad normal o de baja densidad y armado con barras de acero, mallas soldadas de alambre y/o cables o barras de pretensado. Excepto en aquellos casos en los cuales expresamente se permiten resistencias mayores, los requisitos se basan en resistencias del hormigón comprendidas entre 16 y 70 MPa. En particular, se especifica el diseño a flexión y corte de la losa superior y las paredes para alcantarillas tipo cajón con un relleno superior menor a 600 mm.
- **SECCIÓN 12 (SI) - ESTRUCTURAS ENTERRADAS Y REVESTIMIENTOS DE TÚNELES:** Contiene requisitos para la selección de las propiedades estructurales y las dimensiones de las estructuras enterradas, por ejemplo, las alcantarillas, y las placas de acero utilizadas para soportar excavaciones de túneles en suelo. Las estructuras enterradas consideradas en la presente sección comprenden los tubos metálicos, los tubos metálicos construidos con placas estructurales, las estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales, las estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales, los tubos de hormigón armado, los arcos, estructuras de sección rectangular y elíptica de hormigón armado colado in situ y prefabricado y los tubos termoplásticos.

4.4.4.2.1 Estados límites de diseño

1. Estado límite de servicio

Para las estructuras de hormigón, el estado límite de servicio corresponde a las restricciones sobre anchos de fisuras y deformaciones bajo condiciones de servicio. Están dirigidos a asegurar que el puente se comportará de forma aceptable durante su vida útil.

- Control de Fisuras

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas (incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones) que produzca en la sección bruta tensiones mayores que la tensión de fisuración del hormigón. Las ubicaciones particularmente vulnerables a la fisuración incluyen aquellas donde hay cambios bruscos en la geometría de la sección y las zonas de los anclajes de postesado intermedios. El mejor control de la fisuración se logra cuando el acero de las armaduras está bien distribuido en la zona del hormigón sujeta a la máxima tracción, disponiendo varias barras con una separación moderada se puede limitar mejor la fisuración que disponiendo una o dos barras de mayor diámetro y área equivalente.

- Control de Deformaciones

En las losas de hormigón y puentes metálicos las deformaciones bajo niveles de carga de servicio pueden provocar el deterioro de las superficies de rodamiento y fisuración localizada que podría afectar la serviciabilidad y durabilidad, aun cuando no representen una fuente potencial de colapso.

2. Estado límite de fatiga



Las losas de tablero de alcantarillas se encuentran sometidas a un gran número de ciclos de esfuerzo. Bajos estas condiciones el acero al igual que el concreto están sujetos a fatiga. Es posible determinar estos esfuerzos atendiendo a parámetros como el rango de tensiones fluctuantes generadas (máximos y mínimos) y a la cantidad de repeticiones esperadas durante la vida útil de la estructura.

- Fatiga del hormigón

Cuando el concreto está sometido a cargas fluctuantes en lugar de cargas sostenidas, su resistencia es considerablemente menor que su resistencia estática. Cuando en concretos simples se introducen esfuerzos cíclicos de compresión variando desde cero hasta el máximo esfuerzo, el límite de fatiga está entre el 50% y el 60% de la resistencia a la compresión estática, para 2.000.000 de ciclos. Considerando que existen variaciones según el tipo y la velocidad de aplicación de la carga real.

- Fatiga de las barras de acero

En fatiga de metales, uno o más fisuras microscópicas se forman después de que un ciclo de esfuerzos que se ha repetido un número suficiente de veces. Estas fisuras de fatiga ocurren en puntos de concentración de esfuerzos u otras discontinuidades y aumentan gradualmente con el incremento en el número de ciclos de esfuerzos. Esto reduce notoriamente el área no fisurada de la sección transversal de la barra hasta que esta resulta demasiado pequeña para resistir la fuerza aplicada. En este punto, la barra falla de una manera súbita.

3. Estado del límite de resistencia.

Está dirigido a garantizar resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir combinaciones de carga estadísticamente significativas que se anticipa que un puente experimentará durante su periodo de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

4. Estado Límite por Eventos Extremos

Los estados límites de eventos extremos son ocurrencias únicas con grandes periodos de retorno, significativamente mayores que el periodo de diseño del puente. Se debe considerar el estado límite de evento extremo para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o un sismo significativo o cuando es embestido por una embarcación un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas. En el caso analizado, no es un estado límite de interés.

4.4.4.2.2 Determinación de cargas de diseño

Las estructuras enterradas se deberán diseñar para las solicitaciones resultantes de los empujes horizontales y verticales del suelo, la carga del pavimento, la sobrecarga y el incremento por carga dinámica. En algunas ocasiones estas estructuras se benefician de los efectos favorables que le ofrecen tanto la protección del suelo como sus condiciones de apoyo, esto reduce o elimina la necesidad de

considerar muchas de las cargas y combinaciones de cargas especificadas en el artículo 3.4 del Reglamento CIRSOC 801. Típicamente, estas estructuras se ven poco afectadas por las cargas de viento, los efectos de la temperatura, el frenado de los vehículos y las fuerzas centrífugas.

Las estructuras enterradas se deberán investigar para las cargas constructivas y para las combinaciones de cargas correspondientes a los Estados Límites de Resistencia I y II, según lo especificado en la Tabla 3.4.1-1 del Reglamento CIRSOC 801 para esfuerzos de flexión, corte, esfuerzo normal y tracción radial.

- **RESISTENCIA I** – Combinación de cargas básicas correspondiente al uso vehicular normal del puente, sin viento.
- **RESISTENCIA II** – Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida o ambos, sin viento.

Debe tenerse en cuenta que las condiciones de carga que provocan el máximo momento flector y el máximo esfuerzo normal no necesariamente coinciden, y tampoco son necesariamente las condiciones que existirán bajo la configuración final. En nuestro caso, al ser una obra de pequeña magnitud, se definirán sólo las cargas que son aplicables a ésta en particular, ignorando aquellas que son despreciables (viento, sismo, fuerza centrífuga, frenado, etcétera.).

Dentro de las **cargas permanentes** se puede mencionar a las cargas por peso propio, carga peatonal y carga de hielo (aunque pueden despreciarse según Sección 12 - Artículo 12.6.1) y otras cargas que sí presentan relevancia como pueden ser el peso del suelo de relleno combinadas con las de empuje sobre las paredes de la alcantarilla. Las consideraciones sobre estas últimas se detallan en el artículo 3.11 del Reglamento CIRSOC 801 teniendo en cuenta la presencia del nivel freático, compactación, suelos cohesivos o fricción negativa si existiesen. A modo de ejemplo, se presenta el siguiente esquema:

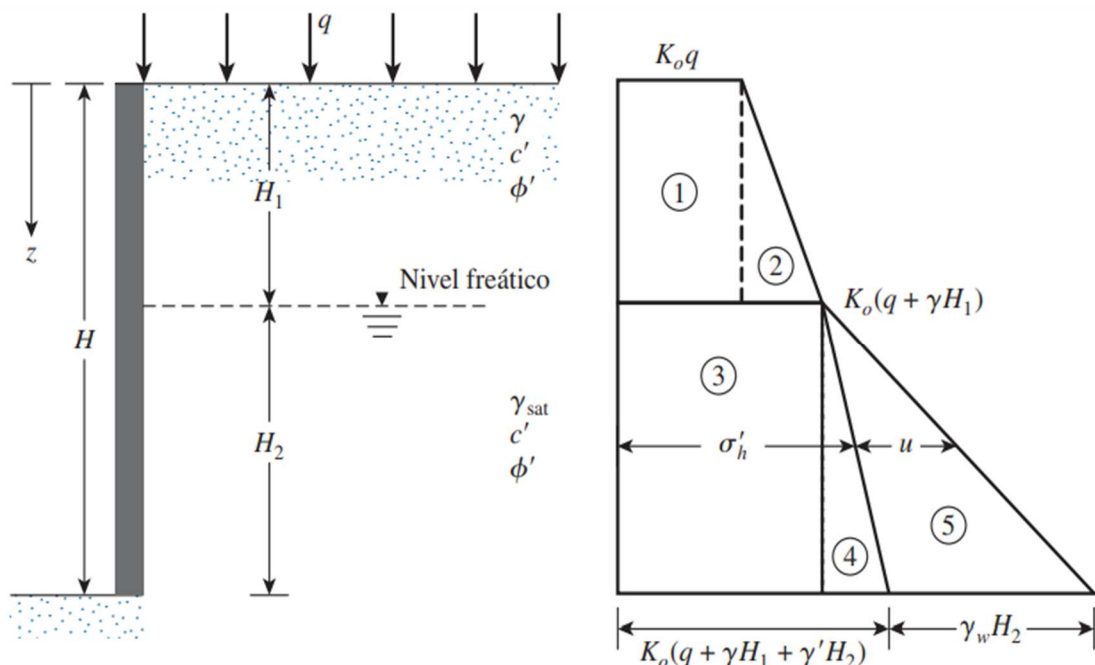


Figura 4.56 – Empuje de suelos. Fuente: Fundamentos de ing. de cimentaciones – Braja Das

La **sobrecarga vehicular** de diseño, según el artículo 6.1.2.1 del reglamento CIRSOC 801, consistirá en una combinación de:

- Camión de diseño:** Según el artículo 3.6.1.2.2 del CIRSOC 801, el camión de diseño consistirá en un eje delantero de 56 kN separado a 4,3m de dos ejes traseros de 232 kN cada uno, donde la separación entre estos últimos podrá variar entre 4,30 y 9,00 metros según se produzca la sollicitación más desfavorable. La separación transversal de las ruedas será de 1,80 m.

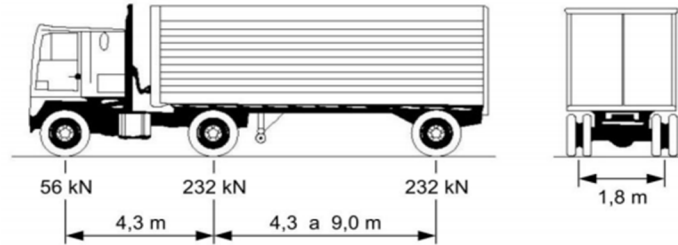


Figura 4.57 – Camión de diseño. Fuente: CIRSOC 801.

- Tándem de Diseño:** Según el artículo 3.6.1.2.3 del CIRSOC 801, el tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 176 kN con una separación de 1,20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar también como 1,80 m.

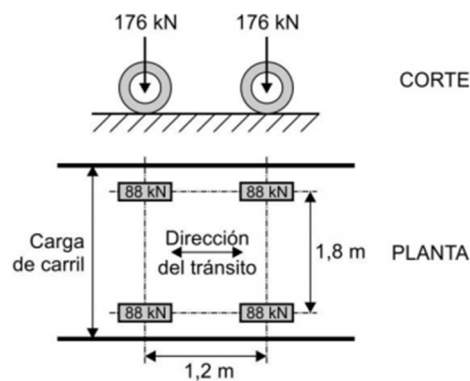


Figura 4.58 – Características de tándem de diseño. Fuente: CIRSOC 801.

Tanto para tándem como camión de diseño, el área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 0,50 m de ancho y 0,25 m de longitud donde la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente. Para el diseño de tableros ortótropos de hormigón y pavimentos sobre tableros ortótropos de hormigón, se debe suponer que las ruedas delanteras son rectángulos cuyo ancho y largo son ambos iguales a 0,25 m, tal como se especifica en el Artículo 3.6.1.4.1.

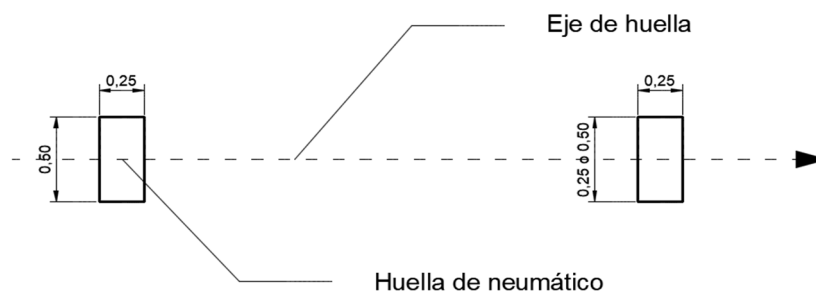


Figura 4.59 – Esquema de huella de neumático. Fuente: Autor.

- **Carga de Carril de Diseño:** Según el apartado 3.6.1.2.4, la carga de carril de diseño consistirá en una carga de 15 kN/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá distribuida en un ancho de 3,00 m. lo que determina una carga superficial uniforme de 5 kN/m².

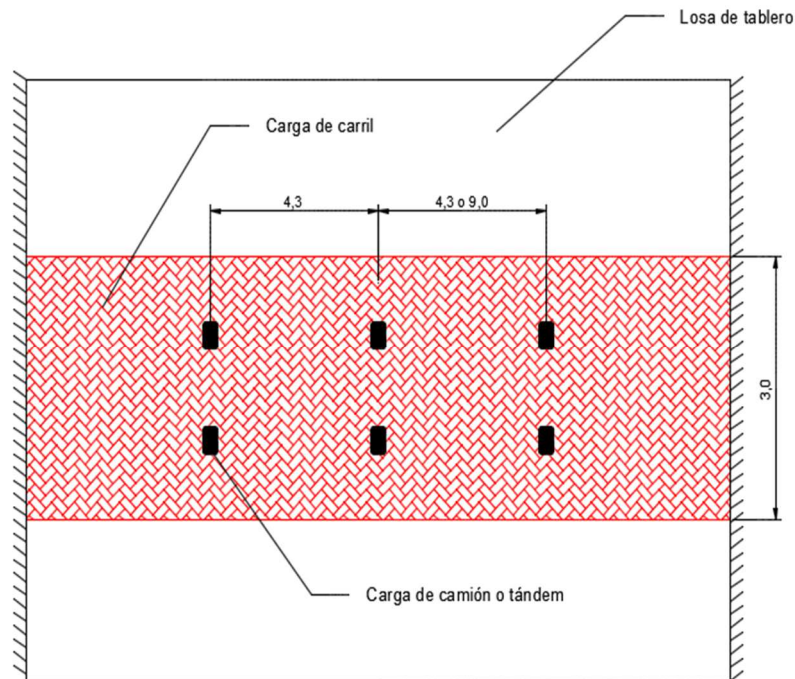


Figura 4.60 – Esquema de carga de carril y vehículo de diseño. Fuente: Autor.

- **Carga hidráulica:** Según el artículo 3.7.1 del Reglamento CIRSOC 801, se supondrá que la presión del agua actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto de la altura de la columna de agua sobre el punto considerado y el peso unitario del agua.

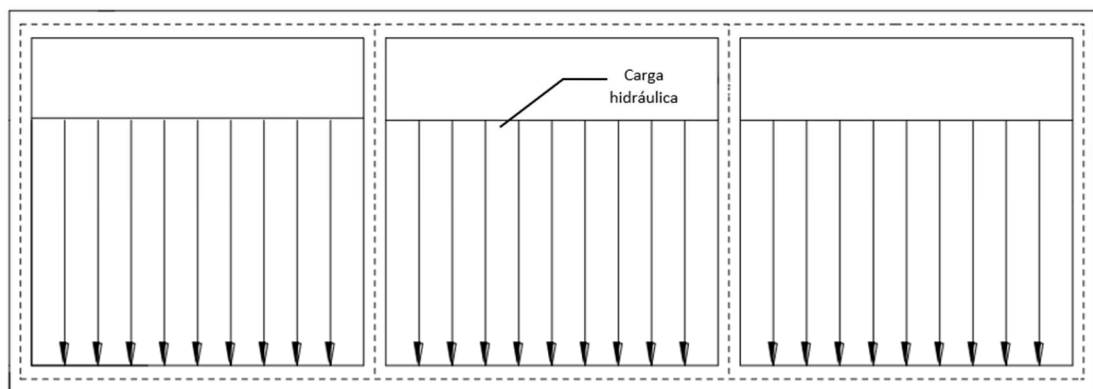


Figura 4.61 – Esquema de carga hidráulica sobre alcantarilla. Fuente: Autor.

- **Incremento por carga dinámica:** Debe considerarse en algunos casos el factor de incremento por carga dinámica “*IM*”. Este es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento. Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- El efecto de martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches y delaminaciones.
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a ondulaciones del pavimento de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la excitación resonante como resultado de la similitud de frecuencias de vibración del puente y el vehículo.

Los artículos **3.6.2.1** y **3.6.2.2** del Reglamento CIRSOC 801 establecen las condiciones generales para el uso de este factor dependiendo de los elementos analizados. Para nuestro caso, considerándose a las alcantarillas como “componentes enterrados”, debe aplicarse una fórmula para la determinación de dicho factor en función del espesor de la capa de tierra superior:

$$IM = 33 * (1,0 - 0,41 * D_E) \geq 0\%$$

Donde:

- **D_E**: profundidad mínima de la tapada de tierra sobre la estructura en metros.

Una vez definidas las cargas de diseño, la distribución más desfavorable de la sobrecarga se puede determinar mediante un análisis bidimensional o bien como se especifica en el Artículo **3.6.1.3.1** del Reglamento CIRSOC 801, donde se establecen las condiciones a tener en cuenta a fin de evitar ciertas situaciones que pueden ser favorables y así lograr la condición más perjudicial.

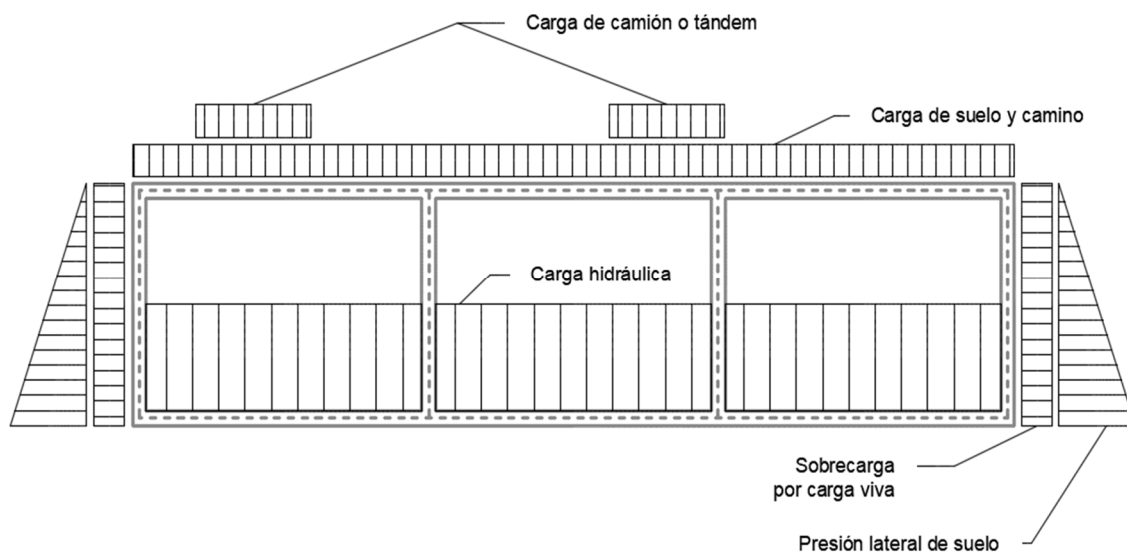


Figura 4.62 – Esquema general de cargas. Fuente: Autor.

4.4.5 Planos de detalle y armado

Teniendo en cuenta todo lo mencionado, es posible confeccionar los planos correspondientes a una determinada combinación geométrica. Sin embargo, para agilizar los tiempos en este tipo de obras, existen diseños ya calculados pertenecientes a la **Dirección Nacional de Vialidad**, la cual cuenta con una amplia variedad de alcantarillas de distintas formas y dimensiones ampliamente verificadas. De este modo, se obtienen los detalles del armado de los cajones, su tipo de fundación, barandas de protección, espesores de muros, etcétera. Dichos planos se adjuntan al final de este apartado.

4.5 Diseño de pavimento para tránsito vehicular

La función de un pavimento es la de proveer una superficie de rodamiento adecuada al tránsito y distribuir las cargas aplicadas por el mismo, sin que se sobrepasen las tensiones admisibles de las distintas capas del pavimento y del suelo de fundación. Un buen diseño debe cumplir con las condiciones enunciadas con anterioridad al menor costo inicial y con un mínimo costo de mantenimiento durante la vida útil del pavimento. Si se toma un espesor mayor que el necesario, el pavimento presentará buen comportamiento con bajo costos de mantenimiento, pero el costo inicial será muy elevado. Ahora, si el espesor elegido es muy bajo, se requerirá un mantenimiento importante e interrupciones de tránsito prematuras, que excederán la compensación por el menor costo inicial.



Figura 4.63 – Obra de pavimento sobre alcantarillado. Fuente: Autor.

4.5.1 Cálculo de paquete estructural

Se propone la resolución de la problemática mediante el diseño de un **pavimento flexible de concreto asfáltico**, utilizando el método **AASHTO-1993** para pavimentos flexibles. Este se basa primordialmente en identificar un número estructural “**SN**” para el pavimento, que pueda soportar el nivel de carga solicitado. Para determinar el número estructural, el método se apoya en una ecuación que relaciona coeficientes, con sus respectivos números estructurales, los cuales se calculan con ayuda de un software, el cual requiere datos de entrada como el número de ejes equivalentes, el rango de serviciabilidad, la confiabilidad y el módulo resiliente de la capa a analizar. A continuación, se presenta la ecuación, indicando el significado de cada variable involucrada.

$$\text{Log}(W) = Z_r * S_0 + 9.36 * \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log(MR) - 8.07 \quad (\text{Ec. 4-15})$$

Dónde:

- **W**: Número estimado de ejes equivalentes de 8,2 toneladas en el período de diseño.
- **Z_r**: Desviación estándar normal.
- **S₀**: Error estándar combinado de la predicción del tráfico y del comportamiento estructural.
- **ΔPSI**: Diferencia entre índice de servicio inicial y final.
- **MR**: Módulo resiliente (en libras/pulgada²).
- **SN**: Número estructural.

De la misma se obtiene el valor del número estructural “SN” para luego determinar un conjunto de capas cuyos espesores “Di” igualen o superen el número estructural calculado “SN” a partir del módulo resiliente de la subrasante.

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3 \quad (Ec. 4-16)$$

Dónde:

- **a_{1,2,3}**: Coeficientes estructurales de las capas superficial, base y subbase, respectivamente.
- **D_{1,2,3}**: Espesores de las capas, superficial, base y subbase, respectivamente.
- **m_{2,3}**: Coeficientes de drenaje de base y subbase.

Se puede considerar que la estructura de un pavimento flexible está formada por la capa de rodadura, la capa base, las capas de subbase y la subrasante o suelo compactado.

La subrasante es el soporte natural, preparado y compactado, en la cual se puede construir un pavimento. Cuanto mayor sea la calidad en esta capa, el espesor del pavimento será más reducido y habrá un ahorro en costos sin pérdida de calidad. La función de la subrasante es dar un apoyo razonablemente uniforme, sin cambios bruscos en el valor soporte. La subbase tiene como función impedir que el agua ascienda por capilaridad y evitar que el pavimento sea absorbido por la subrasante. La base es la capa que recibe la mayor parte de los esfuerzos producidos por los vehículos.

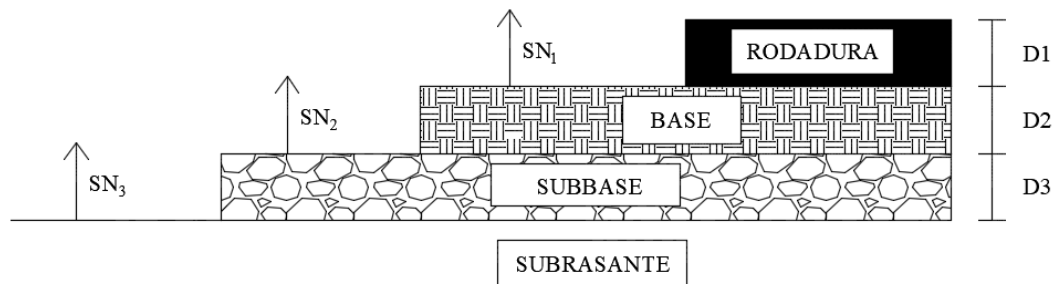


Figura 4.64 – Paquete estructural de pavimento flexible. Fuente: Autor.

Se calculan cada una de las variables intervinientes, las cuales se relacionan directamente con las características del tránsito de la zona y del suelo de cada una de las capas del paquete estructural.

4.5.1.1 Ejes de carga equivalente

La metodología de la AASHTO se fundamenta en la determinación de las cargas equivalentes acumuladas que podrá soportar el pavimento antes de llegar a las condiciones de servicio para la el periodo de diseño establecido. Como es sabido, el tránsito está compuesto por vehículos de distinto peso y cantidad de ejes, lo que provoca diferentes tensiones y deformaciones en el pavimento. Para contemplar esta diferencia, el método lo transforma de manera tal de considerar esta deformación como un número de cargas por eje simple de 80 KN.

$$ESAL = TMDA * Pd * Fs * Fc * Fcr * FEC \quad (Ec. 4-17)$$

Donde:

- **TMDA**: tránsito medio diario anual.
- **Pd**: período de diseño del camino.
- **Fs**: factor de reparto por sentido.

- **F_c**: factor carril.
- **F_{cr}**: factor de crecimiento del tránsito.
- **F_{EC}**: factor equivalente de carga.

Por lo tanto, es necesario definir y determinar cada parámetro interviniente para su posterior cálculo.

4.5.1.1.1 Tránsito medio diario anual

El tránsito adoptado para nuestro caso es el propuesto por la AASHTO para calles residenciales pequeñas o locales (20 o 30 casas), de volumen bajo con menos de 200 vehículos por día y con 1 a 2 % de vehículos comerciales pesados (camiones de 2 ejes, seis llantas o más pesados).

4.5.1.1.2 Periodo de diseño

Es el tiempo el cual se considera que el pavimento cumplirá las exigencias de servicio para las cargas y características de diseño a un costo razonable. En este caso, se trata de una carretera pavimentada de baja intensidad de tránsito, por lo que se adopta un valor intermedio de **20 años**.

Tipo de carretera	Período de diseño (años)
Urbana de tránsito elevado	30 - 50
Interurbana de tránsito elevado	20 - 50
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15 - 25
De baja intensidad de tránsito, pavimentada con grava	10 - 20

Tabla 4.19 – Períodos de diseño típicos. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.

4.5.1.1.3 Reparto por sentido

Se diseña el pavimento para el sentido de circulación de la vía. Para nuestro camino, al ser de un único sentido, el “F_s” es igual a 1.

Circulación	Factor
Un sentido	1
Doble sentido	0,5

Tabla 4.20 – Factor de reparto con sentido. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.

4.5.1.1.4 Factor carril

Es un coeficiente que permite estimar la cantidad de tránsito que circula por el carril de diseño. Para nuestro camino, al ser de un único carril, el “F_c” es igual a 1.

Nº Carril	Factor
1	1,0
2	0,8 - 1,0
3	0,6 - 0,8
4	0,5 - 0,75

Tabla 4.21 – Factor carril en función del número de carriles. Fuente: AASHTO 1993.

4.5.1.1.5 Factor de crecimiento del tránsito

Es conveniente prever el crecimiento del tráfico tomando en consideración una tasa de crecimiento anual con la que se calcula un factor de crecimiento. Según la Tabla 4-22, se adoptará una tasa para crecimiento normal de 3%.

Caso	Tasa de crecimiento
Crecimiento normal	1% al 3%
Vías complet. Saturadas	0% al 1%
Con tráfico inducido	4% al 5%
Alto crecimiento	mayor al 5%

Tabla 4.22 – Factor de crecimiento. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.

El factor de crecimiento considera los años de vida útil y un número de años adicionales debidos al crecimiento de la propia vía.

$$Fcr = \frac{(1 + r)^n - 1}{r} \quad (Ec. 4-18)$$

Dónde:

- **r**: tasa de crecimiento anual, %.
- **n**: período de diseño en años.

$$Fcr = \frac{(1 + 0,03)^{20} - 1}{0,03}$$

$$\underline{Fcr = 26,87}$$

4.5.1.1.6 Factor equivalente de carga

Como se ha explicado anteriormente, el método consiste en la conversión de los ejes del vehículo a un equivalente estándar. Los resultados obtenidos según experimentación de la AASTHO han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes se expresa como:

$$FEC = \left(\frac{P1}{P0}\right)^4 \quad (Ec. 4-19)$$

Donde:

- **P0**: carga estándar.
- **P1**: carga cuya equivalencia de daño se desea calcular.

Han sido publicados en la Guía AASHTO 1986 los valores de equivalencia de carga para cada tipo de eje, los cuales se detallan en la Tabla 4-23.

El tránsito está compuesto por vehículos livianos y pesados de ejes simples. Esta última condición se debe a que el camino a construir se encuentra en una zona urbana centralizada y la circulación de ciertos

tipos de vehículos pesados se encuentra prohibida. Por lo tanto, se opta por utilizar para el diseño un camión tipo **C11** definido por la AASHTO compuesto por dos ejes simples. Para los vehículos livianos, la carga por eje es de **4,45 KN**, por lo cual le corresponde un factor de equivalencia de **0,00002**. Por el lado de los vehículos pesados, el eje sencillo más liviano es de **6 toneladas** ($\approx 62,3$ KN) con un factor de **0,36** y el más pesado **10,5 toneladas** ($\approx 106,8$ KN) con un factor de **3,03**.

Carga por eje		Factor de equivalencia de carga		
KN	lb	Ejes simples	Ejes tandem	Ejes tridem
4,45	1,000	0,00002	-	-
8,90	2,0	0,00018	-	-
17,8	4,0	0,00209	0,0003	-
26,7	6,0	0,01043	0,001	0,001
35,6	8,0	0,0343	0,003	0,002
44,5	10,0	0,0877	0,007	0,003
53,4	12,0	0,189	0,014	0,006
62,3	14,0	0,360	0,027	0,011
71,2	16,0	0,623	0,047	0,017
80,0	18,0	1,000	0,077	0,027
89,0	20,0	1,51	0,121	0,040
97,9	22,0	2,18	0,180	0,057
106,8	24,0	3,03	0,260	0,080

Tabla 4.23 – Factores de equivalencia de carga. Fuente: Adaptado de AASHTO 1986.

4.5.1.2 Serviciabilidad

La serviciabilidad de un camino es un parámetro que se utiliza para cuantificar el desempeño del pavimento, es decir, es la condición para la cual el camino provee un manejo seguro y confortable a los usuarios en un determinado momento. Se mide en una escala del 0 al 5, significando una calificación para pavimento intransitable y para un pavimento excelente respectivamente.

Para la utilización del método, es necesario determinar el índice de serviciabilidad inicial “**P₀**” y el índice de serviciabilidad final “**P_t**”, para la vida útil o de diseño del pavimento.

- El índice de serviciabilidad inicial “**P₀**” es la condición que tiene un pavimento inmediatamente después de la construcción de este. La AASHTO establece un valor “**P₀**” de 4,2 para pavimentos flexibles.
- El índice de serviciabilidad final “**P_t**” es el valor más bajo que puede ser admitido por los usuarios antes de su rehabilitación o reconstrucción. Depende de la importancia del camino y del material utilizado para su construcción.

Tipo de carretera	Índice de serviciabilidad presente			
	Pavimento flexible		Pavimento rígido	
	PSI Inicial	PSI Final	PSI Inicial	PSI Final
Carreteras principales	4.2	2.5	4.5	2.5
Carreteras secundarias		2.0		2.0
Condición de falla		1.5		1.5

Tabla 4.24 – Índice de serviciabilidad típicos. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993

4.5.1.3 Confiabilidad

La Confiabilidad del Diseño “R” se refiere al grado de seguridad de que una determinada alternativa de diseño se comporte satisfactoriamente durante su vida útil, resistiendo las condiciones de tráfico y medio ambiente dentro de dicho período. Cabe destacar que el comportamiento del pavimento no solo se refiere a la capacidad estructural del mismo, sino a su funcionalidad, es decir, debe brindar seguridad y confort al usuario durante el período para el cual fue diseñado. Por lo tanto, la confiabilidad está asociada a la aparición de fallas en el pavimento. El nivel de confiabilidad recomendado depende de la clasificación funcional del camino. A medida que este valor sea mayor, se necesitarán espesores de pavimento mayores. La confiabilidad va asociada con la desviación estándar “Zr”, también llamado error estándar. Este último representa el número de ejes que puede soportar el pavimento hasta que su índice de serviciabilidad descienda por debajo de un determinado índice de servicio final “Pt”.

Clasificación funcional	Nivel de confiabilidad "R" recomendado	
	Urbana	Rural
Interestatales y vías rápidas	85 - 99,9	80 - 99,9
Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	75 - 95
Locales	50 - 80	50 - 80

Tabla 4.25 – Nivel de confiabilidad “R”. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.

Confiabilidad "R" en %	Desviación estándar Zr
50	0,000
60	-0,253
70	-0,524
75	-0,674
80	-0,841
85	-1,037
90	-1,282
91	-1,340
92	-1,405
93	-1,476
94	-1,555
95	-1,645
96	-1,751
97	-1,881
98	-2,054
99	-2,327
99,9	-3,090
99,99	-3,750

Tabla 4.26 – Desviación “Zr” según confiabilidad “R”. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.

4.5.1.4 Módulo de reacción de la subrasante

La resistencia a la subrasante se obtiene mediante el módulo de reacción del suelo “Mr” por medio de la prueba de placa. Dicho factor ofrece un estimativo de cuanto se asienta la subrasante cuando se aplica un esfuerzo de compresión. Considerando que la prueba de carga requiere tiempo y es costoso, el valor de “Mr” se obtiene por correlación con el ensayo del CBR.

Clasificación	C.B.R. (%)	Usos
Muy pobre	0 - 3	Sub rasante
Pobre o regular	3 - 7	Sub rasante
Regular	7 - 20	Sub base
Bueno	20 - 50	Base, Sub base
Muy bueno	50 - 80	Base, Sub base
Excelente	> 80	Base

Tabla 4.27 – Clasificación de capas según CBR. Fuente: Carreteras y Aeropuertos – Valle Rodas.

Para materiales de subrasante con CBR igual o menor a 7,2% el valor de reacción se obtiene como:

$$M_R(\text{psi}) = 1500 * CBR \quad (\text{Ec. 4-20})$$

Si se tiene en cuenta nuestro proyecto, como se debe colocar un volumen de relleno para llegar al nivel adecuado, se propone la utilización de una subrasante regular que con un CBR de 7%. Por lo tanto:

$$M_R(\text{psi}) = 1500 * 7$$

$$\underline{M_R = 10500 \text{ psi}}$$

4.5.1.5 Drenaje

El drenaje es un factor importante en el comportamiento de la estructura del pavimento. El agua superficial debe ser evacuada a través de cunetas o desagües pluviales. Con respecto al drenaje subterráneo hay que tomar precauciones para que el nivel de la napa se encuentre suficientemente alejado del pavimento y en caso contrario, utilizar capas drenantes que resulten menos susceptibles a la presencia de agua.

Los efectos del drenaje sobre el comportamiento del pavimento han sido considerados en el método AASHTO 93 por medio de un coeficiente de drenaje “Cd”. El mismo depende de:

- **Calidad del drenaje:** viene determinada por el tiempo que tarda el agua infiltrada en ser evacuada de la estructura del pavimento.
- **Exposición a la saturación:** porcentaje de tiempo durante el año en que un pavimento está expuesto a niveles de humedad que se aproximan a la saturación. Este valor depende de la precipitación media anual y de las condiciones del drenaje.

A su vez, la Tabla 4-27 proporciona valores recomendados por la AASHTO para el coeficiente de drenaje “Cd” en función de su permeabilidad y exposición a la humedad.

Cd	Tiempo transcurrido para que el suelo libere el 50% de su agua libre	Porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento esta expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación			
		< 1%	1 - 5%	5 - 25%	> 25%
Excelente	2 horas	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1 día	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1 semana	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Pobre	1 mes	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy pobre	Nunca	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

Tabla 4.28 – Valores típicos del coeficiente de drenaje “Cd”. Fuente: Adaptado de AASHTO 1993.

Para capas estabilizadas con cemento o asfalto y para la superficie de rodadura de concreto asfáltico, el método no considera una posible influencia de la calidad del drenaje, por lo que en la ecuación de diseño solo intervienen los valores de m_2 y m_3 .

4.5.1.6 Coeficientes estructurales

Los materiales usados en cada una de las capas de la estructura de un pavimento flexible, de acuerdo con sus características ingenieriles, tienen un coeficiente estructural "ai". Proviene de la relación empírica entre el número estructural "SN" del pavimento y los espesores de cada capa, obtenidos en base a correlaciones a partir de la prueba de la AASHTO. Los coeficientes de capa a_1 , a_2 y a_3 se obtienen utilizando las correlaciones de valores de diferentes pruebas de laboratorio: Módulo Resiliente, Texas Triaxial, Valor R y CBR. Todos los coeficientes pueden ser calculados mediante fórmulas propuestas o la utilización de gráficos.

- a_1 : coeficiente estructural de la mezcla de concreto asfáltico empleada en la capa de rodamiento.

$$a_1 = 0,40 * \log \frac{E_{CA}}{435ksi} + 0,44 \quad 0,20 \leq a_1 \leq 0,44 \quad (Ec. 4-21)$$

- a_2 : coeficiente estructural del material/mezcla empleado en la capa base.

$$a_2 = 0,40 * \log \frac{E_{CA}}{23ksi} + 0,11 \quad 0,06 \leq a_2 \leq 0,20 \quad (Ec. 4-22)$$

- a_3 : coeficiente estructural del material/mezcla empleado en la capa subbase.

$$a_3 = 0,23 * \log \frac{E_{CA}}{435ksi} + 0,15 \quad 0,06 \leq a_3 \leq 0,20 \quad (Ec. 4-23)$$

4.5.2 Resultados

Una vez definidos todos los parámetros que intervienen en la ecuación, se calculan los ejes equivalentes simples mediante la Ec. (4-14) para cada tipo de vehículo.

Vehículos	Carga eje (kg)	Reparto	N° ejes	TMDA	% TMDA	Días del año	FEC	Fcr	Ejes equivalentes
Livianos	500.00	1	2	200	0,98	365	0,00002	26,87	76,89
C11	6000.00	1	1		0,02		0,36		14123,07
	10500.00	1	1		0,02		3,03		118869,16

Tabla 4.29 – Número de ejes equivalentes. Fuente: Autor.

El número de ejes equivalentes total se obtiene de la suma de los ejes correspondientes a vehículos livianos y pesados. Por lo tanto, se tiene:

$$\underline{\underline{ESAL = 133070}}$$

Luego, el número estructural "SN" se define a partir de la Ec. (4-16) mediante un cálculo sucesivo de cada una de las capas correspondientes.

Por simplicidad, se procede a la utilización del programa de diseño de pavimentos de la AASHTO, donde se ingresan los valores de los parámetros anteriormente descritos. En la Tabla 4-29, se detalla el espesor final de cada una de las capas estructurales en pulgadas.

Método AASHTO para el diseño de pavimentos (1993)

Desarrollado por: Luis Ricardo Vásquez Varela. Ingeniero Civil. Manizales, 2006.

Tipo de pavimento: Flexible Rígido

Confiability (R) y desviación estándar (So): 70 % Zr = -0.524 So: 0.49

Serviciabilidades inicial y final: PSI inicial: 4.2 PSI final: 2.0

Tránsito de diseño: W18: 133070

Pavimento flexible

Capa	Módulo de elasticidad (psi)	Coefficiente de capa (ai)	Coefficiente de drenaje (mi)	SN necesario	Esesor D (plg.)	Esesor D* (plg.)	SN* dispuesto
1	435000	¿E/a?	0.440	1.00	¿m?	1.28	2.91
2	28000	¿E/a?	0.131	1.30	¿m?	1.71	2.29
3	14000	¿E/a?	0.100	1.30	¿m?	1.91	-0.70
4	10500	MR					0.00

W18 real: 1.77E+005

Figura 4.65 – Diseño de pavimento flexible. Fuente: AASTHO 1993.

Se convierten los resultados al Sistema Métrico Legal Argentino y se obtiene como valores finales:

Capa	Espesor (cm)
Carpeta Asfáltica	8.0
Base Granular	10.0

Tabla 4.30 – Espesores adoptados. Fuente: Autor.

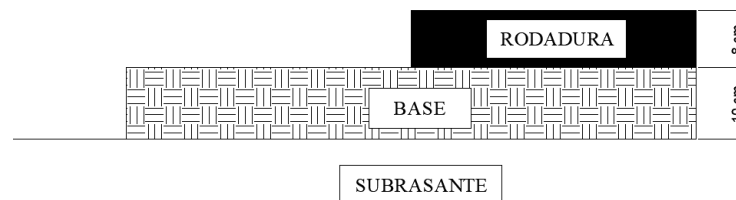


Figura 4.66 – Esquema final del paquete estructural. Fuente: Autor.

4.5.3 Verificación de valores mínimos

En la práctica no deben colocarse capas con espesores menores a los mínimos requeridos, pues las capas con espesores mayores que el mínimo son más estables. Frecuentemente se especifica un valor mayor en el espesor de capas, con el fin de mantener la estructura de pavimento en mejores condiciones.

Número de ESAL's	Capas asfálticas	Base granular
Menos de 50.000	3,0 cm	10 cm
50.000 - 150.000	5,0 cm	10 cm
150.000 - 500.000	6,5 cm	10 cm
500.000 - 2.000.000	7,5 cm	15 cm
2.000.000 - 7.000.000	9,0 cm	15 cm
mas de 7.000.000	10,0 cm	15 cm

Tabla 4.31 – Espesor mínimo aconsejable. Fuente: Adaptado de AASTHO 1993.

En la Tabla 4-30 se dan valores de los espesores mínimos sugeridos por la AASTHO para capas asfálticas y base granular en función del tránsito y como se puede observar, los valores calculados se encuentran por encima de los mínimos, por lo tanto, serán los adoptados para este trabajo.

4.6 Cómputo y presupuesto estimado

A continuación, en la Tabla 4-31, se presenta el cómputo y el presupuesto del anteproyecto hidráulico y vial.

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Precio unit.	Importe par.	Precio rubro	% Inc.
Rubro 1: Trabajos Preliminares						\$ 483,649.95	0.178
1.2	Cartel de obra	gl	1	\$ 2,351.01	\$ 2,351.01		0.001
1.3	Nivelación del terreno y replanteo	m2	585	\$ 116.56	\$ 68,187.60		0.025
1.4	Demolición obra existente	m2	408.8	\$ 768.00	\$ 313,958.40		0.116
1.5	Limpieza del terreno	m2	585	\$ 77.90	\$ 45,571.50		0.017
1.6	Limpieza del canal	m3	472	\$ 113.52	\$ 53,581.44		0.020
Rubro 2: Movimiento de suelo						\$ 141,259.14	0.052
2.1	Excavación para alcantarilla	m3	39.12	\$ 705.71	\$ 27,607.38		0.010
2.2	Terraplen y compactación	m3	474.3	\$ 239.62	\$ 113,651.77		0.042
Rubro 3: Paquete estructural Vial						\$ 721,550.64	0.266
3.1	Base granular	m3	38.7	\$ 3,764.47	\$ 145,684.99		0.054
3.2	Riego de imprimación	m2	387	\$ 27.14	\$ 10,503.18		0.004
2.2	Carpeta asfáltica	Tn	91.85	\$ 6,155.28	\$ 565,362.47		0.208
Rubro 4: Cordon cuneta						\$ 230,858.55	0.085
4.1	Cordon cuneta	ml	117	\$ 1,973.15	\$ 230,858.55		
Rubro 5: Obra de arte menor						\$ 1,136,775.81	0.419
5.1	Hormigon de limpieza	m3	6.75	\$ 2,270.55	\$ 15,326.21		0.006
5.2	Hormigon estructural	m3	66.44	\$ 5,825.00	\$ 387,013.00		0.143
5.3	Acero	Kg	5872.63	\$ 116.55	\$ 684,436.60		0.252
5.4	Barandas	gl	1	\$ 50,000.00	\$ 50,000.00		0.018
PRESUPUESTO TOTAL						\$ 2,714,094.09	

Tabla 4.32 – Cómputo y presupuesto estimado de anteproyecto vial e hidráulico. Fuente: Autor.

4.7 Conclusiones

El ordenamiento territorial trata específicamente sobre el ordenamiento del territorio para el desarrollo sostenible de la vida en sociedad.

Se hace efectivo como política de Estado a partir de procesos de gestión y planificación con la construcción de herramientas que guíen la toma de decisiones concertadas entre actores sociales, económicos, políticos y técnicos para la ocupación ordenada y el uso sostenible del territorio, la regulación y promoción de la localización de los asentamientos humanos; de las actividades económicas, sociales y el desarrollo físico espacial sobre la base de la identificación de potenciales y limitaciones, considerando criterios ambientales, económicos, socioculturales, institucionales y políticos. (I. López y J. C. Etulain, 2017)

Ello impone a reflexionar sobre las causalidades. Merece especial atención el hecho de que en las últimas décadas existe una tendencia social que asigna a los cambios climáticos globales una singular importancia en la recurrencia e intensidad de las precipitaciones. En cuanto a ello se sustenta el trabajo

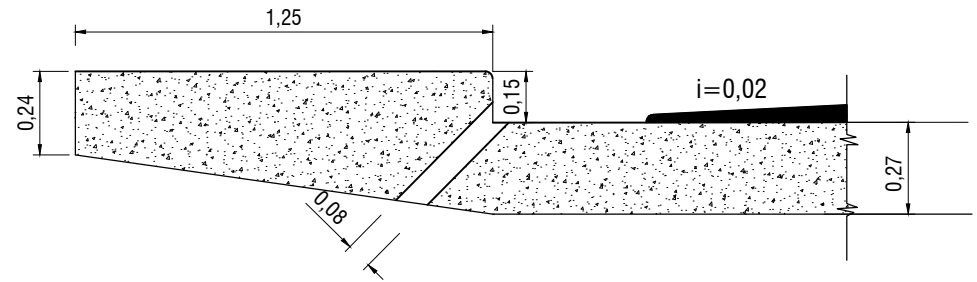
en bases científicas, datos hidráulicos brindados por el INTA, una Institución que consta con décadas de trabajo meticuloso. Utilizando cálculo probabilístico sobre datos respaldados se puede afirmar la validación científica de los cálculos.

Se analizó la cuenca como un sistema, atendiendo a las avenidas naturales del curso y a las modificaciones debido a la urbanización de esta. El Plan de control de aguas pluviales de la región debe analizarse en profundidad, contemplando todas las cuencas hidrográficas sobre las cuales la urbanización se desarrolla. Con un panorama adecuado de la situación real, es posible llegar a medidas estructurales para sitios particulares, pero como se mencionó, con una visión de conjunto para toda la cuenca y subcuencas asociadas, racionalmente asociadas e integradas a medidas preventivas no estructurales y compatibles con el desarrollo urbano.

Los principios que deben respetarse son que cada usuario urbano no debe ampliar la crecida natural y que las ocupaciones del espacio urbano y el drenaje de las aguas pluviales deben priorizar los mecanismo naturales de escurrimiento como puede ser la infiltración (Tucci; 2007).

El diseño y ejecución de infraestructuras de saneamiento hídrico son muchas veces visualizadas como el modo de atender a las necesidades urgentes de la sociedad, soslayando la problemática de fondo, la ausencia de planificación urbana y territorial, la necesidad de un ordenamiento que oriente el crecimiento por extensión, densificación y/o consolidación hacia lugares seguros. La escasa restricción a la ocupación de los valles de inundación de los arroyos y la ausencia de control del incremento de las superficies impermeables en la construcción de la ciudad son factores principales a considerar si se desea una solución de fondo, solucionando los problemas estructurales de la ciudad.

CAÑO DE DESAGUE



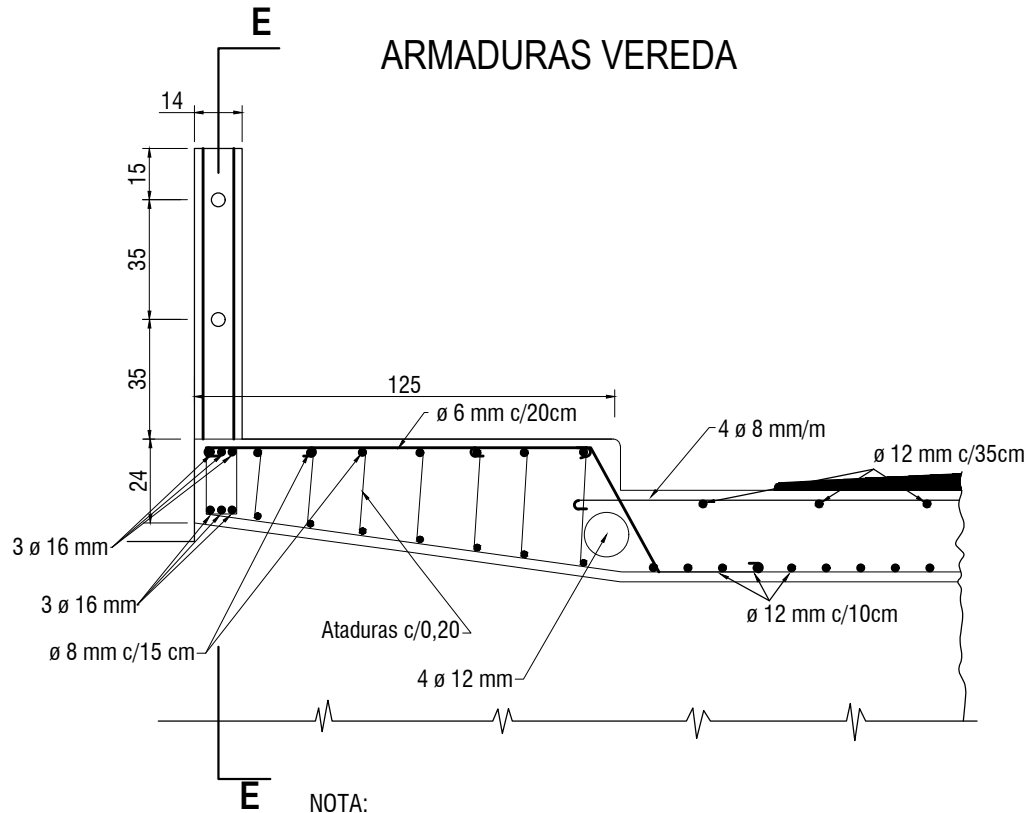
NOTA:

En las alcantarillas simples o multiples de mas de 4 m de luz total se colocara un caño de desagüe pluvial a 1 m de cada esquina.-

Cuando la luz total sea de 9 y 10 m llevaran ademas un caño intermedio.-

Para luces mayores los caños se colocaran a distancia variable entre 3,33 m y 4,83 m de los de esquina.-

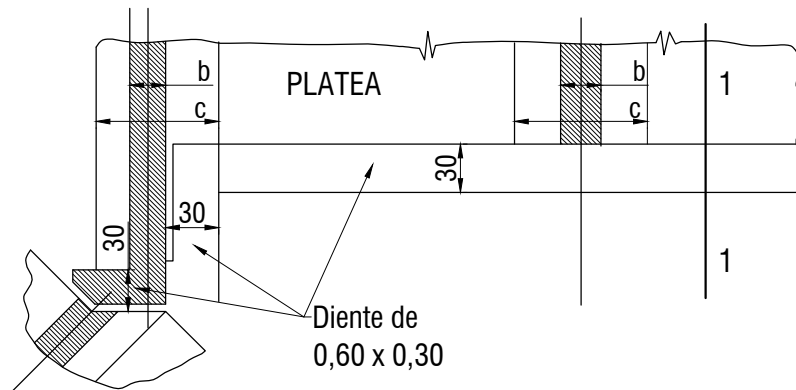
ARMADURAS VEREDA



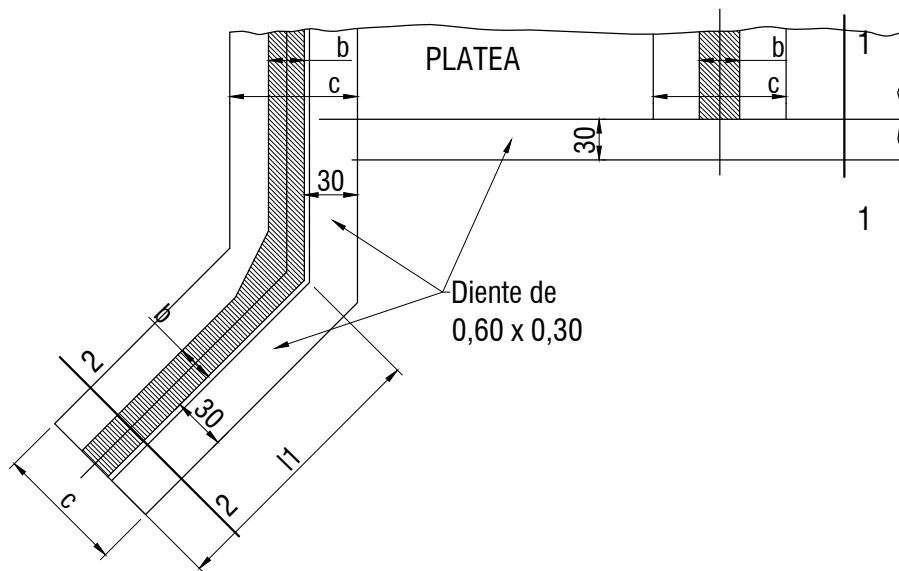
NOTA:
La distancia entre los pilares de la baranda oscilara entre 1,50 m y 2,00 m segun la luz de la alcantarilla.-

CORTE TRANSVERSAL C-C

CASO DE MURO DE ALA INDEPENDIENTE

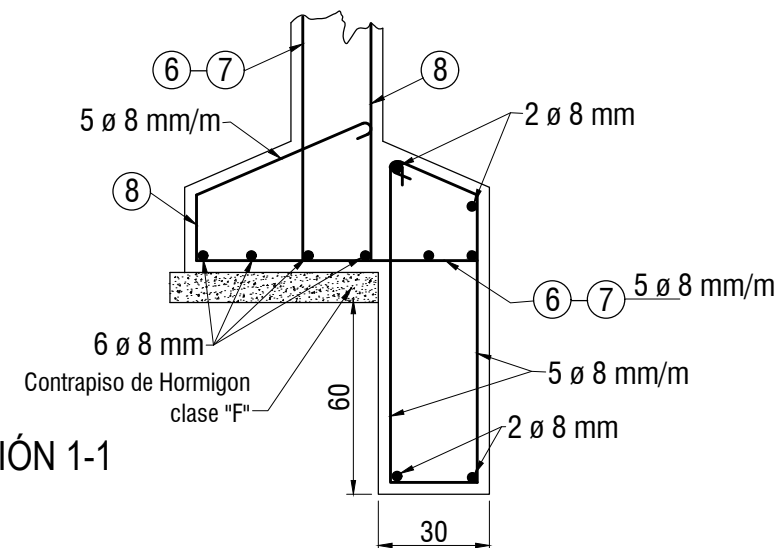


CASO DE MURO DE ALA EN VOLADIZO

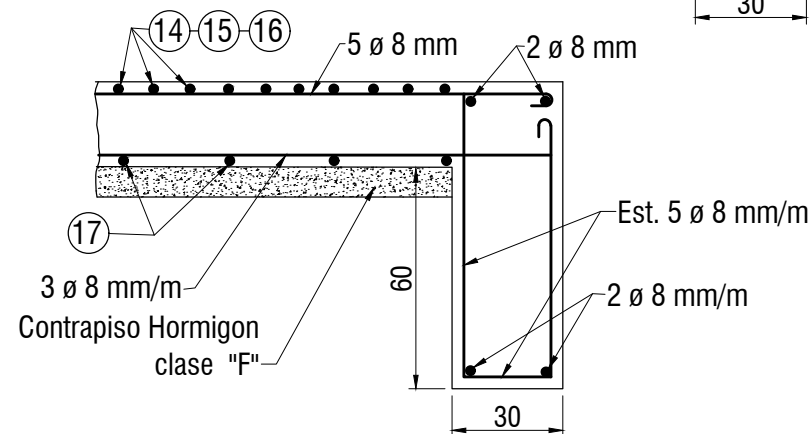


DIENTE DE PLATEA : Se colocara solamente aguas arriba y en caso de no llevar en esa posicion platea adicional

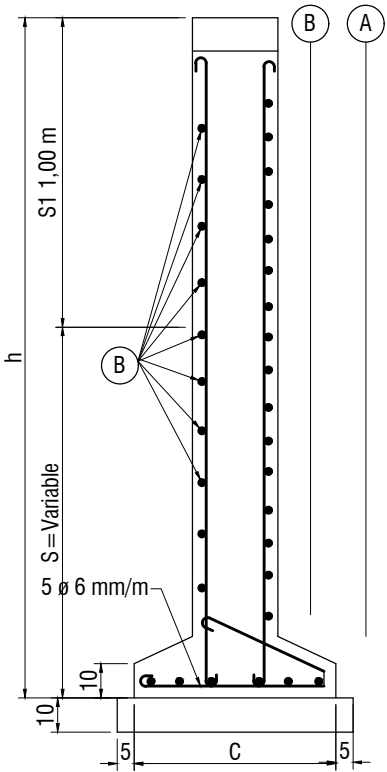
SECCIÓN 2-2



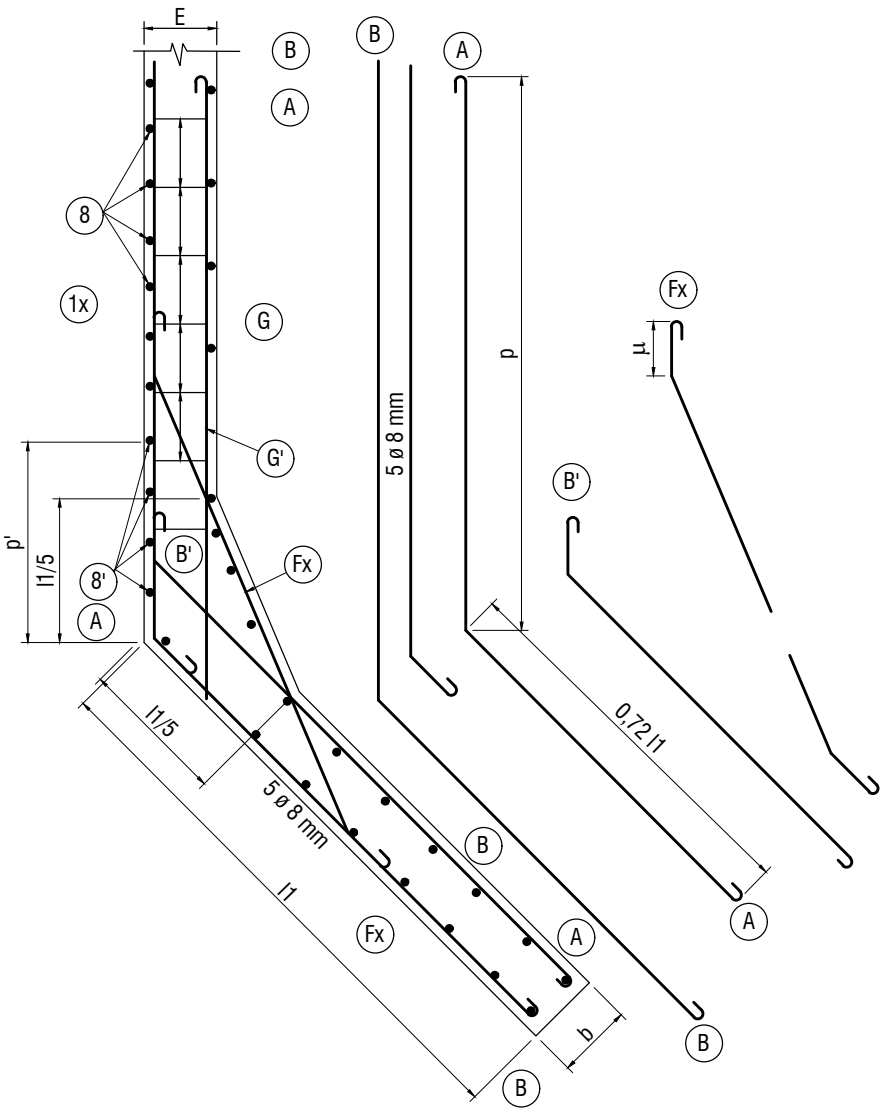
SECCIÓN 1-1

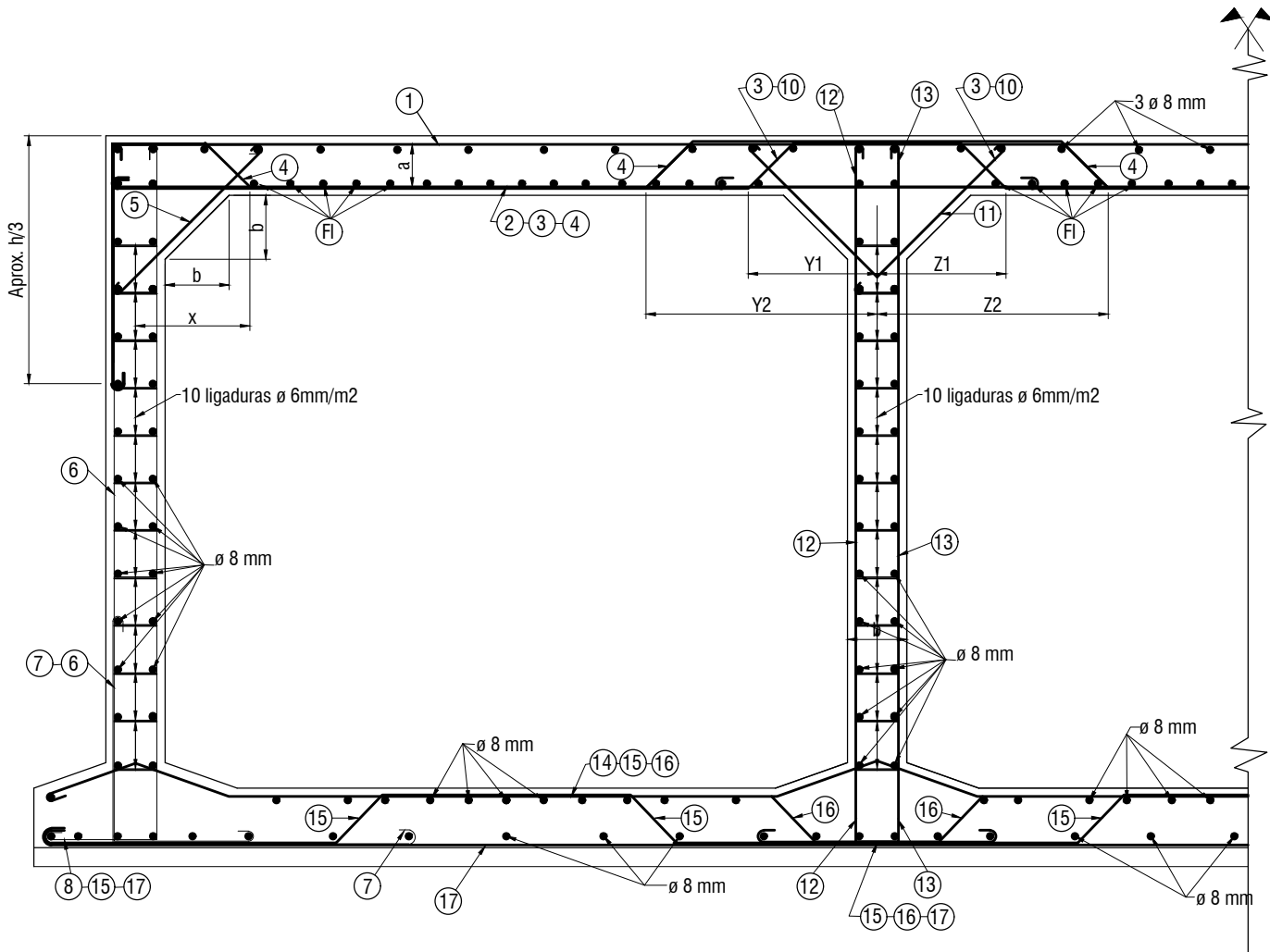


SECCIÓN M-M



SECCIÓN N-N





CORTE LONGITUDINAL J-J

BARRA	FORMA	MODIFICACION PARA JUNTA DE DILATACION	
		i	i
1			
2			
3			
4			
5		X	
6			
6'			
7			
8			
8'			
9			
10			
10'			
11			
12			
12'			
13			
13'			
14			
15			
16			
17			

VALORES DE X

Nº DE LUCES	X
1	0,23 L
Varias	0,18 L

LUZ	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
x	0,35	0,35	0,65	0,70	0,80

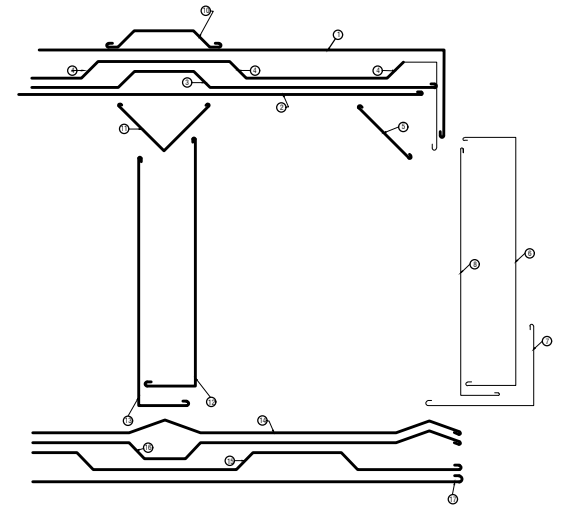
VALORES DE Y1, Y2, Z1, Z2

Y1	Y2	Z1	Z2
0,18 L	0,30 L	0,12 L	0,25 L

L	3 METROS								L	
Nº LUCES	MULTIPLE								Nº LUCES	
H	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	H
a	23								28	a
b	22		23			24			28	b
c		60				85		110		c
d		17				22		25		d

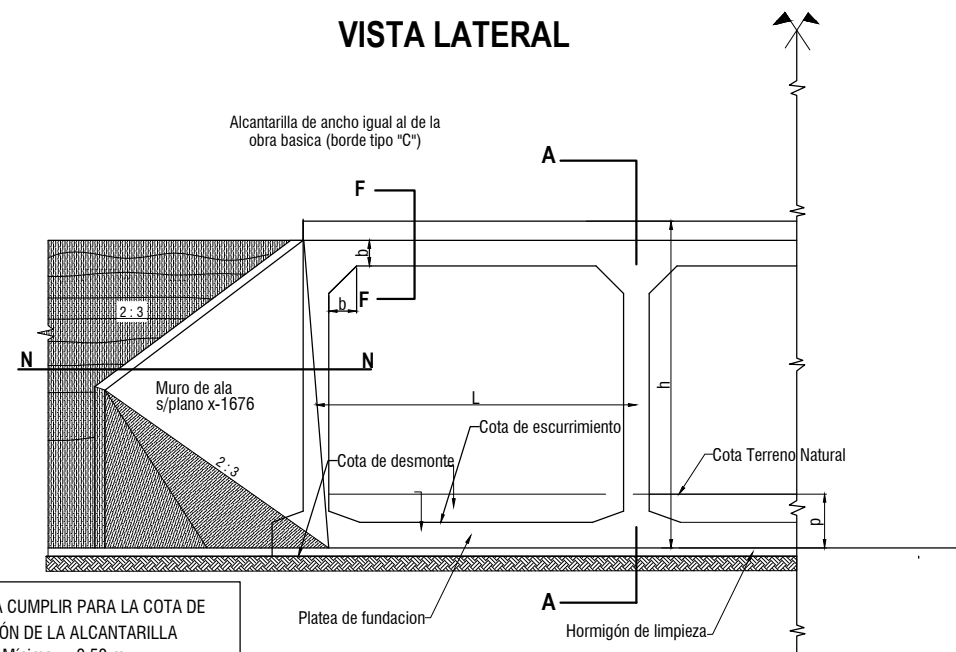
ARMADURA DEL PORTICO (Barras por metro)

1									1
2									2
3	3 ø 12							3 ø 12	3
4	4 ø 10								4
5		3 ø 12						6 ø 12	5
6	4 ø 8	3 ø 8			3 ø 12			6 ø 12	6
7		3 ø 8			3 ø 12				7
8		6 ø 8			6 ø 12				8
9		5 ø 8			5 ø 8				9
10					3 ø 8				10
11					3 ø 12				11
12	6 ø 10	6 ø 10			9 ø 10			6 ø 12	12
13									13
14									14
15								3 ø 12	15
16									16
17									17
FI						7 ø 8			FI

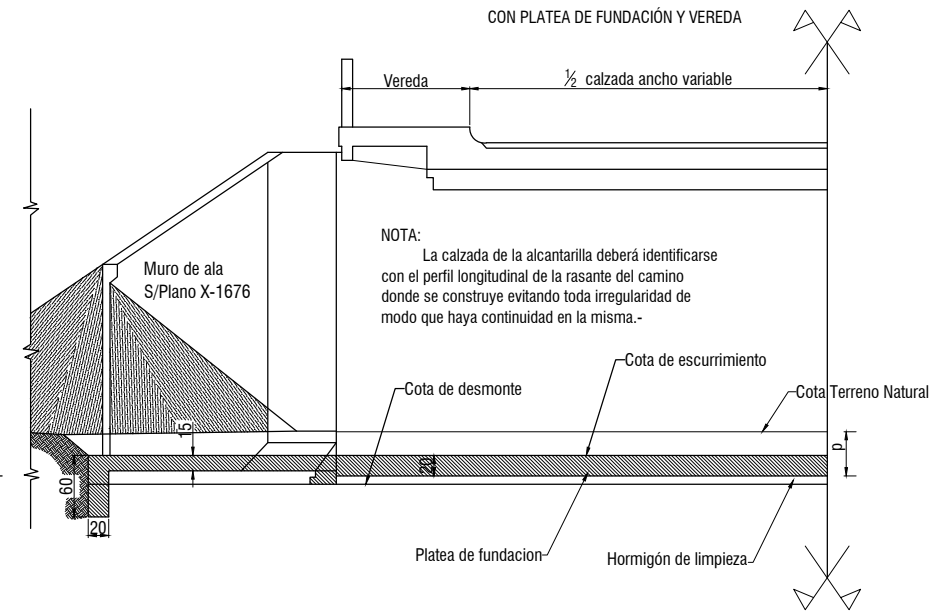


El recubrimiento mínimo de la armadura de la losa de calzada-guardarrodas y baranda será de 2 cm el de los demás elementos será de 3 cm separación mínima de barras será de 4 cm.-
Se usará hormigón clase "B" en todas las estructuras salvo aquellas donde se indique otra cosa.-

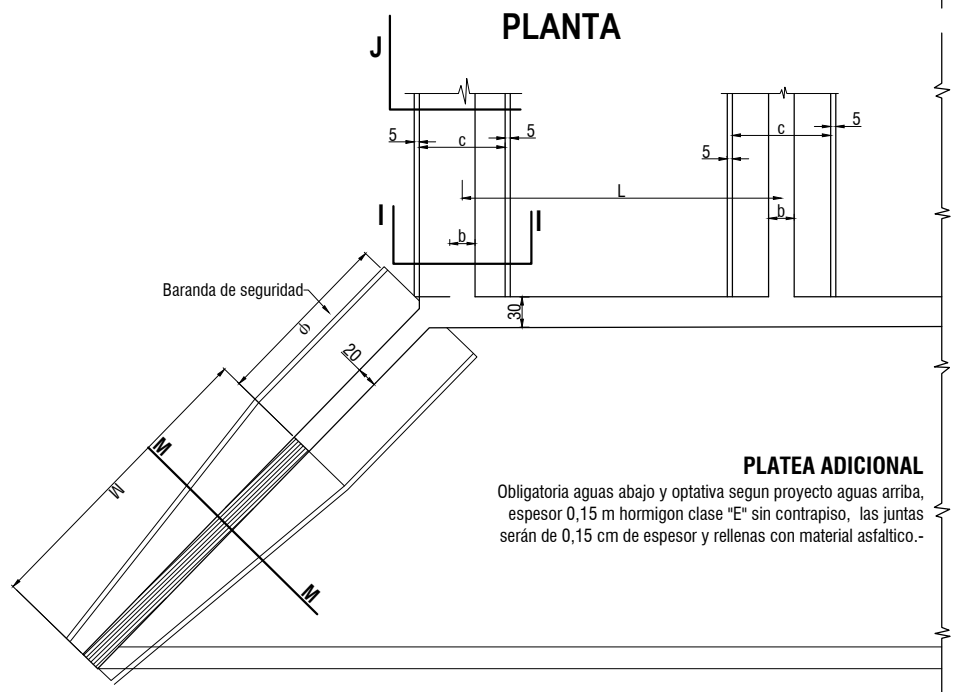
VISTA LATERAL



SEMI - SECCION A-A



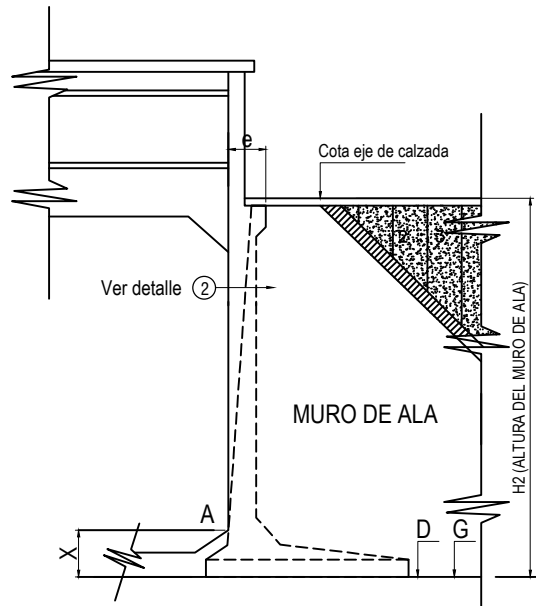
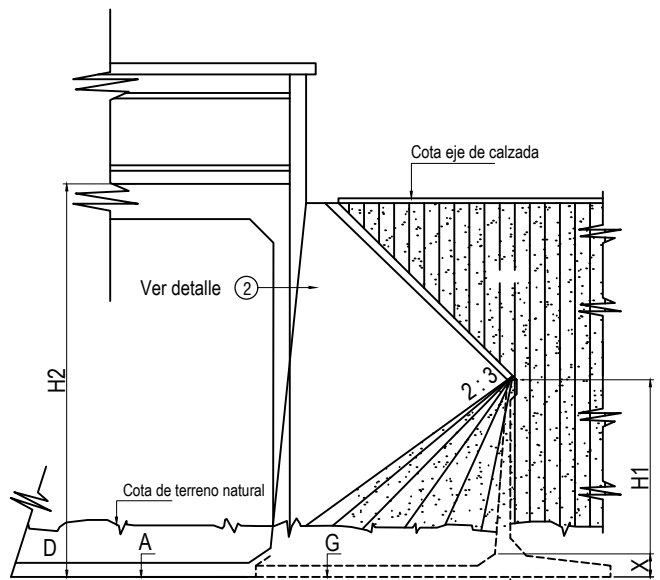
PLANTA



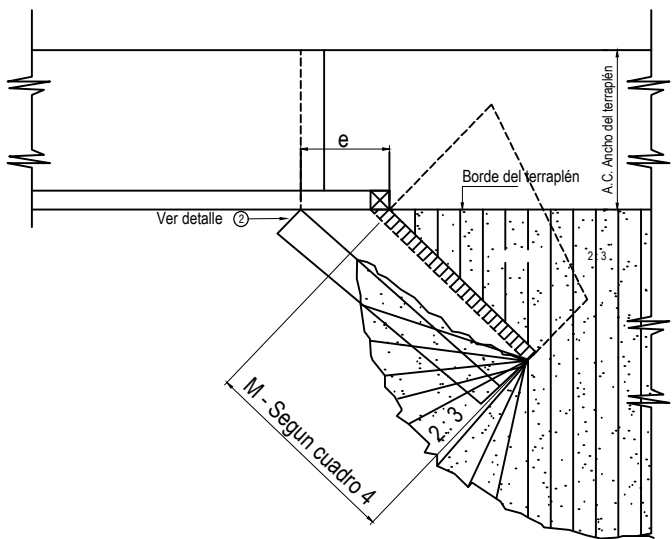
MATERIALES :

HORMIGON : CLASE "B" b = 210kg/m²

**ACERO : $\sigma_{adm} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{fe} = 4200 \text{ kg/cm}^2$**



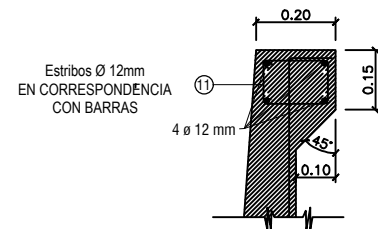
EL PUNTO "A" ES LA INTERSECCIÓN TEÓRICA DEL PARAMENTO VISTO DEL MURO DE ALA CON EL PARAMENTO DE LA ALCANTARILLA



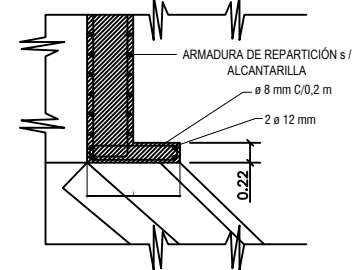
G = COTA DE FUNDACIÓN DE MURO DE ALA
D = COTA DE FUNDACIÓN DE LA ALCANTARILLA

DETALLES

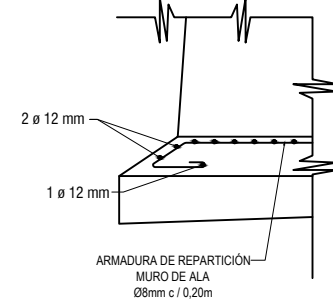
DETALLE ①



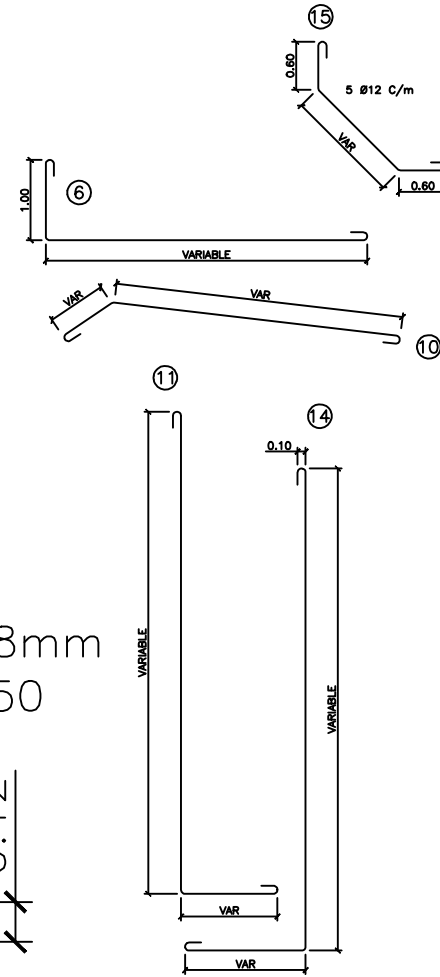
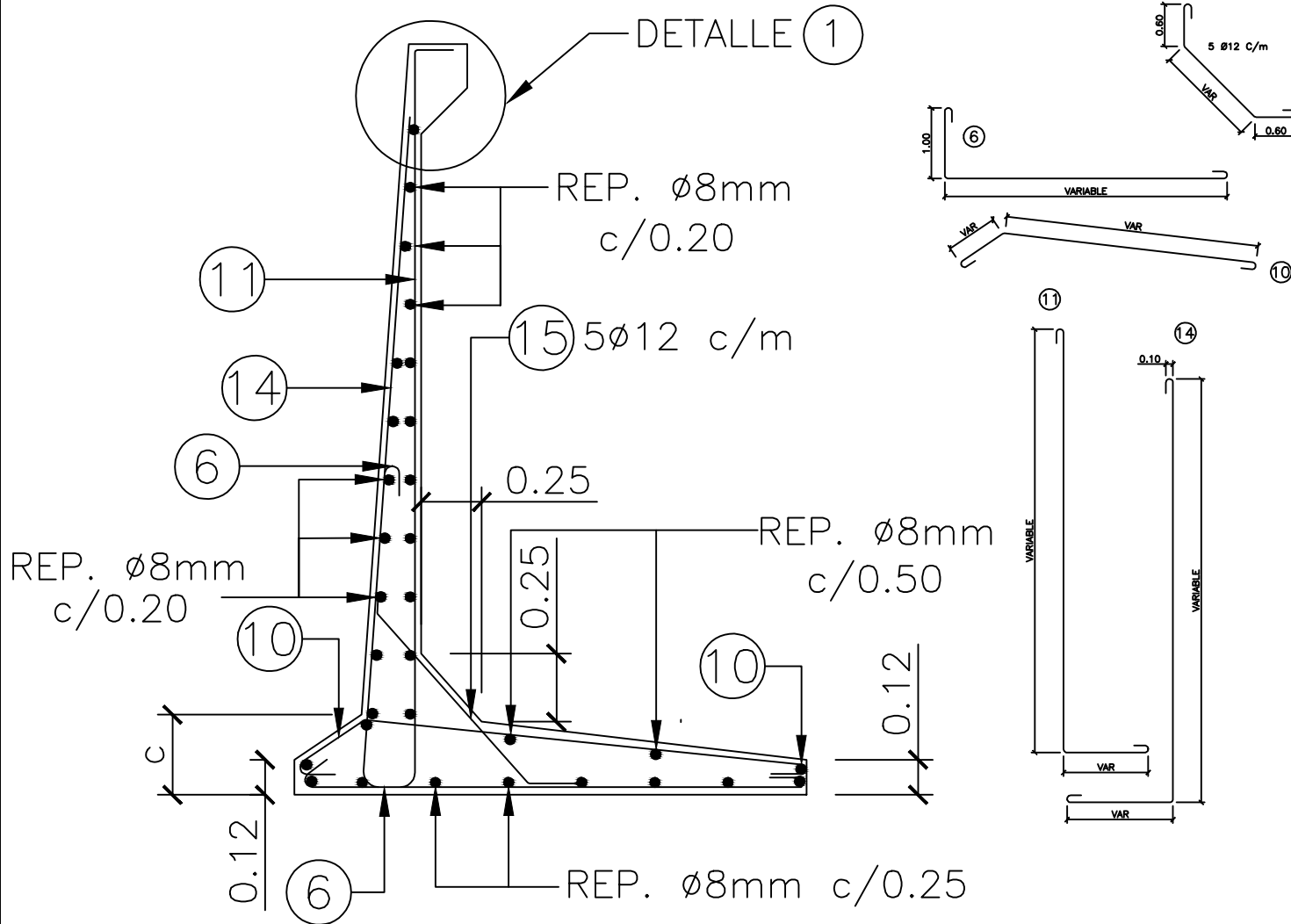
DETALLE ②



DETALLE ③

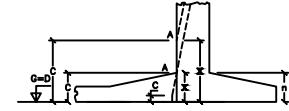


Muro de ala de 2,50m a 2,00m



CUADRO 6 - DETERMINACIÓN DEL VALOR "x"

CUANDO EL MURO DE ALA SE FUNDA A LA MISMA COTA QUE LA ALCANTARILLA FUNDADA CON PLATEA



c > n - x = c - ALTURA FUNDACIÓN DE MURO DE ALA (CUADRO 3)
 c < n - x = c - ALTURA INDICADA EN CUADRO ALCANTARILLA

CUADRO 7 - DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS "i" y "e"

ALA CORTA

$$e = \frac{(H2 - x) \cdot 0.072 + 0.20}{\cos(\alpha/2)}$$

$$i = e - \frac{0.10}{\cos(\alpha/2)}$$

ALA LARGA

$$e = \frac{(H2 - x) \cdot 0.072 + 0.20}{\sin(\alpha/2)}$$

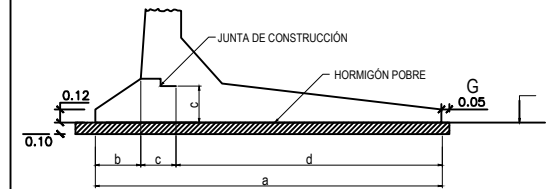
$$i = e - \frac{0.10}{\sin(\alpha/2)}$$

Donde:

$\alpha = 90^\circ$ PARA ALCANTARILLA RECTA
 H2 = ALTURA DESDE LA COTA DE FUNDACIÓN DE LA ALCANTARILLA HASTA EL EJE DE CALZADA

x Según cuadro 6

CONTRAPISO PARA FUNDACIÓN DIRECTA



(Dibujo para alcantarilla recta $\varphi=1.06$ y $\alpha = 90^\circ$)

CUADRO 1
TALUDES EN DIRECCIÓN DEL MURO DE ALA PARA DIVERSAS OBLICUIDADES DE LAS ALCANTARILLAS (TALUD DEL TERRAPLÉN 2:3)

OBLICUIDAD α	TALUD ALA CORTA $\frac{1.5}{\cos \alpha}$	TALUD ALA LARGA $\frac{1.5}{\sin \alpha}$
90°	1:2.12	1:2.12
80°	1:1.958	1:2.332
70°	1:1.832	1:2.614
60°	1:1.732	1:3.00
50°	1:1.656	1:3.546

CUADRO 2
BARRAS POR METRO

SECCIÓN	Muro de 2,5 a 2,0 m de altura				
Barra	6	10	11	15	14
\emptyset	12	12	12	12	12
CANT/m.	4	4	4	5	5

CUADRO 4 - CÁLCULO DE LA LONGITUD DEL MURO DE ALA

$M = (H2 - H1) * 2 \alpha$
 $H1 = \frac{(H2 + x)}{2}$
"x" Según Cuadro 6

φ ALA CORTA = $\frac{(0,75)}{\cos(\alpha/2)}$

φ ALA LARGA = $\frac{(0,75)}{\sin(\alpha/2)}$

OBLICUIDAD α	TALUD ALA CORTA	TALUD ALA LARGA
90°	1.060	1.060
80°	0.979	1.166
70°	0.916	1.307
60°	0.866	1.500
50°	0.828	1.773

PARA VALORES INTERMEDIOS DE α SE INTERPOLA LINEALMENTE LOS VALORES DE φ DAN DIRECTAMENTE LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DE MURO PARA VARIACIONES DE ALTURA DE 0,50m

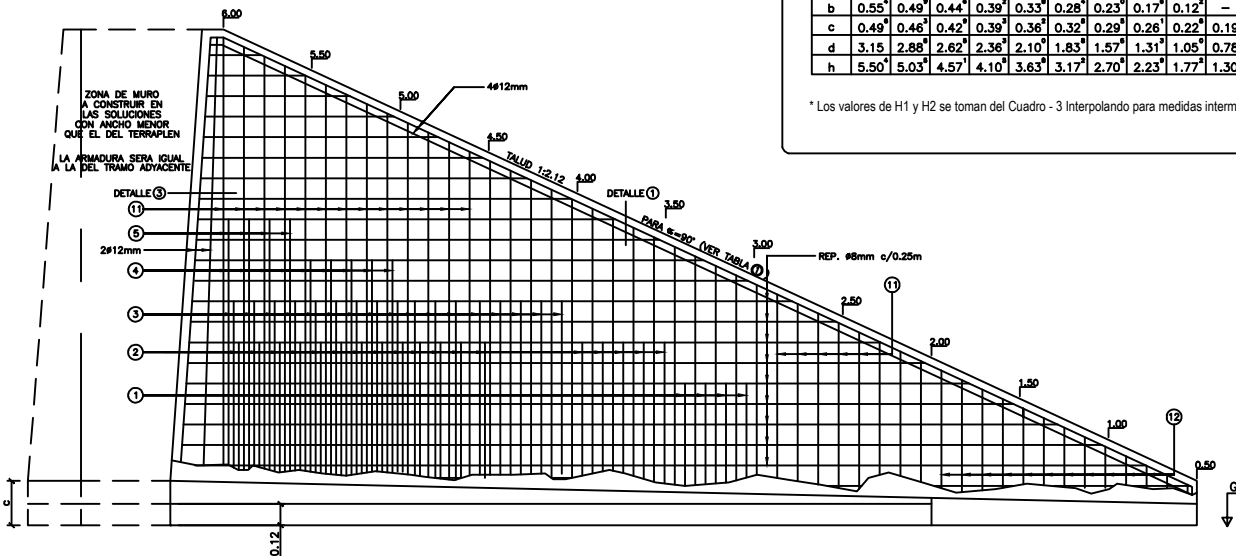
ALCANTARILLA C/PLATEA
PRESIONES SOBRE EL TERRENO

Muro de ala Ver plano X - 1676	Debajo platea 0,5 kg/cm ²
-----------------------------------	---

CUADRO 3
REDONDEAR VALORES AL CENTÍMETRO

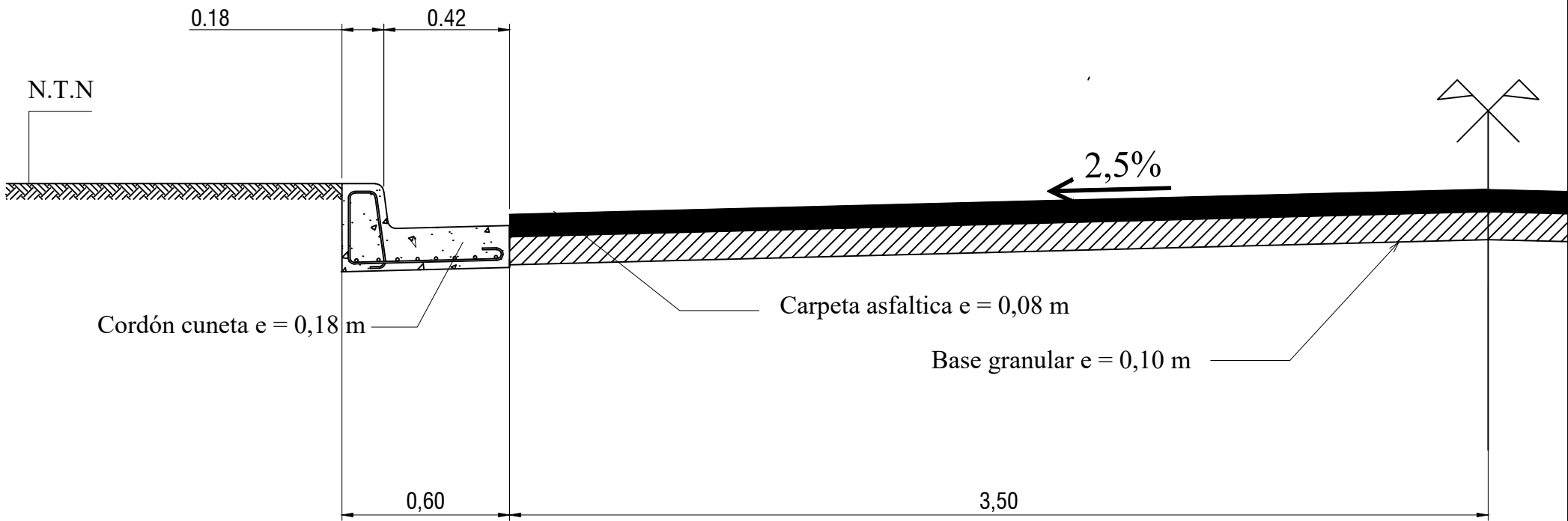
H1 H2	6.00	5.50	5.00	4.50	4.00	3.50	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.50
a	4.20	3.85	3.50	3.15	2.80	2.45	2.10	1.75	1.40	0.98	0.69	0.65
b	0.55	0.49	0.44	0.39	0.33	0.28	0.23	0.17	0.12	-	-	-
c	0.49	0.46	0.42	0.39	0.36	0.32	0.29	0.26	0.22	0.19	0.16	0.12
d	3.15	2.88	2.62	2.36	2.10	1.83	1.57	1.31	1.05	0.78	0.52	0.52
h	5.50	5.03	4.57	4.10	3.63	3.17	2.70	2.23	1.77	1.30	0.83	0.37

* Los valores de H1 y H2 se toman del Cuadro - 3 Interpolando para medidas intermedias



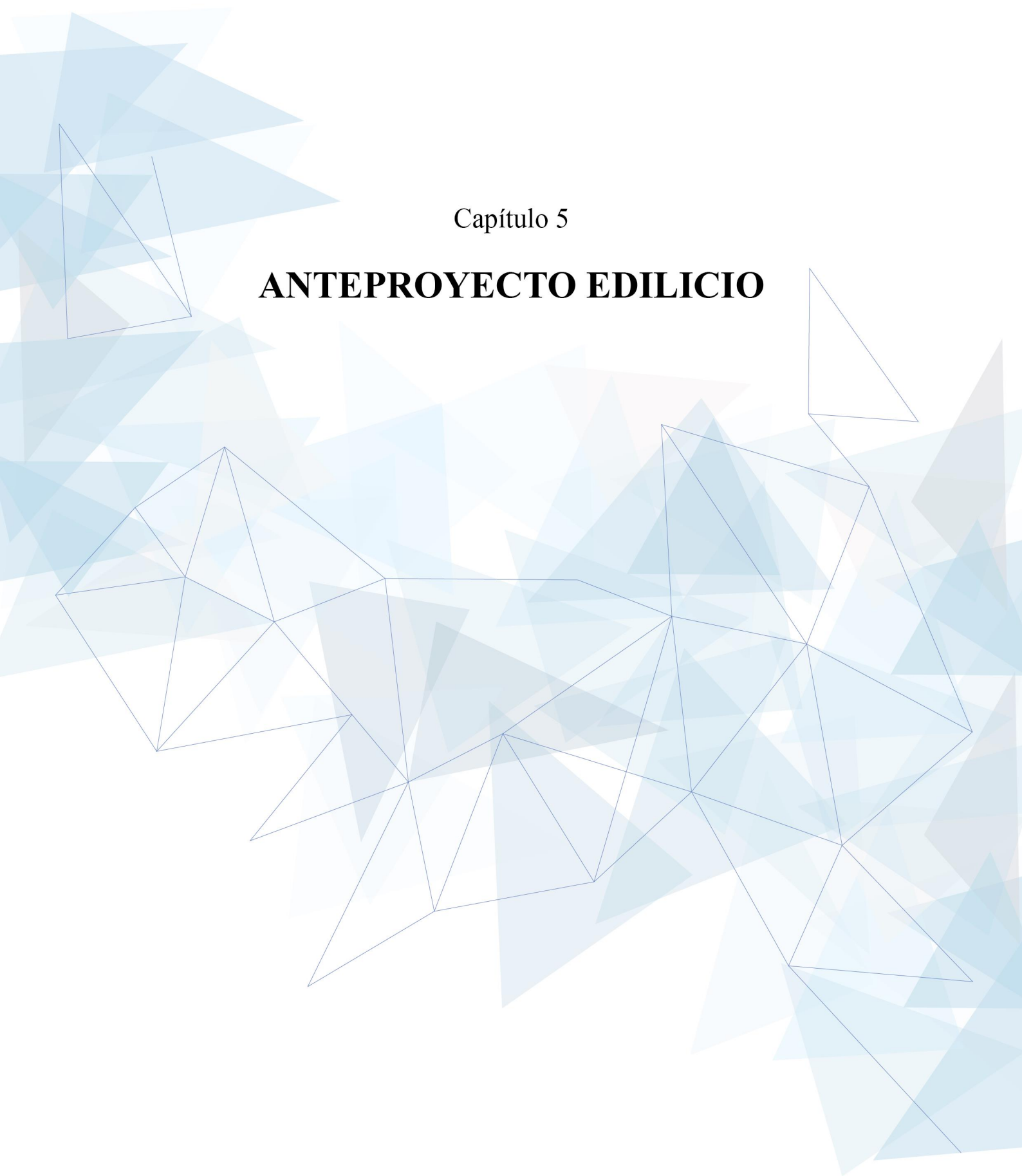
CUADRO 5 - PRESIÓN SOBRE EL TERRENO EN FUNCIÓN DE H

HASTA H	6.00	5.00	4.00	3.00	2.00	1.00
σ_t kg/cm ²	2.0	1.7	1.3	1.0	0.7	0.4



Capítulo 5

ANTEPROYECTO EDILICIO



CAPÍTULO 5 – ANTEPROYECTO EDIFICIO: INSTITUTO DE EDUCACIÓN SUPERIOR EN LA CIUDAD DE CHAJARÍ

El objetivo del apartado es elaborar un proyecto enmarcado en una propuesta educacional con el fin de brindar nuevas oportunidades de desarrollo a la región, generando un espacio agradable que responda a las demandas y que brinde incentivo y comodidad.

5.1 Situación actual

La problemática analizada es la falta de infraestructura y políticas relacionadas al ámbito educativo terciario y universitario, lo que provoca la inevitable relocalización en otras ciudades de los jóvenes egresados de las escuelas secundarias que desean realizar su capacitación profesional. Esto provoca disparidad de oportunidades entre diferentes niveles sociales, limitando esta posibilidad a la población económicamente desfavorecida.

Actualmente, como se mencionó en el apartado 2.2.10, la oferta académica consiste en opciones poco atractivas para los intereses regionales, lo cual se ve reflejado en la poca concurrencia a las mismas. Por lo tanto, se considera que el enfoque utilizado para determinar las disciplinas fue poco acertado y se deben replantear las necesidades.

5.2 Zona de afectación

La problemática no se reduce a los límites municipales de la localidad de Chajarí, ya que en la cercanía existen dos pueblos satélites como Villa del Rosario y Santa Ana, que son comunas de menor tamaño y dependen no sólo educativamente sino también en el ámbito salud y accesibilidad dado que su única vía de acceso los vincula indeliblemente con Chajarí. Esta dependencia amplía claramente el alcance de la necesidad. Además, la ciudad de Federación posee actividades sesgadas claramente al turismo y pocas ofertas académicas, lo que obliga a sus egresados secundarios a relocalizarse en, por ejemplo, ciudades como Concordia. Considerando que las distancias desde Federación a Concordia y desde Federación a Chajarí son sensiblemente similares, Chajarí se posiciona como una opción concreta y competitiva.

Dentro de la zona de afectación directa se encuentra la ciudad de Mocoretá, de la provincia de Corrientes, Colonia Alemana, San Pedro, Colonia Peña y otras pequeñas comunas cercanas pertenecientes al departamento Federación. Se presenta en la Tabla 5-1 las distancias medias desde dichos municipios y comunas a la ciudad de Chajarí.

Ciudad o comuna	Distancia media hasta Chajarí
Villa del Rosario	9,7 km
Santa Ana	22,2 km
Mocoretá	17,5 km
Federación	48,8 km
Colonia Alemana	23 km
San Pedro	8,4 km
Colonia Peña	21,2 km

Tabla 5.1 – Distancias medias hasta Chajarí. Fuente: Autor.

Además, en la Figura 5.1 puede apreciarse la zona de afectación en un mapa con la ubicación de cada ciudad o comuna que se consideran como intervinientes en la problemática que se analiza.

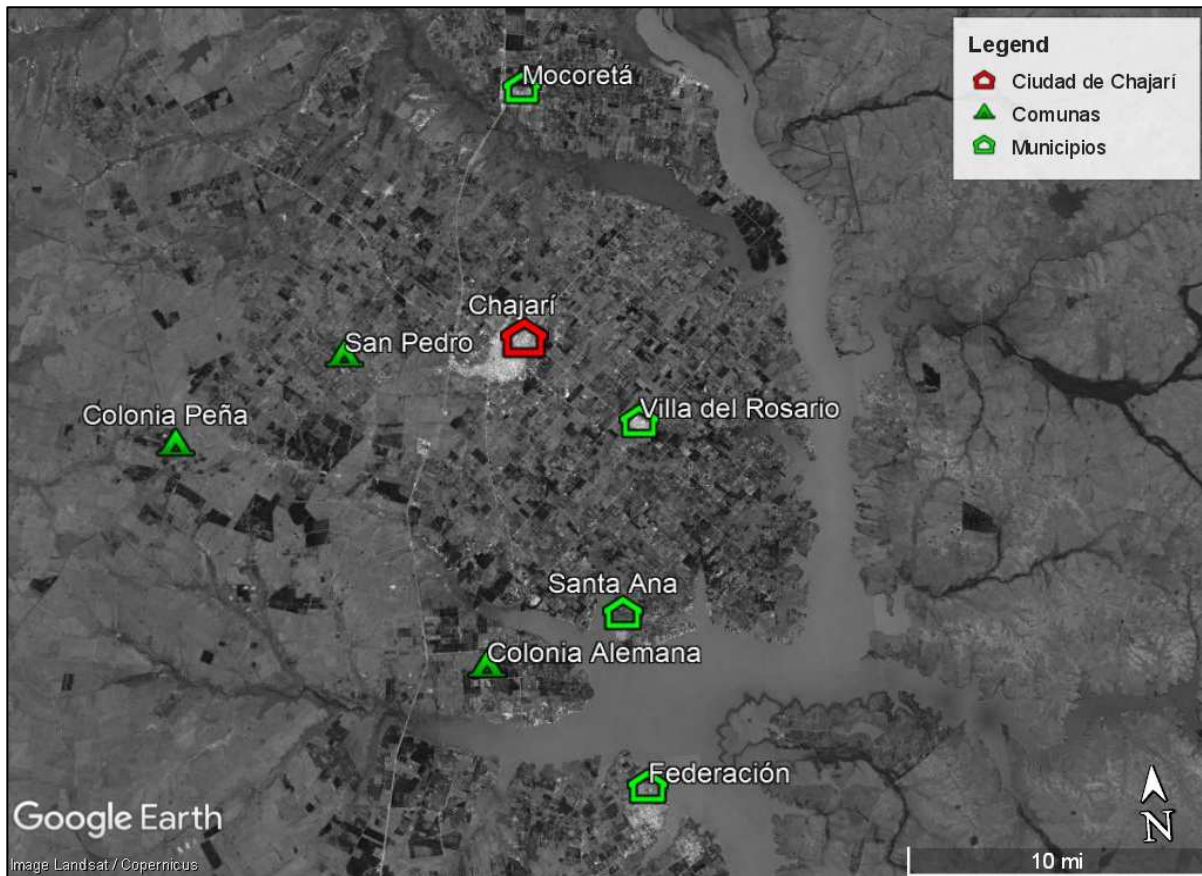


Figura 5.1 – Zona y ciudades/comunas afectadas. Fuente: Adaptado de Google Earth.

5.3 Análisis demográfico

Para conocer al detalle las características poblacionales de la zona y realizar un diagnóstico adecuado y preciso, se analizaron datos demográficos oficiales del INDEC de forma general para la provincia y particular del departamento y las ciudades inherentes al análisis.

La demografía analiza cualitativa y cuantitativamente a la población y el instrumento principal para hacerlo es el Censo Nacional. Los censos son la única fuente de información primaria para reflejar datos actualizados a la realidad. Esto permite planificar de mejor manera las acciones gubernamentales. Deben servir para priorizar la inversión pública en educación, seguridad y salud de forma más focalizada. También permite conocer características de la población como: rural y urbana, grupo étnico, religión, porcentajes de discapacidad, población económicamente activa, etcétera. Permitirá identificar poblaciones en estado de vulnerabilidad, zonas con desarrollo económico, fuerza laboral y realizar proyecciones poblacionales.

5.3.1 Datos correspondientes a la provincia de Entre Ríos

El Anuario Estadístico 2014, elaborado por la Dirección General de Estadística y Censos del Gobierno de Entre Ríos, explicita los datos demográficos de la provincia de Entre Ríos, entendiendo como tales al crecimiento absoluto, variación porcentual, tasas de crecimiento, natalidad y mortalidad general. Puede verificarse, entonces, que el departamento Federación es el segundo departamento de la provincia que posee el mayor crecimiento porcentual intercensal, con 14,20%. (sólo detrás del departamento Colón que posee 17,90%) poseyendo estos dos departamentos gran diferencia en el incremento respecto del resto.

También se observa una tasa de natalidad alta y una de las tasas de mortalidad más bajas de toda la provincia, indicadores que permiten suponer que la necesidad educacional será significativamente mayor en un futuro cercano.

Departamento	Población según censos		Crecimiento absoluto	Variación intercensal (%)	T.M.A.C. (o/oo hab.)	2001		2010	
	2001	2010				Tasa Nat. (o/oo hab.)	Tasa Mort. (o/oo hab.)	Tasa Nat. (o/oo hab.)	Tasa Mort. (o/oo hab.)
Total	1.158.147	1.235.994	77.847	6,70	7,30	20,50	7,80	17,40	7,70
Colón	52.718	62.160	9.442	17,90	18,60	19,02	9,85	17,90	8,90
Concordia	157.291	170.033	12.742	8,10	8,70	23,65	6,56	20,00	7,00
Diamante	44.095	46.361	2.266	5,10	5,60	16,92	8,89	14,30	8,20
Federación	60.204	68.736	8.532	14,20	14,90	24,11	6,85	19,90	6,70
Federal	25.055	25.863	808	3,20	3,60	28,27	6,74	18,30	7,60
Feliciano	14.584	15.079	495	3,40	3,70	37,65	8,18	19,60	6,40
Gualeguay	48.147	51.883	3.736	7,80	8,40	20,65	8,61	18,20	8,40
Gualeguaychú	101.350	109.461	8.111	8,00	8,60	19,15	8,48	16,70	8,40
Islas del Ibicuy	11.498	12.077	579	5,00	5,50	19,19	5,69	16,10	5,90
La Paz	66.158	66.903	745	1,10	1,30	26,26	7,26	20,10	7,90
Nogoyá	38.840	39.026	186	0,50	0,50	18,37	7,76	15,10	9,20
Paraná	319.614	339.930	20.316	6,40	6,90	17,71	7,07	16,00	7,40
San Salvador	16.118	17.357	1.239	7,70	8,30	22,33	6,63	18,90	6,90
Tala	25.892	25.665	-227	-0,90	-1,00	19,43	9,86	15,70	9,30
Uruguay	94.070	100.728	6.658	7,10	7,70	18,31	8,26	17,00	8,00
Victoria	34.097	35.767	1.670	4,90	5,40	19,96	9,05	17,00	8,10
Villaguay	48.416	48.965	549	1,10	1,30	24,36	8,83	16,70	7,40

Tabla 5.2 – Población y otros indicadores de la provincia de Entre Ríos. Fuente: INDEC.

5.3.2 Datos correspondientes al Departamento Federación

En nuestro país el INDEC pone a disposición de los usuarios la base de datos REDATAM del Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas realizado en el año 2010, derivada del Cuestionario Básico. Esta base de datos permite el procesamiento manual en línea de las principales temáticas abordadas por el Censo 2010, la elaboración de cuadros y gráficos con datos representativos de los niveles nacional, provincial y departamental de todas las variables censales. Asimismo, además del cuestionario básico mencionado, se presenta un Cuestionario Ampliado. Es importante señalar que el cuestionario ampliado del Censo 2010 se aplicó a una muestra probabilística de segmentos censales. Como en los censos anteriores de la Argentina que aplicaron un cuestionario básico y uno ampliado, este último se utilizó en una selección de viviendas de las localidades de mayor tamaño (más de 50.000 habitantes). En el resto de las localidades todas las viviendas fueron censadas con el cuestionario ampliado. Por lo tanto, para las ciudades que se analizan en el presente informe, todas ellas menores a 50.000 habitantes, los datos son específicos del cuestionario ampliado, no afectadas por el error muestral.

REDATAM es una solución tecnológica desarrollada por el Centro Latinoamericano y Caribeño de Demografía (CELADE), División de Población de la Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), de las Naciones Unidas (UN), con el propósito de aportar un conjunto de herramientas a los países de la región, para la caracterización y el análisis local, provincial y regional de los micro datos censales, a partir del procesamiento de los datos en línea, con la posibilidad de obtener tablas, gráficos y/o mapas. Esta base de datos permite disponer rápidamente y de manera sencilla de

distribuciones de frecuencias, cruces de variables y otros cuadros obtenidos a partir de los micro datos censales, dando respuesta a la necesidad de contar con estadísticas oportunas. En la sección Procesador Estadístico, el usuario tiene la opción de crear tabulados específicos de acuerdo a sus necesidades, utilizando el lenguaje de programación de REDATAM.

Cabe destacar que el INDEC establece los códigos de las unidades geográficas empleadas en los distintos operativos realizados. Dichos códigos geográficos acompañan tanto a la información estadística como a la cartografía elaborada y son la clave para poder asociar ambas informaciones y realizar, por ejemplo, mapas temáticos. Los códigos mencionados son códigos concatenados, hallándose los correspondientes a provincia, departamento y localidad. Analizando el departamento Federación, se observa en la Figura 5.2 que el área geográfica se encuentra dividida en trece fracciones

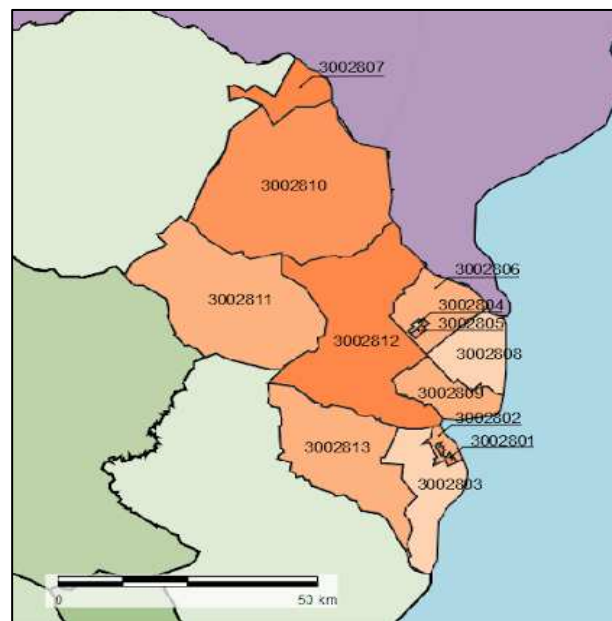


Figura 5.2 – Códigos correspondientes al departamento Federación. Fuente: INDEC.

Se presentan las localidades que corresponden a cada fracción con sus respectivos códigos. Seguidamente, se analizan las pirámides poblacionales individualmente, discretizadas según sexo y edades quinquenales.

Código concatenado	Fracción	Localidades
3002801	Fraccion Urbana	Federación
3002802	Fraccion Mixta	Federación
3002803	Fraccion Rural	Federación
3002804	Fraccion Urbana	Chajarí
3002805	Fraccion Urbana	Chajarí
3002806	Fraccion Mixta	Chajarí
3002807	Fraccion Mixta	San Jaime de la Frontera
3002808	Fraccion Mixta	Villa del Rosario
3002809	Fraccion Mixta	Santa Ana
3002810	Fraccion Mixta	Rural
3002811	Fraccion Mixta	San Ramón - Los Conquistadores
3002812	Fraccion Mixta	Colonia Alemana - Colonia San Pedro - Colonia Peña
3002813	Fraccion Mixta	Colonia La Argentina

Tabla 5.3 – Códigos concatenados para cada localidad. Fuente: Adaptado de INDEC.

5.3.2.1 Pirámide poblacional de Chajarí

Los resultados se obtienen de la suma de los datos de las fracciones 3002804, 3002805 y 3002806.

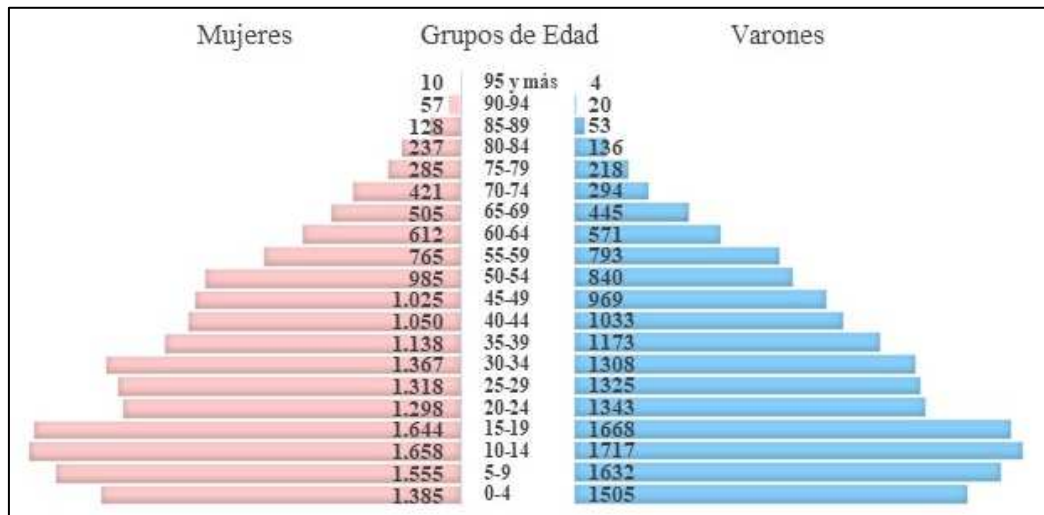


Figura 5.3 – Pirámide poblacional de la ciudad de Chajarí. Fuente: Adaptado de INDEC.

- Base de la pirámide estrecha.
- Mayor cantidad de hombres que mujeres en población juvenil.
- Disminución notoria entre la cantidad de individuos entre los grupos de edad de 20/24 años respecto del grupo del de 15/19 años.
- Disminución progresiva en grupos etarios superiores.

5.3.2.2 Pirámide poblacional de Federación

Para el caso de Federación, los datos corresponden a las fracciones 3002801, 3002802 y 3002803.

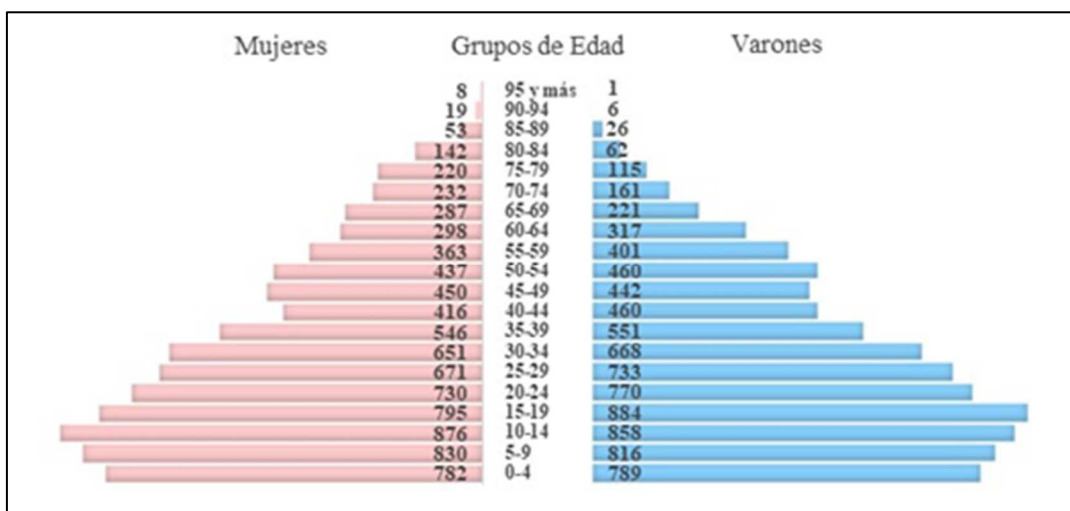


Figura 5.4 – Pirámide poblacional de la ciudad de Federación. Fuente: Adaptado de INDEC.

- Base de la pirámide estrecha.
- Se nota alguna disminución de la cantidad de individuos entre los grupos de edad de 20/24 años respecto del grupo del de 15/19 años.
- Equidad entre individuos de diferentes sexos en adultos.

- Estrechamiento notable en el grupo de edad de 40/44 años.
- Disminución progresiva en grupos etarios superiores.

5.3.2.3 Pirámide poblacional de Villa del Rosario

Los resultados corresponden a los datos de la fracción 3002808.

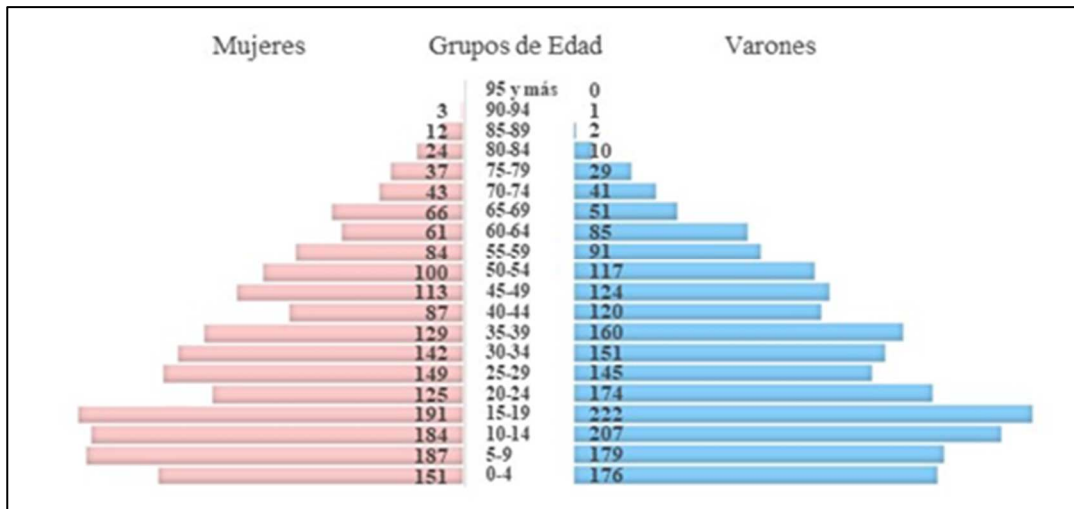


Figura 5.5 – Pirámide poblacional de la ciudad de Villa del Rosario. Fuente: Adaptado de INDEC.

- Base de la pirámide estrecha.
- Mayor cantidad de hombres que mujeres en jóvenes.
- Disminución muy importante en la cantidad de individuos en el grupo de edad de 20/24 años respecto del grupo de edad 15/19 años.
- Grandes variaciones entre diferentes sexos y grupos quinquenales. Sin patrón definido.
- Disminución progresiva en grupos etarios superiores.

5.3.2.4 Pirámide poblacional de Santa Ana

Los resultados corresponden a los datos de la fracción 3002809.

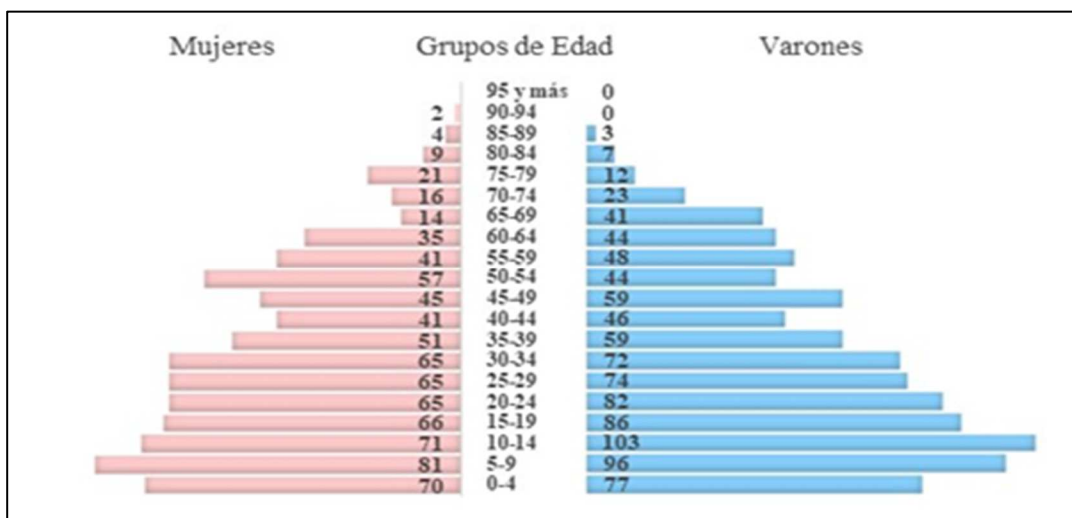


Figura 5.6 – Pirámide poblacional de la ciudad de Santa Ana. Fuente: Adaptado de INDEC.

- Base de la pirámide estrecha.
- Mayor cantidad de hombres que mujeres en jóvenes.
- Grandes variaciones entre diferentes sexos y grupos quinquenales. Sin patrón definido.
- Mayor cantidad de mujeres que hombres en ancianos.

5.3.2.5 Pirámide poblacional de Colonia San Pedro, Colonia Alemana y Colonia Peña

Los resultados corresponden a los datos de la fracción 3002812.

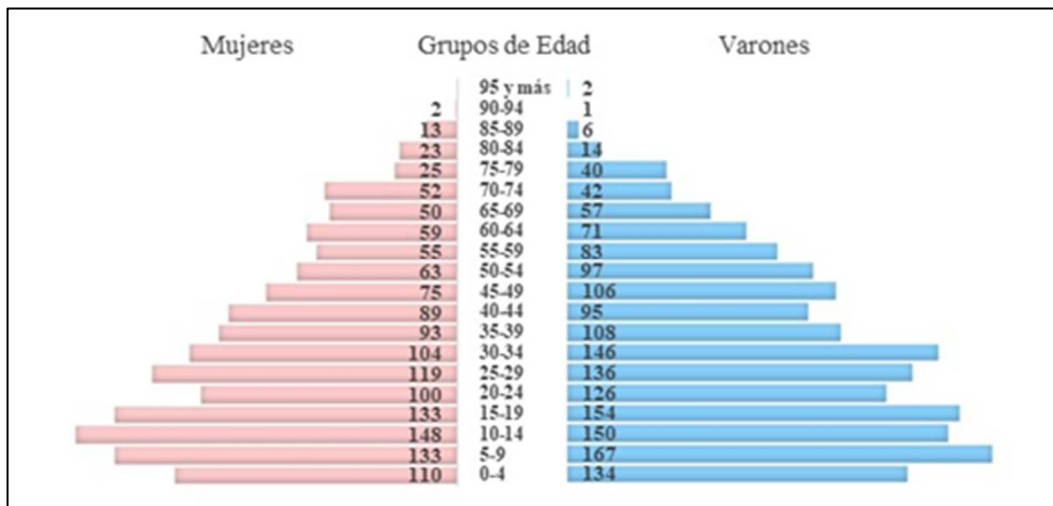


Figura 5.7 – Pirámide poblacional comunas cercanas a Chajarí - Fuente: Adaptado de INDEC.

- Base de la pirámide estrecha.
- Mayor cantidad de hombres que mujeres en jóvenes.
- Marcada disminución en la cantidad de individuos en el grupo de edad de 20/24 años respecto del grupo de edad 15/19 años.
- Grandes variaciones entre diferentes sexos y grupos quinquenales. Sin patrón definido.
- Mayor cantidad de mujeres que hombres en ancianos.

5.3.2.6 Pirámide poblacional de Mocoretá

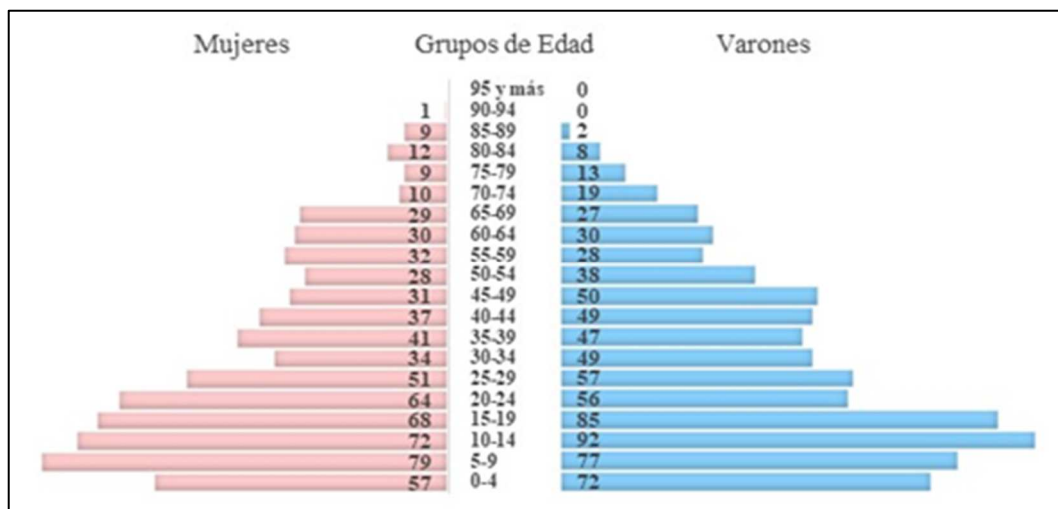


Figura 5.8 – Pirámide poblacional de Mocoretá. - Fuente: Adaptado de INDEC.

- Base de la pirámide estrecha.
- Mayor cantidad de hombres que mujeres en jóvenes.
- Notoria disminución en la cantidad de individuos en el grupo de edad de 20/24 años respecto del grupo de edad 15/19 años en hombres.
- Mayor cantidad de mujeres que hombres en ancianos.

5.3.3 Conclusiones

En todas las ciudades y comunas se puede explicar las bases estrechas, en concordancia con una baja en la natalidad en el año 2010 respecto de la década anterior. Esto se corresponde con un fenómeno que se registra a nivel mundial y marcadamente en la Argentina, como lo expone el Banco Mundial en el siguiente gráfico.

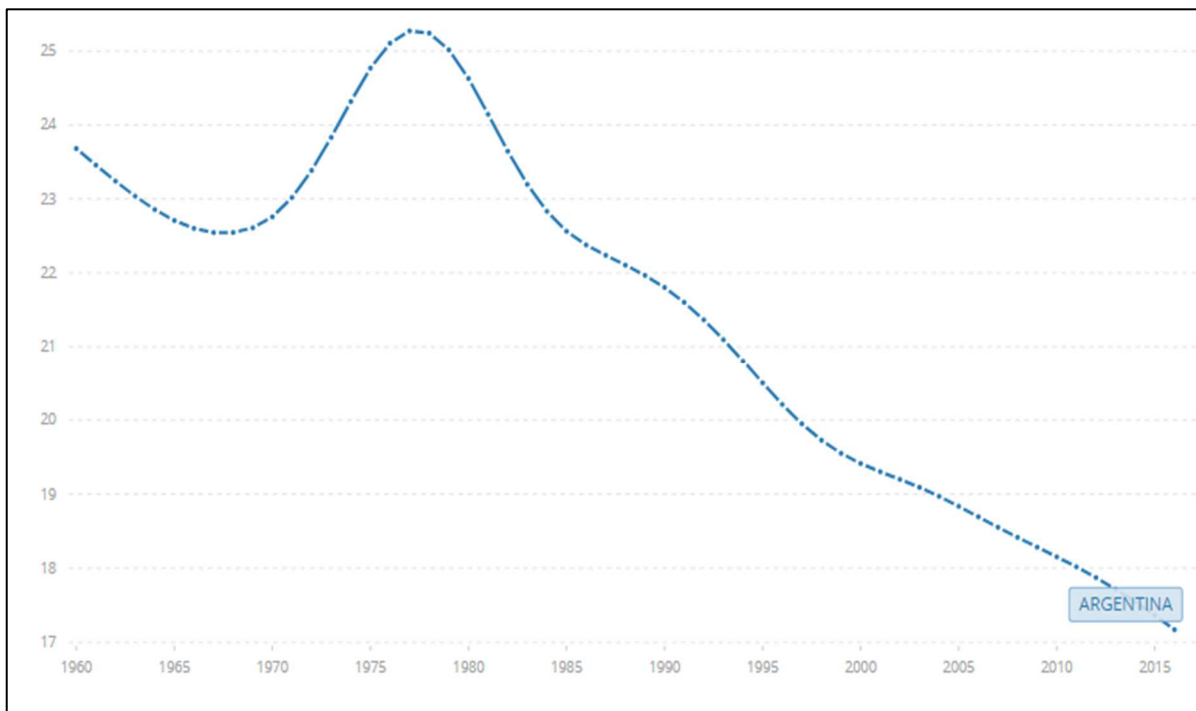


Figura 5.9 – Disminución de la natalidad en la República Argentina. Fuente: Banco Mundial.

Se menciona el hecho de que, si bien los datos sociodemográficos de las poblaciones que habita en pequeñas colonias a los alrededores de la ciudad de Chajarí es importante en valores absolutos, las pirámides poblacionales de pequeños poblados pueden no representar con exactitud una tendencia general, dado a la importancia relativa del conjunto que puede tener el comportamiento individual.

En las diferentes pirámides poblacionales analizadas se observan, en general, datos sociodemográficos que se corresponden con parámetros generales de la naturaleza humana como lo son mayor cantidad de nacimientos de hombres respecto a las mujeres, equidad entre ambos sexos en poblaciones adultas y mayor cantidad de mujeres en la ancianidad, correspondiente a la mayor tasa de mortalidad masculina. La reducción que existe entre la cantidad de individuos entre 15/19 años y 20/24 años en casi la totalidad de las pirámides analizadas puede explicarse en los jóvenes que se reciben de la escuela secundaria y desean instruirse en el nivel superior, ante la falta de oportunidades en la zona se ven forzados a retirarse a otras ciudades.

Una observación no menor es que muchos de ellos no regresan a su ciudad natal, quizás por la falta de oportunidad laboral.

5.4 Análisis general del sistema universitario

El presente apartado tiene por objeto desarrollar un análisis descriptivo de las principales características regionales del sistema de educación superior de Argentina.

Los datos utilizados han sido reunidos por el Ministerio de Educación de la Nación en un informe titulado “*Áreas de vacancia. Vinculación, pertinencia y planificación del sistema universitario*”, el cual se elaboró a partir de datos de la Secretaría de Políticas Universitarias (SPU), el Instituto Nacional de Formación Docente (INFD) y el Instituto Nacional de Formación Tecnológica (INET). La distribución de la oferta fue examinada según la participación de cada subsistema, el tipo de gestión de las instituciones que expiden los títulos (pública y privada), el nivel de la oferta (grado y pregrado) y las localidades donde se territorializa. Además, la oferta fue analizada de acuerdo con los campos de formación, categorías construidas por la Secretaría Ejecutiva de los Consejos Regionales de Planificación de la Educación Superior (CPRES) con el objetivo de agrupar las titulaciones de acuerdo con su afinidad profesional a partir de la formación de base. Subsidiariamente, con el objetivo de lograr una clasificación más exhaustiva, se desarrolló una subcategorización haciendo hincapié en las áreas de inserción profesional de los graduados.

Esta clasificación permite visibilizar las propuestas regionales respecto de la escala Nacional, con el fin de reflejar un mapa de la educación superior.

A partir del tratamiento de estos datos, se elabora una serie de insumos tendientes a definir áreas de vacancia para cada Consejo Regional de Planificación de la Educación Superior.

5.4.1 Metodología de análisis

La unidad de análisis es la oferta de títulos y no las carreras únicamente. Esta definición se relaciona con el hecho de que la información fue procesada con el objetivo de desarrollar un mapa georeferenciado que refleje la totalidad de la oferta de educación superior y su distribución en el territorio nacional. En virtud de ello, la base tiene en cuenta la cantidad de veces que una titulación es ofrecida y en qué localidades se desarrolla su dictado, independiente de la institución educativa a la que pertenece.

La población de estudiantes universitarios se analiza considerando el nivel de la oferta y el campo de formación en el que se inscriben las titulaciones. La primera variable permite determinar la cantidad de estudiantes universitarios que actualmente cursan carreras de grado y pregrado, datos relevantes si se tiene en cuenta las características de la demanda laboral.

En segundo término, resulta pertinente estudiar la distribución de la población estudiantil universitaria según los distintos campos y subcampos de formación, dado que ello permite complejizar el análisis de la oferta de títulos en el territorio y analizar si existen campos con baja proporción de titulaciones que concentren buena parte de los estudiantes de una región o jurisdicción, creando entonces un área de vacancia.

5.4.2 Oferta de títulos en el territorio nacional

En 2017, se registraron 13.872 ofertas de títulos en el territorio nacional y 2.383 instituciones formadoras. En ambos aspectos, las regiones metropolitana y centro mantienen una presencia mayoritaria. En la Figura 5.10, se representa la distribución porcentual de cada una de ellas según la región a la que pertenecen. Cabe mencionar, que la región centro, conformada por las provincias de Córdoba, Santa Fe y Entre ríos, posee el 21% de la oferta de títulos y el 24% de las instituciones universitarias totales.

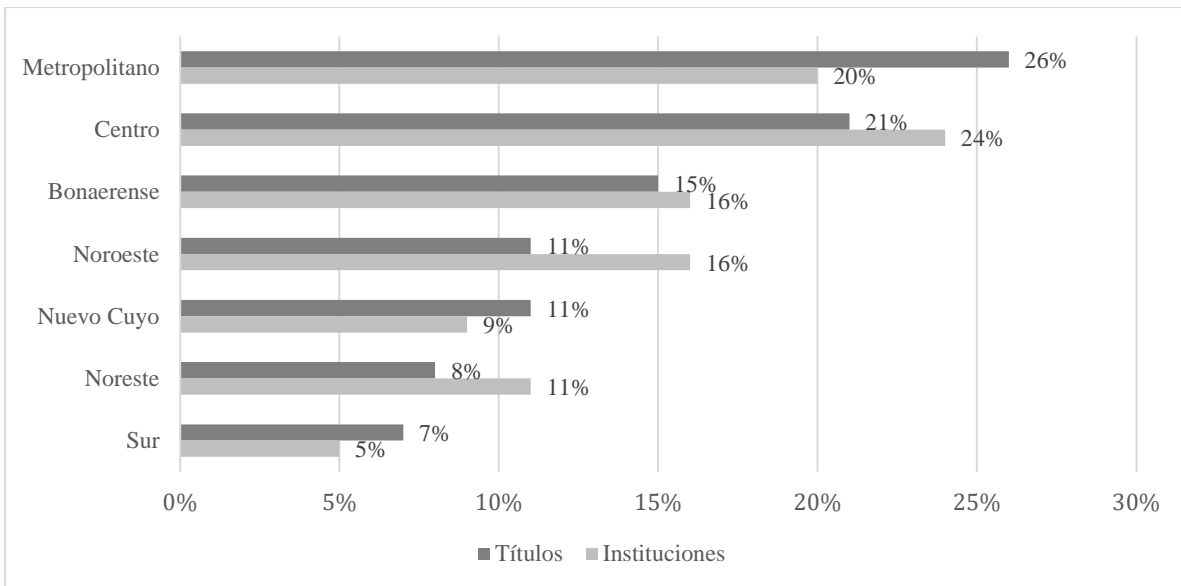


Figura 5.10 – Distribución de ofertas de títulos e instituciones. Fuente: Adaptado de SPU.

Si bien la región concentra un importante porcentaje de ofertas, puede observarse que la provincia de Entre Ríos se encuentra relegada en comparación.

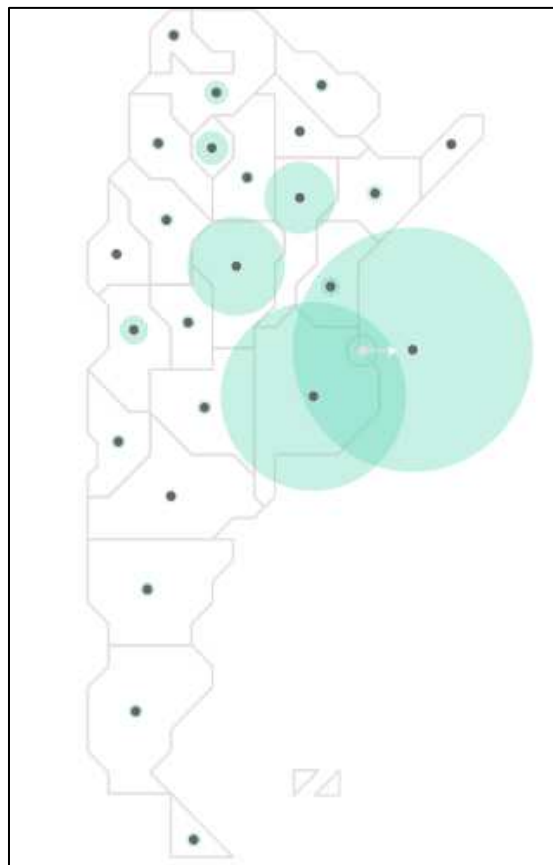


Figura 5.11 – Distribución de instituciones educativas en el territorio nacional. Fuente: SPU.

A continuación, en la Figura 5.12, se presenta la distribución de cada subsistema en términos porcentuales según región. Particularmente en la región centro, los institutos universitarios presentan el mayor porcentaje de participación en la oferta.

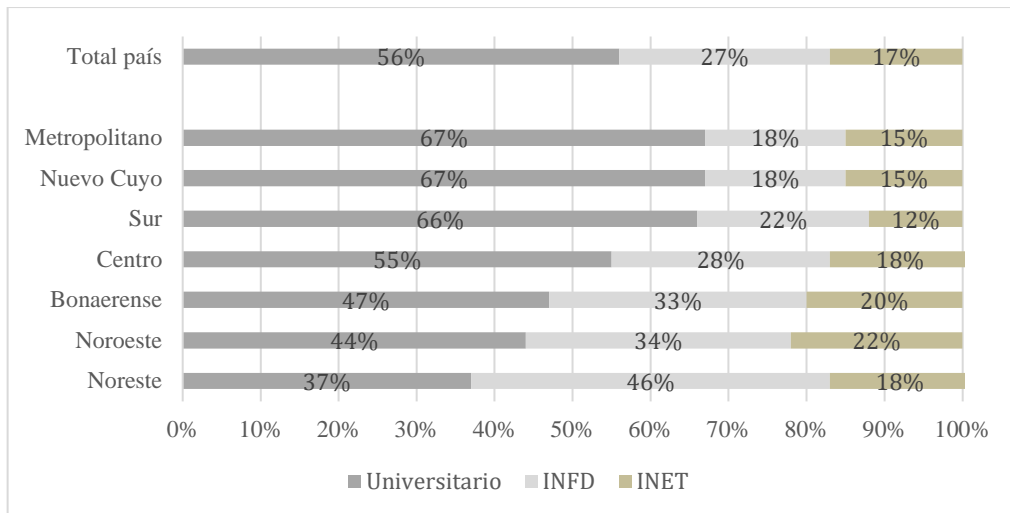


Figura 5.12 – Participación de subsistemas en la oferta de títulos. Fuente: Adaptado de SPU.

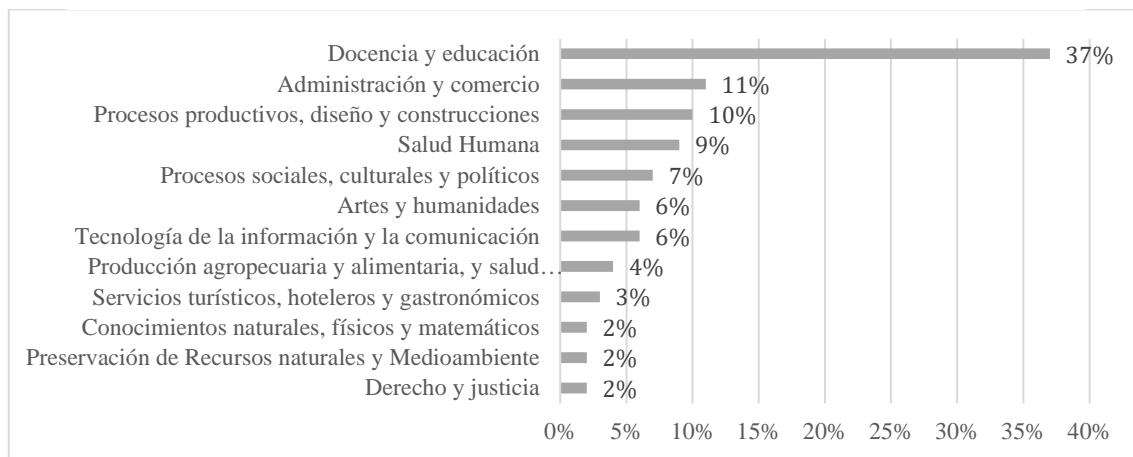


Figura 5.13 – Distribución de oferta de títulos según campo. Fuente: Adaptado de SPU.

Si se observan las ofertas según su distribución entre los campos de formación construidos por el CPRES (Figura 5.13), se destaca la presencia del área *Docencia y educación* con el 37% del total, muy por encima de las demás.

5.4.3 Población de estudiantes del subsistema universitario a nivel nacional

En el año 2016, la cantidad de estudiantes que cursaban ofertas de pregrado y grado en instituciones del subsistema universitario ascendió a 1.939.419, lo cual se puede observar según región en la Figura 5.14.

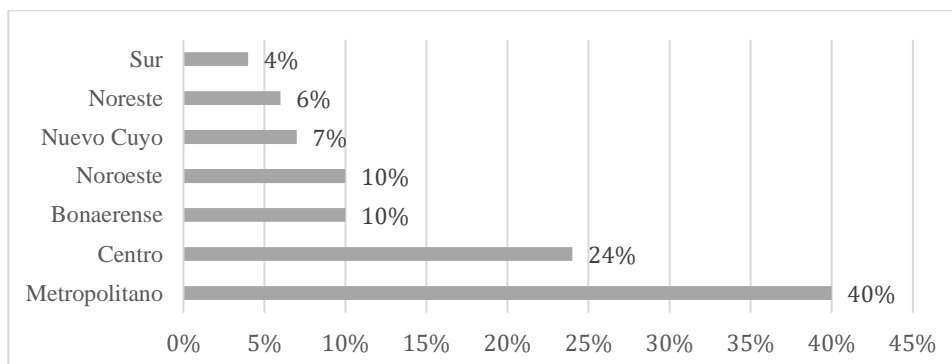


Figura 5.14 – Distribución de estudiantes universitarios según región. Fuente: Adaptado de SPU.

En la Figura 5.15 se presenta una distribución porcentual de la población de estudiantes universitarios según los campos de formación en todo el territorio nacional. Como puede observarse, se destaca el peso de los campos *Salud Humana* y *Administración y Comercio*, dado que reúnen el 20% y el 18% respectivamente del total.

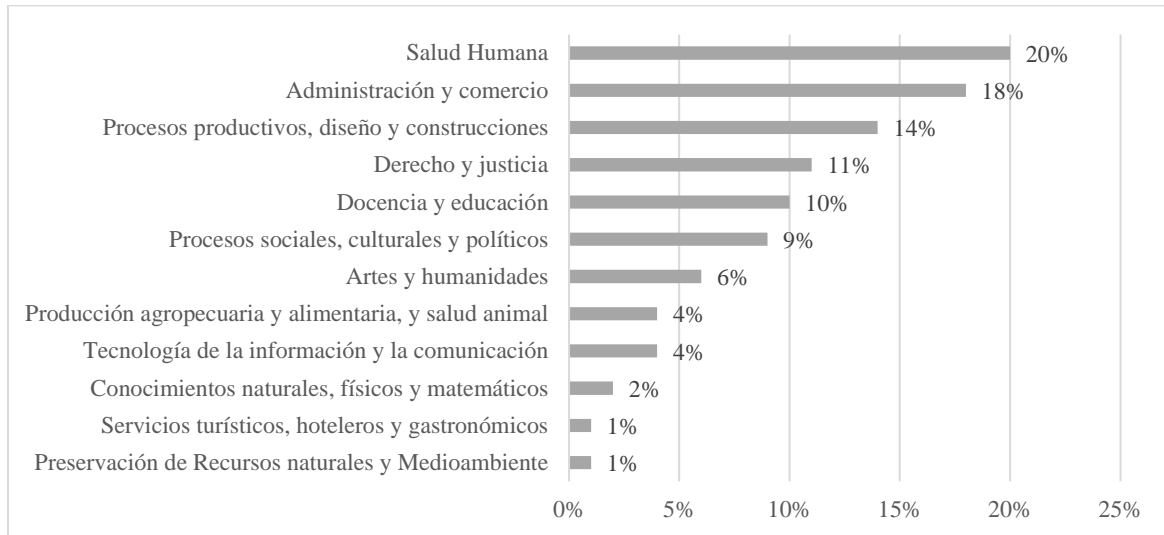


Figura 5.15 – Distribución porcentual de estudiantes universitarios según campos. Fuente: SPU.

5.4.4 Oferta de títulos en el territorio provincial

En la provincia de Entre Ríos se registra un total de 631 ofertas de títulos en su territorio. De esta cantidad, el 54% (340) corresponde al sistema universitario. Por su parte, si se examina la oferta de títulos según el tipo de gestión de las instituciones que las expiden, se observa que el 69% (437) de la oferta está a cargo de instituciones de gestión estatal y el 31% (194) a cargo de instituciones de gestión privada.

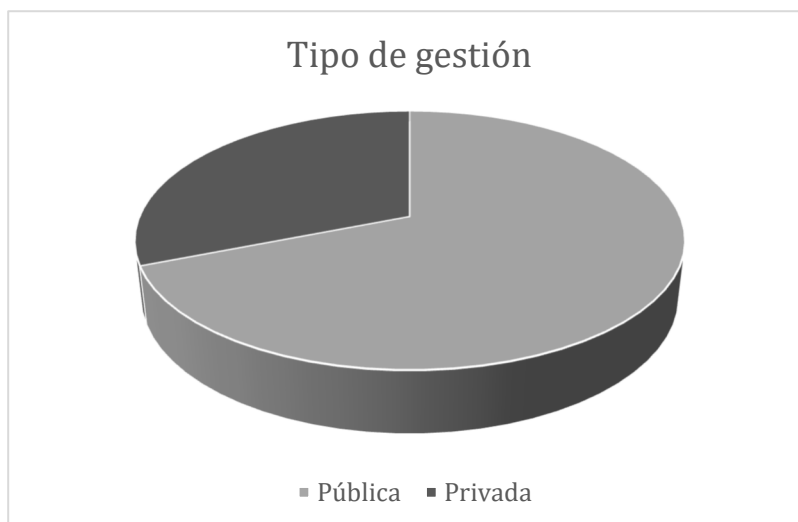


Figura 5.16 – Distribución de instituciones universitarias según tipo de gestión. Fuente: SPU.

Si se observan las ofertas de título, considerando su dispersión entre los 12 campos de formación, se destaca la presencia del área *Docencia y Educación* con el 47%. En segundo término, se ubica el área de *Salud Humana* con el 12%.



Figura 5.17 – Distribución de ofertas de títulos según campos. Fuente: Adaptado del SPU.

5.4.4.1 Población estudiantil del subsistema universitario provincial

En el año 2016, la cantidad de alumnos del subsistema universitario de la provincia de Entre Ríos ascendió a 47.894, cifra que representa tan sólo el 11% de la población estudiantil de la región centro. En la Figura 5.18, se representa la distribución porcentual de estudiantes del sistema universitario según los campos de formación elaborados por el CPRES. Como se puede observar, se destaca el peso del campo *Salud Humana*, que reúne el 30% de los alumnos.

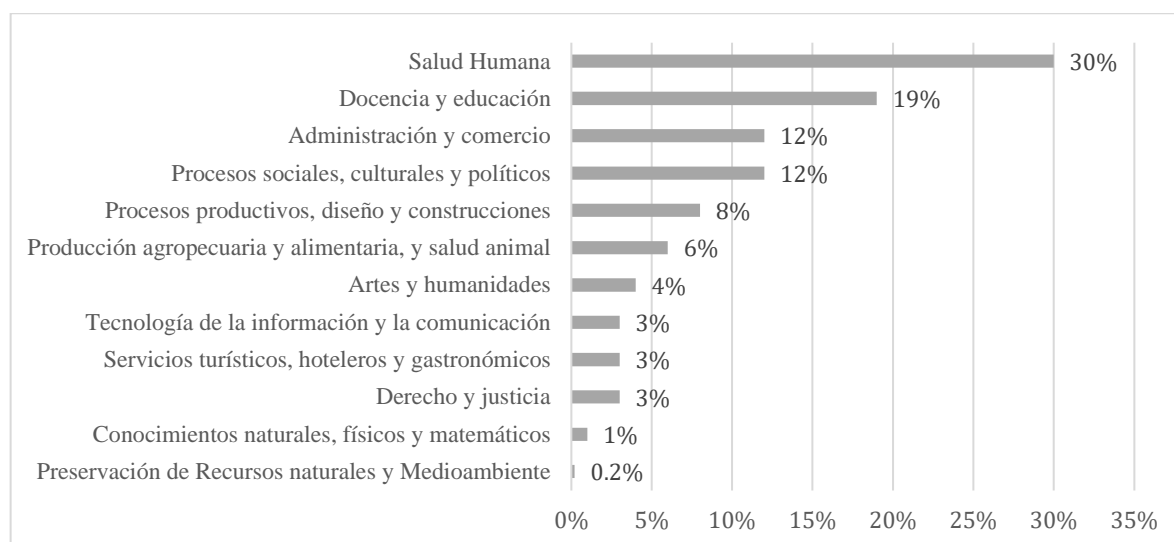


Figura 5.18 – Distribución de estudiantes universitarios según campos. Fuente: Adaptado del SPU.

5.4.5 Áreas de vacancia y conclusiones

A partir de los datos analizados, es posible abordar una conclusión en relación a las necesidades planteadas por la demanda y desbalances en la oferta. Entonces, se puede definir el concepto de áreas de vacancia. Esta es el resultado de la lectura conjunta de los datos de distribución de oferta de título y estudiantes universitarios en el territorio. Para esto, se presenta un esquema comparativo, donde las categorías se disponen desde la más deficitaria a la más superavitaria.

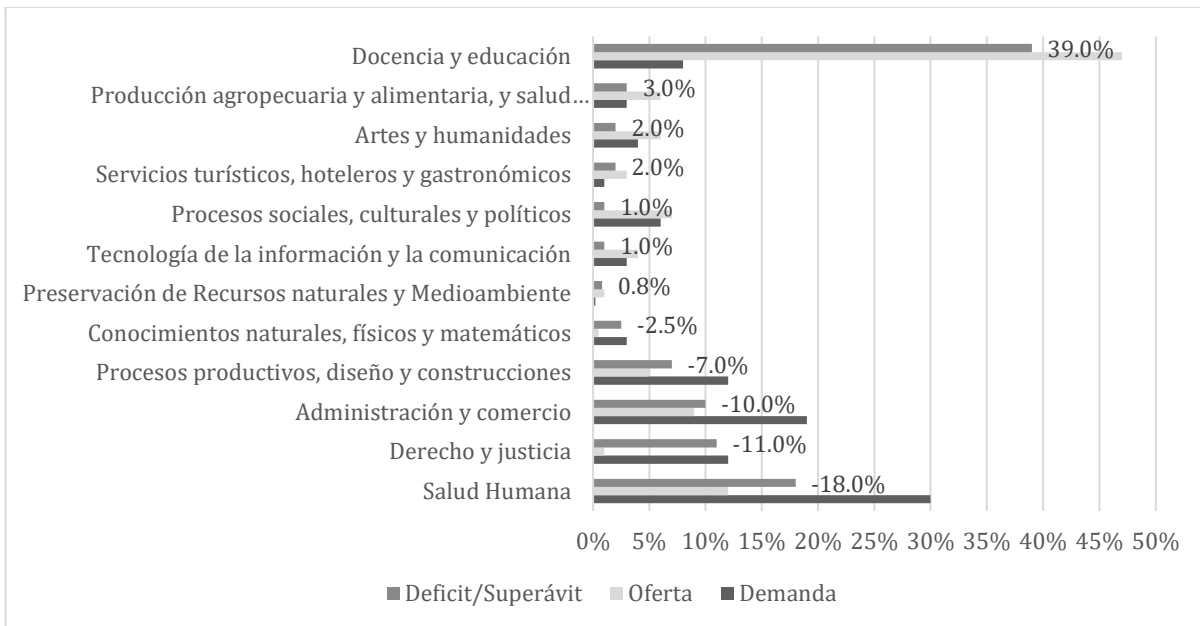


Figura 5.19 – Relación entre oferta de títulos y necesidades. Fuente: Adaptado de SPU.

Se observa claramente un déficit en varios campos. Sin embargo, atendiendo al peso relativo de cada uno de ellos, se denota una notoria deficiencia en el sector de *Salud Humana*, ya que la misma cuenta con una población estudiantil del 30% y tan sólo un 12% de oferta de títulos en la provincia, creando el mayor déficit porcentual de todos los campos de formación con un valor del 18%.

En conclusión, se considera necesaria la aplicación de políticas públicas universitarias enfocadas en los campos de formación deficitarios con el fin de mitigar las falencias evidenciadas.

5.5 Orientación educacional en la ciudad de Chajarí

A partir de una encuesta realizada a egresados de distintas escuelas secundarias de la ciudad, se determinó la tendencia educacional existente en la población local. Esto permitirá observar si, puntalmente en la ciudad, se sigue la tendencia nacional sobre la demanda de ciertas carreras universitarias. A continuación, se enumeran las preguntas realizadas, las cuales buscaron ser lo menos tendenciosas posibles para obtener resultados realmente representativos:

- ¿En qué escuela realizas/realizaste tus estudios secundarios?
- ¿En qué año egresarás/egresaste?
- ¿Aproximadamente cuantos alumnos hay/había en tu salón?
- ¿Tuviste o tienes la posibilidad de seguir una carrera universitaria/terciaria?
 - Si tu respuesta fue no, ¿Qué motivos te lo impidieron?
 - Si tu respuesta fue si, ¿Qué carrera universitaria deseas o deseabas seguir?
- ¿Es la carrera que terminaste estudiando?
 - Si tu respuesta fue no, ¿A qué se debió?

Sobre un total de 130 encuestas respondidas, los resultados arrojaron gran dispersión, con 52 carreras diferentes elegidas. Con el fin de unificar los datos, se agruparon según los 12 campos de referencia definidos por la Secretaría de Políticas Universitarias previamente citados, a saber:

- Administración y comercio

- Artes y humanidades
- Conocimientos naturales, físicos y matemáticos
- Derecho y justicia
- Docencia y educación
- Preservación de recursos naturales y medioambiente
- Procesos productivos, diseño y construcciones
- Procesos sociales, culturales y políticos
- Producción agropecuaria y alimentaria, y salud animal
- Salud Humana
- Servicios turísticos, hoteleros y gastronómicos
- Tecnología de la información y la comunicación

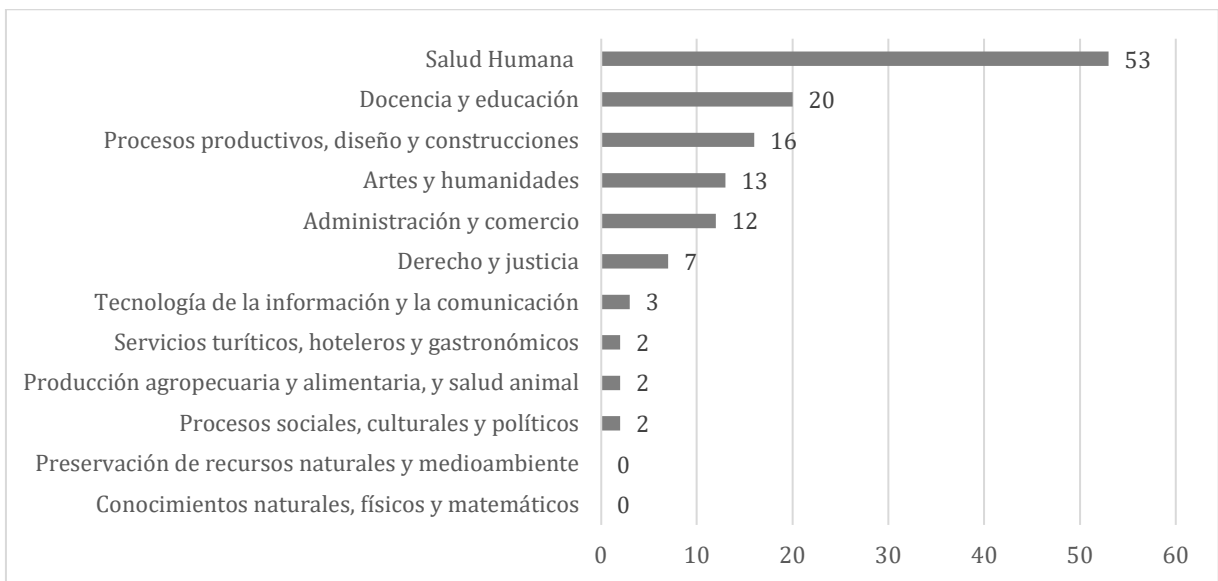


Figura 5.20 – Resultados de encuestas en cantidad de individuos. Fuente: Autor.

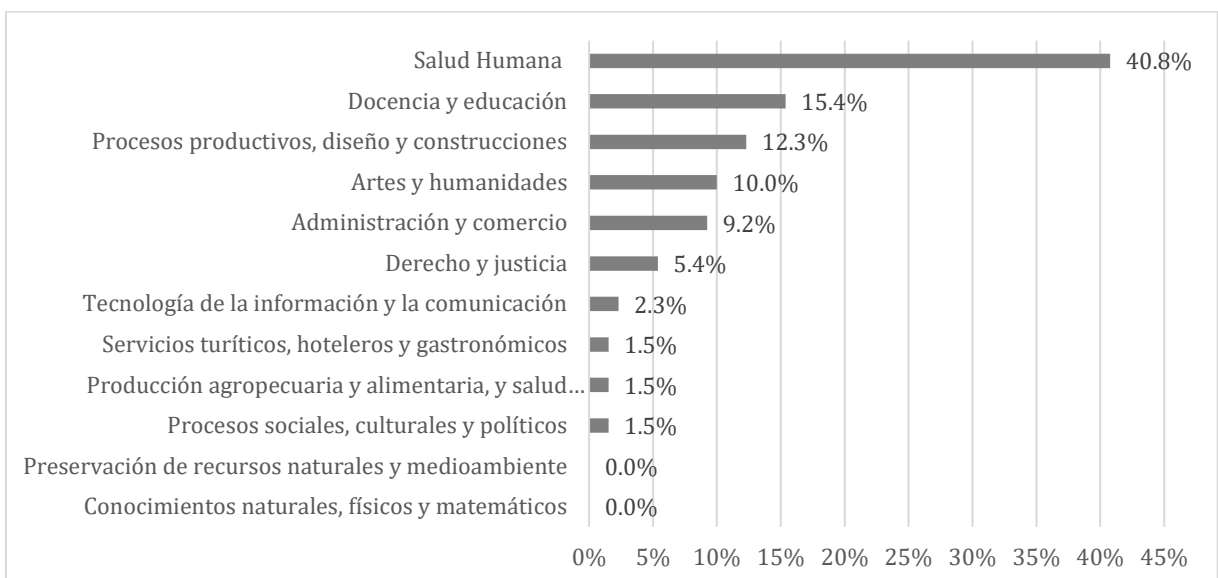


Figura 5.21 – Resultados de encuestas en porcentaje. Fuente: Autor.

Se observa una tendencia importante a elegir carreras relacionadas al campo de la **salud humana**. Si se discretiza este campo en cada una de las carreras elegidas por los encuestados, se obtienen los siguientes resultados porcentuales:

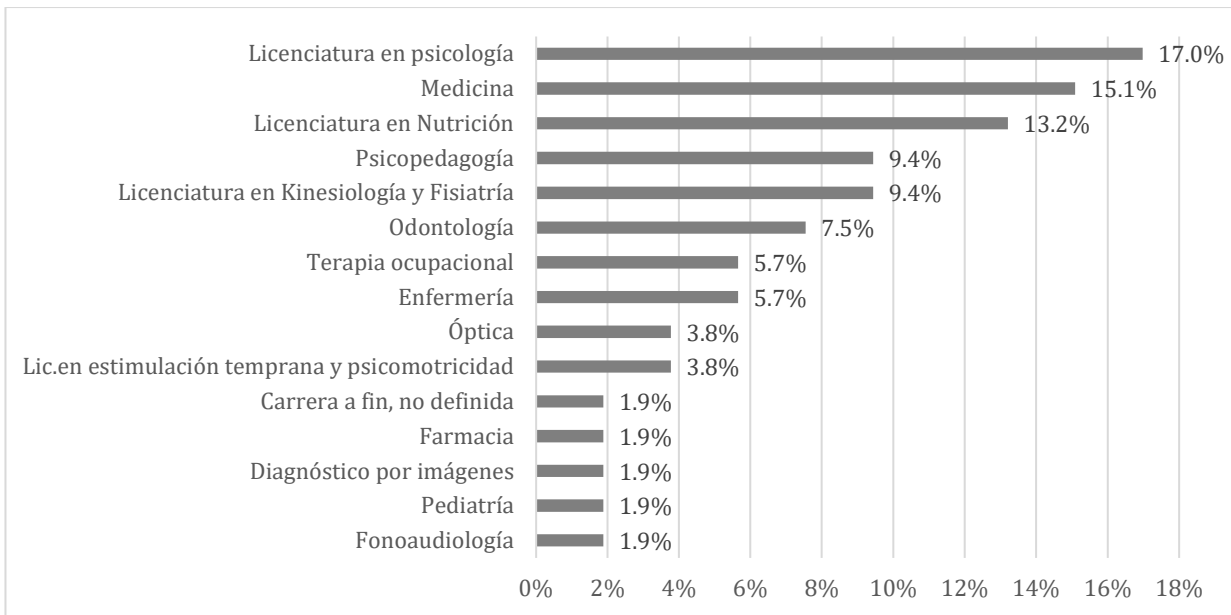


Figura 5.22 – Resultados de encuestas en el campo de salud humana. Fuente: Autor.

En base a los resultados, se considera la creación de un espacio de estudio para carreras afines a las ciencias médicas. Sin embargo, no es el único motivo.

¿POR QUÉ SE ELIGIÓ CIENCIAS MÉDICAS?

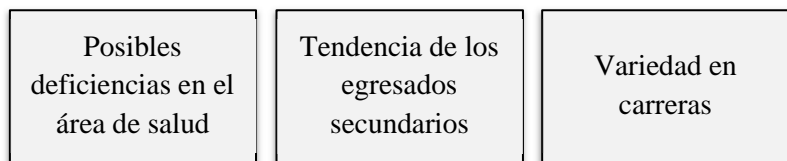
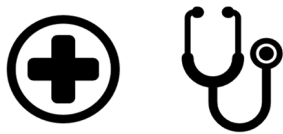


Figura 5.23 – Motivaciones que impulsan la elección. Fuente: Autor.

Los resultados obtenidos en las encuestas se adicionan a la conclusión derivada de las bases de las pirámides poblacionales de todas las ciudades y pueblos en el área de incidencia, que arrojan posibles deficiencias en el área de salud y/o maternidad, y a la gran variedad de carreras que es posible dictar en una institución de ciencias médicas. Ahora bien, para la determinación más exacta de cuáles carreras escoger, se recurre a sus planes de estudio y se decide en base a las similitudes entre las materias básicas dictadas en los primeros años.

¿QUÉ CARRERAS SE DICTARÁN?

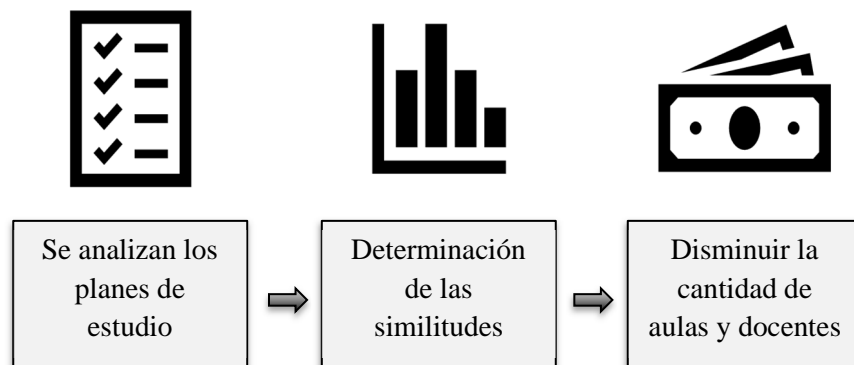


Figura 5.24 – Análisis de carreras a dictar. Fuente: Autor.

De esta manera, se logra disminuir drásticamente la cantidad de docentes y aulas requeridos por una cuestión económica.

Las carreras finalmente escogidas son:

- Licenciatura en Enfermería.
- Licenciatura en Kinesiología.
- Licenciatura en Nutrición.
- Licenciatura en Psicología.
- Licenciatura en Psicopedagogía.

Como se mencionó, uno de los criterios de elección fue la similitud entre sus materias básicas. En la Tabla 5-4 se muestra dicha comparativa.

Materias	Enfermería	Kinesiología	Nutrición	Psicología	Psicopedagogía
Química	x	x	x		
Biología	x	x	x	x	x
Anatomía y fisiología	x	x	x		x
Inglés	x	x	x	x	x
Metodología de la investigación	x	x	x	x	x
Estadística		x	x	x	x
Ética profesional	x	x	x	x	x
Introducción a la nutrición	x		x		
Psicología general	x	x	x	x	x
Filosofía/Antropología	x		x	x	x

Tabla 5.4 – Comparación de materias básicas entre carreras. Fuente: Autor.

Por otro lado, cabe mencionar que la duración de las carreras en cuestión es muy similar, lo que favorece, al menos en primera instancia, al recambio teórico entre ingresante y graduados.

Se entiende que una facultad es un polo de atracción para muchos egresados del nivel secundario y es posible que un gran porcentaje de los que en principio estén interesados en las ciencias médicas y, que por diversas razones no cuenten con los recursos suficientes para trasladarse a otras instituciones fuera de la ciudad, puedan sentirse seducidos a desarrollar sus estudios dentro de alguna de las cinco carreras que se dictarán, pese a que no sea su primera opción. Por último, es necesario realizar algunos comentarios de los resultados a fin fundamentar la elección realizada. Se observa que las 5 carreras escogidas corresponden al 54,7% del total de la demanda dentro del campo de la salud humana, sobre un total de 15 carreras y al 22,3% del total de la demanda, sobre 52 carreras. Cabe destacar que, aunque Medicina representa gran parte de la demanda (15,1% en el campo de salud humana y 6,2% del total), la complejidad de esta carrera presenta grandes requerimientos tanto en recursos humanos como en infraestructura. Además, la gran cantidad de especializaciones en las que puede derivar, suponen un obstáculo insalvable para una ciudad con tan poco desarrollo universitario. En tal caso, sería necesario el desarrollo de una institución formada específicamente para tal fin.

5.6 Estimación de población estudiantil

Con el objeto de realizar una estimación del espacio requerido para el dictado de las clases y el desarrollo de las actividades académicas, es necesario determinar el tamaño de la población estudiantil futura. Para ello, se recurre a información y estadísticas aportadas por el Consejo General de Educación,

Dirección General de Planeamiento Educativo, Departamento de Estadísticas y Censos de la Provincia de Entre Ríos. Este organismo tiene como propósito la organización técnica y administrativa que garantice la enseñanza, centrándose en una educación de calidad, permitiendo el crecimiento personal y social de los ciudadanos. A continuación, se presenta una tabla resumen de los alumnos regulares, repitentes y egresados de Educación Común de Nivel Secundario de la provincia de Entre Ríos y específicamente del departamento Federación.

Jurisdicción	Alumnos, Repitentes y Egresados	Año				
		2013	2014	2015	2016	2017
Total Provincia	Alumnos	119,735	122,969	125,819	127,853	128,835
	Repitentes	14,978	14,100	13,723	14,519	15,266
	Egresados	9,225	9,637	9,850	10,656	10,915
	Egresados Plan Fines	448	765	566	365	277
	Total de Egresados	9,637	10,402	10,416	11,021	11,192
Federación	Alumnos	6,639	6,833	7,029	7,122	7,203
	Repitentes	1,019	910	930	1,008	895
	Egresados	492	470	523	554	501
	Egresados Plan Fines	14	14	18	11	7
	Total de Egresados	506	484	541	565	508
Comparación porcentual del departamento respecto de la provincia	Alumnos	5.54%	5.56%	5.59%	5.57%	5.59%
	Repitentes	6.80%	6.45%	6.78%	6.94%	5.86%
	Egresados	5.33%	4.88%	5.31%	5.20%	4.59%
	Egresados Plan Fines	3.13%	1.83%	3.18%	3.01%	2.53%
	Total de Egresados	5.25%	4.65%	5.19%	5.13%	4.54%

Tabla 5.5 – Egresados secundarios anuales en E.R. y Federación. Fuente: CGE Entre Ríos.

El dimensionado del espacio académico se realizará a partir de una población total futura correspondiente al año 2040 en la zona de intervención, es decir, el departamento Federación, para lo cual se utilizará su curva de egreso anual. En la Figura 5.25 y 5.26 se presenta dicha curva y la correspondiente a la provincia respectivamente.

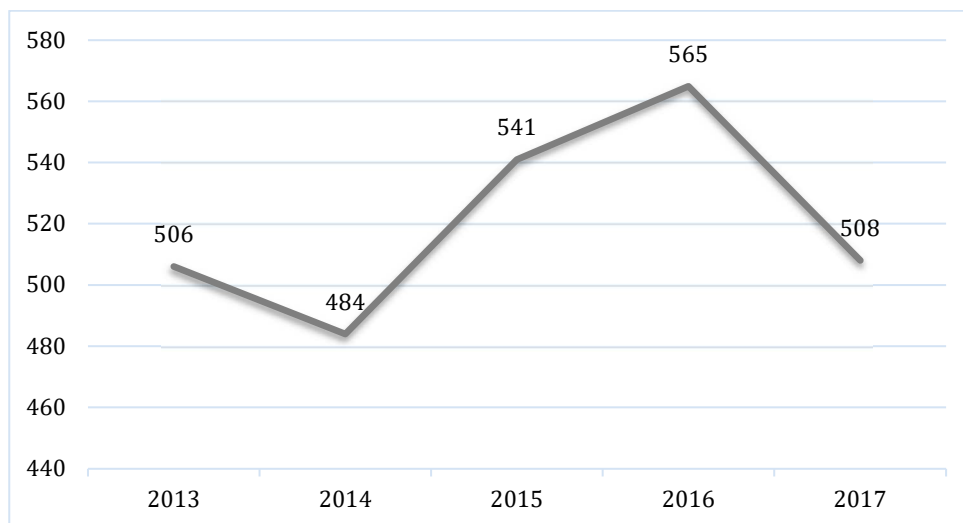


Figura 5.25 – Egresados secundarios de Federación 2013 – 2017. Fuente: CGE Entre Ríos.

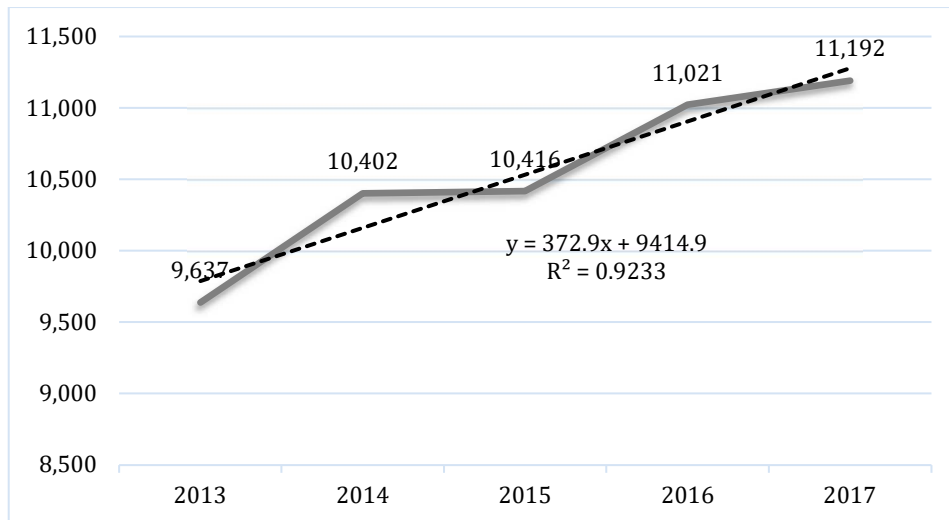


Figura 5.26 – Egresados secundarios de Entre Ríos 2013 – 2017. Fuente: CGE Entre Ríos.

El objetivo de una muestra es permitir realizar estimaciones sobre valores de la población, midiendo variables y estimando la variación total de esta. Sin embargo, en el caso del departamento Federación, la población no sigue un patrón definido debido a su pequeño tamaño. Entonces, se adopta estimar la población a futuro a partir del siguiente procedimiento.

En la Tabla 5-5 se observa que la cantidad de egresados correspondientes al departamento Federación, representan en promedio el 5% del total de egresados de la provincia. Partiendo de este dato, es posible realizar la estimación a partir de la recta de mejor ajuste establecida en la Figura 5.26.

Entonces, aplicando dicho porcentaje a la estimación de los egresados provinciales para el año 2040, se obtiene la respectiva al departamento Federación, representada en la Figura 5.27.

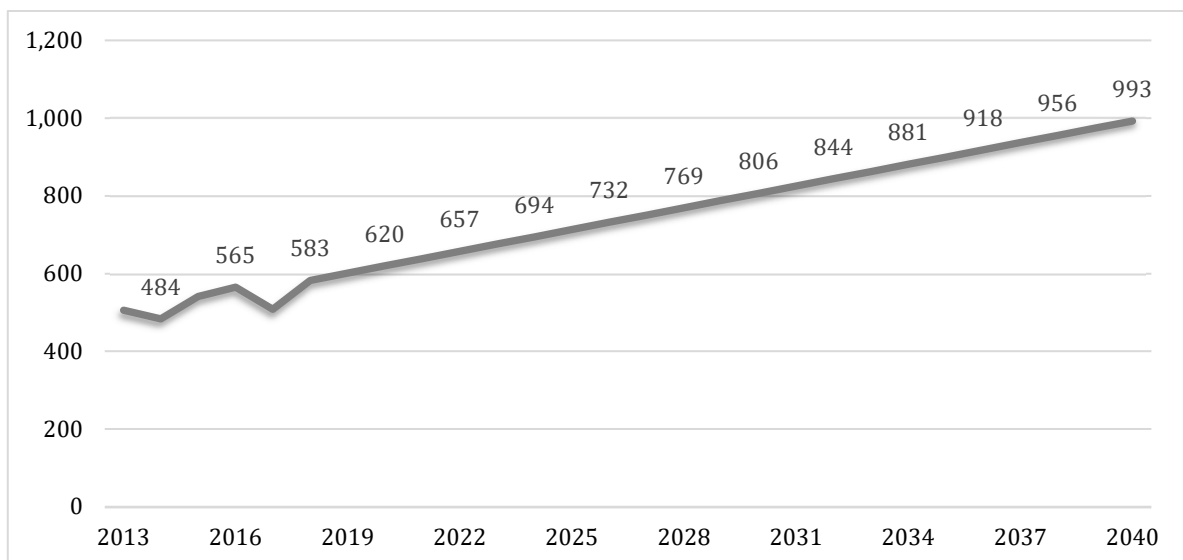


Figura 5.27 – Egresados secundarios estimados en Federación al 2040. Fuente: Autor.

En conclusión, se estima un total de 993 egresados en el departamento Federación para el año 2040. Como paso siguiente, y en función de la oferta académica propuesta y su duración, se calcula la cantidad de alumnos total en el momento en que se alcance la totalidad de los años de duración de dichas carreras. Para tener una perspectiva más adecuada del desarrollo de la universidad en la Argentina es importante considerar el nivel de finalización de los estudios dados los importantes niveles de deserción y los cursados de duración muy superior a la teórica que se verifican.

Si bien las instituciones informan sobre la duración formal de sus carreras, detallando cuántos semestres dura el plan de estudios, tiempo estimado de las actividades de titulación, y la duración estimada total de la carrera, la realidad muestra que, en general, los estudiantes tienden a demorar más en titularse que el tiempo establecido formalmente por las instituciones.

Por ello, interesa conocer y cuantificar cuál es la duración promedio real de las carreras, entendida como el número de semestres efectivos que demoran los estudiantes en obtener su título o grado final, considerando el tiempo que transcurre desde que ingresan y se matriculan en el primer año de la carrera y la fecha (semestre) en que obtiene su título por parte de la institución. Desafortunadamente, en Argentina no existe una base estadística que corrobore la duración real de las carreras, por lo tanto, se recurre a datos provenientes del Servicio de Información de Educación Superior dependiente del Ministerio de Educación de Chile. Esto con el fin de obtener una estimación confiable y realista, aceptando las posibles diferencias entre las realidades de ambos países. Según datos pertenecientes a dicho organismo, la duración efectiva de las carreras varía según su especialidad. A continuación, se presenta una tabla resumen.

Carrera	Duración Efectiva	Duración Formal	Coefficiente de sobreduración
Enfermería	12,5 semestres	10 semestres	1.25
Kinesiología	13,2 semestres	10 semestres	1.32
Nutrición	12,7 semestres	8 semestres	1.59
Psicología	12,3 semestres	10 semestres	1.23
Psicopedagogía	9,4 semestres	8 semestres	1.18
Promedio	12,02 semestres	9,2 semestres	1.31

Tabla 5.6 – Duración formal y efectiva de carreras. Fuente: SIES Chile.

Con todos estos datos recabados, se procede al cálculo del volumen total de alumnos del instituto. Se debe tener en cuenta:

- Egresados para el departamento Federación al año 2025: **993 alumnos/año.**
- Porcentaje de egresados secundarios que escogen alguna de las 5 carreras: **22,3%.**
- Duración efectiva promedio de las carreras dictadas: **12 semestres (6 años).**

Entonces, el volumen de alumnos será:

$$V_a = 993 \frac{\text{alumnos}}{\text{año}} * 22,3\% * 6 \text{ años}$$

$$V_a = 1329 \text{ alumnos}$$

Hecho esto, se determinará, entonces, un programa de necesidades acorde a una población de aproximadamente 1300 estudiantes.

5.7 Programa de necesidades

Un programa de necesidades constituye el primer paso para poder diseñar un proyecto de este tipo, consiguiendo la información necesaria para satisfacer las necesidades de los usuarios. Como primer paso, se define el organigrama correspondiente a este tipo de instituciones, el cual establece de forma general los espacios que se requieren, detallado en la Figura 5.28.

Luego, en cuanto a las dimensiones mínimas de dichos espacios, se analizaron diversas normativas, como la Disposición N° 201/10 “*Condiciones Edilicias para los establecimientos educativos de los distintos Niveles y Modalidades de la Gestión Privada*” de la Provincia de Buenos Aires, complementada con el “*Reglamento de Edificaciones para uso de las Universidades*” de Perú.

El cumplimiento de estas normativas asegura los requerimientos mínimos de confort, seguridad y funcionalidad necesarios para los alumnos y personal docente y no docente. Sin embargo, existen ambientes los cuales no presentan normativa o exigencias en cuanto a dimensiones mínimas, por lo cual, se establecerán dichas medidas según criterio del autor.

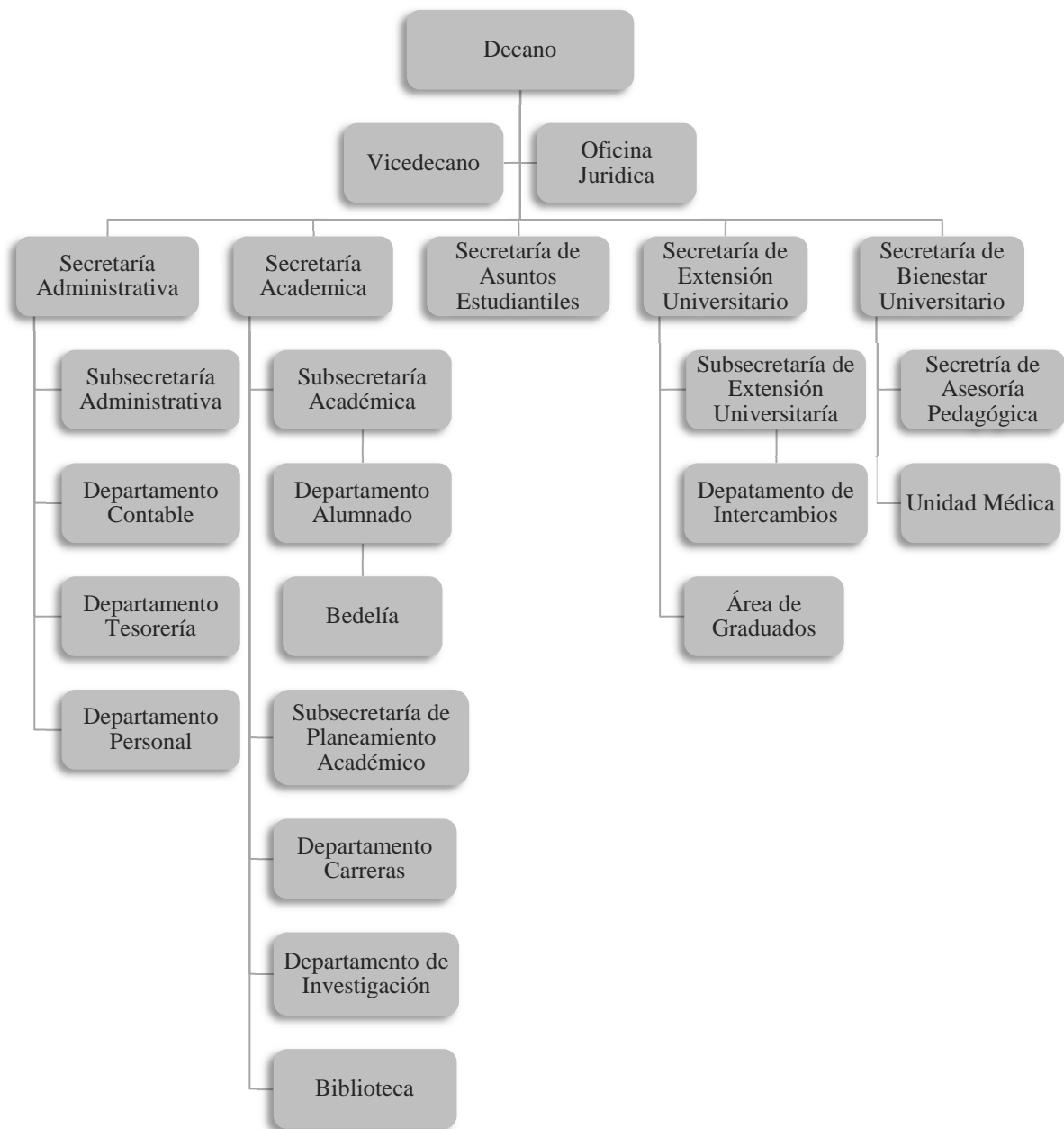


Figura 5.28 – Organigrama característico de una institución educativa. Fuente: Autor.

5.7.1 Aulas

En la actualidad se concibe un nuevo paradigma de las aulas como entorno de aprendizaje, estas ya no se ven como estrictos espacios en el cual todos los pupitres están orientados hacia el docente y el

pizarrón, sino que se vuelven entornos cómodos y flexibles que promueven un intercambio de conocimientos. Para ello deben poseer mobiliario y elementos adaptativos, como mesas que faciliten tanto el uso individual como el trabajo en equipo u ofrecer un espacio de reunión donde la colaboración entre individuos se vuelva un eje fundamental. La superficie mínima recomendada total de aulas es de 30 m², la cual se obtiene de respetar la relación mínima de 1,25 m² por alumno. Se dispone que el largo máximo de las mismas no debe superar los 9 m y un ancho mínimo del 60% del largo adoptado. Se contempla la iluminación natural mediante la disposición de vanos de superficie no menor de 1/10 de la superficie del piso y una iluminación artificial no menor de 500 lux.

5.7.2 Comedor

El comedor debe contemplar por lo menos cuatro áreas de uso, siendo estas la cocina, depósito, aseo para el personal y sector de mesas.

a) Cocina

El sector cocina a su vez consta de dos áreas, el sector de cocina caliente y el de entrega de alimentos. El primero debe estar equipado como mínimo con dos cocinas industriales y una freidora o bifeira y una mesada sufriente para la preparación del menú. La circulación no debe ser menor de 1.2 m para un tránsito confortable del personal. Debe destinarse un recinto al lavado de las vajillas y cubiertos como mínimo con dos piletas cada una.

La entrega de alimentos se realiza a través de un mostrador o barra, la cual no podrá tener un ancho menor a 0,9 m y deberá contemplar las superficies libres mínimas de aproximación para personas con movilidad reducida, siendo éstas de 1.10 m para la barra y 1.00 m para superficies de apoyo. Es necesario contemplar el equipamiento para mantener refrigerados los alimentos que lo requieran, como así también un lugar de desechos y devolución de utensilios.

b) Deposito

Debe encontrarse cercano al sector de cocina en un lugar accesible y con una circulación mínima de 1.20 m. En su interior se alojará mobiliario adecuado para mantener a los alimentos en condiciones óptimas, equipados con reguladores de humedad y temperatura para conservar los alimentos antes de su uso. El espacio no deberá ser superior al 25% del área de la cocina.

c) Aseo del personal

El personal de cocina debe contar con su propio baño privado y cambiador, disponiendo de un inodoro y un lavamanos, suponiendo como superficie mínima 6,35 m².

d) Sector de mesas

Debe situarse preferentemente hacia el norte, noroeste o noreste para una buena iluminación y ventilación. Para el cálculo de las dimensiones se considera una superficie mínima de 1,05 m² por persona y un espacio entre respaldos de sillas de 0,60 m como así también una separación de 1,00 m entre mesas para facilitar la circulación.

5.7.3 Laboratorios

Las carreras prácticas, deben contar con un laboratorio equipado con las herramientas y mobiliario necesario para realizar las practicas idóneas de su especialidad. A su vez, disponen de una oficina para

alojar al supervisor del laboratorio. Ya que no se cuenta con disposiciones reglamentarias que especifiquen las dimensiones mínimas de este tipo de espacios, estos quedarán a criterio del autor.

a) Laboratorio de Nutrición

Cuenta con un espacio para la experimentación de productos alimenticios a fin de lograr menús saludables, los cuales puedan ser consumidos por personas sanas, con malnutrición o aquellas que posean patologías como diabetes, hipertensión y dislipemias. El laboratorio precisa de un espacio culinario equipado con cocinas especiales, superficie requerida para la manipulación de los alimentos, heladeras, extractores, y demás instrumentos utilizados en la cocción y almacenaje de suministros. A su vez incluye áreas de almacenamiento de utensilios de cocina y limpieza de estos como así también de aquellos comestibles que necesitan un lavado previo.

b) Laboratorio de Simulación de Enfermería

Esta área está destinada al aprendizaje de los conceptos teóricos obtenidos en las clases mediante la realización de prácticas simulando un espacio clínico con camillas, camas, oxígeno, cunas de procedimientos los cuales incorporan muñecos con órganos con los que deben interactuar para aprender las técnicas en salud mediante ensayo y error, evitando así, accidentes que podrían producirse por nervios relacionados a la inexperiencia.

c) Laboratorio de Kinesiología y fisioterapia

El Laboratorio de Kinesiología y Fisiología debe contar con un sitio adecuado para colocar las herramientas y equipos necesarios para el estudio del movimiento humano, la rehabilitación kinésica respecto a distintas afecciones físicas y respiratorias.

5.7.4 Oficinas de investigación

Toda carrera debe apoyar a sus alumnos y docentes al desarrollo de investigaciones que surgen de la necesidad de dar respuesta a fenómenos de interés social y particular del área de estudio. Por lo tanto, se disponen de oficinas para un total de 5 personas con espacio para computadores para recopilación y análisis de datos, depósito de materiales, etcétera.

Se considera 2 grupos de investigación como mínimo por cada carrera a partir de un análisis de diversas universidades que las dictan. Sin embargo, se considera una mayor dimensión para aquellas carreras teóricas las cuales se nutren del debate entre un mayor número de personas para la comprensión de la naturaleza humana y tratamiento de la salud emocional.

Disposiciones reglamentarias	
Oficinas pequeñas	12 m ²
Oficina de debate	30 m ²

Tabla 5.7 – Dimensiones mínimas para oficinas de investigación. Fuente: Autor.

5.7.5 Oficina del Decano

Para cumplir con las responsabilidades atribuidas, es necesario que disponga de un espacio adecuado donde pueda llevar a cabo las actividades correspondientes. A su vez, debe contar con una sala de reuniones, donde se toman todas aquellas decisiones que afectan a la gestión y funcionamiento del establecimiento educativo. Sus correspondientes dimensiones mínimas se detallan en la Tabla 5-8.



Disposiciones reglamentarias	
Oficina de Decano	12 m ²
Oficina de Vicedecano	12 m ²
Sala de reuniones	16 m ²

Tabla 5.8 – Dimensiones mínimas de Rectoría. Fuente: Manual de estándares A.A.B.E.

5.7.6 Secretarías Universitarias

Las secretarías universitarias se encargan de la gestión general y administración de la institución tanto académica como administrativa, además del bienestar requerido por el alumnado. Las mismas se dividen en distintos sectores los cuales se observan detalladamente en el Organigrama. Para su desempeño efectivo deben cumplir con las condiciones mínimas para su confort y seguridad, por ello se toman las dimensiones mínimas de oficinas para cada una de ellas.

Disposiciones reglamentarias	
Oficina para 1 persona	12 m ²
Oficina para 2 personas	14 m ²
Oficina para 3 personas	18 m ²
Oficina para 4 personas	26 m ²
Recepción	10 m ²

Tabla 5.9 – Dimensiones mínimas de secretarías. Fuente: Manual de estándares A.A.B.E.

5.7.7 Fotocopiadora

Se dispone de un sector para la impresión de material didáctico inherente a cada materia brindada en el establecimiento, como así también de la venta de útiles necesarios para el estudiante. Debe contar con una adecuada cantidad de maquinarias para cumplir con la demanda por la cantidad de estudiantes, teniendo en cuenta la cantidad de trabajadores y un espacio adecuado para el depósito y recepción de los archivos y materiales. Se establece una superficie mínima de 40 m².

5.7.8 Baños

La normativa de Establecimientos Educativos de la provincia de Buenos Aires establece los siguientes requerimientos para la cantidad de artefactos para baños individuales.

- Para docentes:** En relación a la Planta funcional.
- Para alumnos:** En relación a la matrícula real (dos como mínimo).
- Para alumnos varones:** mingitorios, inodoros y lavabos: dos cada 50 alumnos.
- Para alumnas mujeres:** inodoros y lavabos: uno cada 50 alumnas.

En el presente proyecto se propone la utilización de baños mixtos debido a que el concepto de zonas rígidas e independientes está perdiendo vigencia, ya que, ante la inclusión propuesta por la ley de género, se entiende que no existe distinción entre individuos lo que provoca una disminución a las posibles situaciones de discriminación.

Considerando la inexistencia de una normativa que regule dichos espacios, se propone la utilización de las exigencias mencionadas anteriormente unificando en un único ambiente y eliminando el uso de los

mingitorios. Las dimensiones se obtienen mediante la evaluación del espacio necesario para colocar la cantidad adecuada de artefactos según alumnos y personal docente y no docente, considerando un cubículo mínimo de 1,2 m² para cada inodoro.

5.7.9 Circulaciones, escaleras y rampas

Las circulaciones tendrán un ancho mínimo inicial de 1,25 m para las primeras 100 personas, incrementándose 0,15 m cada 50 personas de exceso o fracción. En nuestro caso, al tener aproximadamente 1000 estudiantes, los pasillos deberán tener un mínimo de 4 metros.

Por el lado de las escaleras y rampas de acceso, se establece que el ancho no será menor a 1.20 m con pasamanos y los peldaños serán de material antideslizante e incombustible.

5.7.10 Biblioteca Universitaria

La biblioteca tiene la función principal de garantizar la información científica y técnica al servicio de la docencia, el estudio, la investigación y la extensión universitaria. La misma se encuentra dividida en áreas de uso público, áreas de trabajo interno y áreas de logística.

El personal puede estimarse en función de la cantidad de alumnos que concurren a la institución. Se estima un profesional bibliotecólogo por cada 1000 alumnos y un auxiliar de biblioteca por cada 500 alumnos.

a) Recepción/circulación y préstamo de materiales

Este espacio se ocupa del control de entrada y salida de usuarios, la orientación e información sobre el funcionamiento de la biblioteca, el registro de nuevos usuarios, la reserva de salas, solicitudes de consulta y préstamo de materiales, etcétera. El equipamiento básico consiste en un mostrador de recepción y préstamo, estantes para el depósito temporal de documentos, sillas y sillones de diseño ergonómico y ordenadores para la gestión del préstamo.

b) Dirección y gestión administrativa

La dirección se encarga de la organización y coordinación de la biblioteca, control del mantenimiento de la biblioteca y el equipamiento, redacción de informes y memoria de actividades. La misma contará con una superficie mínima de 12 m².

c) Depósitos

Es el espacio de almacenamiento del material, restringido al personal de biblioteca. Por este motivo, se permiten circulaciones menores, de 90 centímetros, entre estanterías. A su vez, la altura de éstas puede superar los 210 centímetros si se cuenta con escaleras. La utilización de muebles compactos permite lograr un ahorro de espacio. Los más usuales tienen un desplazamiento perpendicular respecto a los carriles y guías de conducción. Las nuevas bibliotecas tienden a colocar en libre acceso el mayor número de materiales bibliográficos posible.

d) Sala de estudio en silencio

Comúnmente, esta sala se encuentra alejada de la circulación de los usuarios. Se compone de cabinas individuales de estudio o mesas con capacidad para pocos usuarios y compartimentación en zonas individuales de trabajo. La capacidad deberá corresponder al 10% de los alumnos matriculados en la institución.

Disposiciones reglamentarias	
Para 100 personas	200 m ²

Tabla 5.10 – Dimensiones mínimas de Salas de estudio en silencio. Fuente: Autor.

e) Salas de trabajo en grupo

Son salas diseñadas para uso compartido, como estudio en grupo, seminarios, entre otros. Deben ser convenientemente insonorizadas a fin de no disturbar el silencio general otras áreas. Su equipamiento se conforma por mesas modulares, sillas, pizarras y estantes. Se proyectan para una capacidad entre 8 a 12 alumnos.

Disposiciones reglamentarias	
Para 8 personas	18 m ²
Para 10 personas	20 m ²

Tabla 5.11 – Dimensiones mínimas de Salas de trabajo en grupo. Fuente: A.A.B.E.

f) Mediateca/centro multimedia

Es un centro de consulta de información digital, es decir, una sección formada con los medios de información no librarios. Ofrece servicios como acceso a internet, películas, música, entre otros.

g) Hemeroteca

Es una sala donde se almacenan y conservan diarios, revistas y otras publicaciones diarias o periódicas. Se aconseja su implantación en espacios informales de libre acceso, a fin de brindar al usuario una imagen relajada.

5.7.11 Enfermería

Toda institución educativa debe contar con un área dispuesta para la atención de la salud del alumnado y del personal concurrente ante cualquier afección. Por ello debe contar con el espacio suficiente para dotar al sitio con el equipamiento adecuado para llevar a cabo dichas prácticas.

Disposiciones reglamentarias	
Consultorio	20 m ²
Sala de espera	10 m ²

Tabla 5.12 – Dimensiones mínimas de enfermería. Fuente: Autor.

5.7.12 Depósito de limpieza y mantenimiento

Se prevé un espacio de almacenamiento elementos y productos de limpieza para mantener el confort e higiene del establecimiento. A su vez, se deberá contar con un área con el equipo y herramientas adecuadas para el mantenimiento de maquinarias de laboratorio y demás insumos universitarios, como así también un depósito para aquellos elementos que necesiten renovarse cada cierto tiempo.

Disposiciones reglamentarias	
Depósito de limpieza	10 m ²
Sala de mantenimiento	14 m ²

Tabla 5.13 – Dimensiones mínimas de depósitos y mantenimiento. Fuente: Autor.

5.7.13 Departamentos académicos

Cada una de las carreras cuenta con un departamento académico, el cual está compuesto por un director, un subdirector, y un Consejo Consultivo integrado por profesores titulares, adjuntos y representantes estudiantiles. Dicho espacio se encuentra discretizado en un sector de oficina y uno de reuniones.

Disposiciones reglamentarias	
Departamentos	25 m ²

Tabla 5.14 – Dimensiones mínimas para departamentos académicos. Fuente: Autor.

5.7.14 Centro de estudiantes

El Centro de Estudiantes es un organismo que promueve la participación, discusión y solución de problemáticas y necesidades administrativas y académicas. Por esa razón, el espacio donde se desempeña debe contar con una mesa amplia para el debate, ordenadores y estantes para almacenaje.

Disposiciones reglamentarias	
Centro de estudiantes	30 m ²

Tabla 5.15 – Dimensiones mínimas para centro de estudiantes. Fuente: Autor.

5.7.15 Dimensiones adoptadas

En función de todas las condiciones mínimas planteadas, se distribuyeron los ambientes logrando las dimensiones finales que se detallan en la Tabla 5-16.

Ambiente	Dimensiones finales
Aulas	2634 m ²
Auditorio	1332 m ²
Oficinas	1485 m ²
Biblioteca	1184 m ²
Sala de instalaciones	109 m ²
Laboratorios	734 m ²
Fotocopiadora	78 m ²
Enfermería	60 m ²
Baños	201 m ²
Buffet	407 m ²
Depósitos	122 m ²
Circulaciones	4672 m ²
Otros	20 m ²
Superficie en Planta Baja	5160 m²
Superficie total	13038 m²

Tabla 5.16 – Dimensiones finales adoptadas. Fuente: Autor.

En función de esto, se deberá verificar si se cumple lo establecido en el Código de Edificación en lo que refiere a ocupación del terreno, tanto de suelo como en total. Cabe recordar que estas condiciones son de carácter obligatorio y deben respetarse.

5.8 Zona de emplazamiento

Una vez definido el volumen mínimo de personas y de superficie que se requiere, se debe escoger un lugar adecuado para llevar a cabo la construcción de la institución académica. Para tal fin, a la hora de definir entre las opciones que existen, se tienen en cuenta diversos factores que van desde cuestiones netamente parciales hasta disposiciones reglamentarias que se deben respetar.



Figura 5.29 – Criterios de selección de la zona de emplazamiento. Fuente: Autor.

En primer lugar, se consideró como primordial la posibilidad de acceder a los servicios básicos (agua corriente, red cloacal, corriente eléctrica, gas natural, etc.). Luego, se tuvo en cuenta la accesibilidad vehicular, un tamaño de predio acorde con nuestras necesidades y poca limitación en cuanto a lo establecido en el código de edificación de la ciudad.

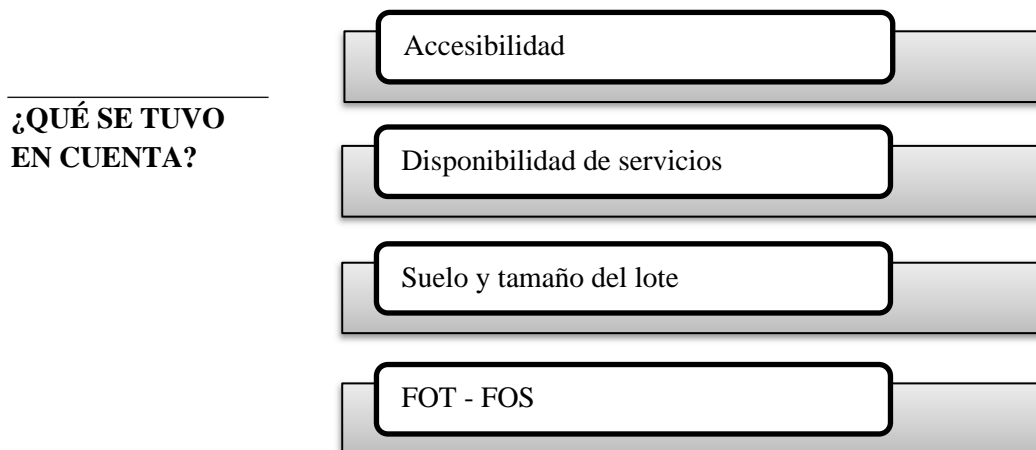


Figura 5.30 – Parámetros considerados. Fuente: Autor.

Es necesario mencionar que existen muy pocos espacios utilizables dentro de la traza urbana. Esto se debe a que, como se mencionó en los apartados anteriores, en los últimos años la ciudad de Chajarí ha sufrido un incremento extraordinario de su densidad poblacional, y, por lo tanto, las posibilidades se reducen mayoritariamente a los lotes que se encuentran en las afueras de la ciudad salvo por un solo caso, cuyas características cumplen en gran parte con lo requerido.

El predio se encuentra en la intersección de las avenidas 1° de Mayo y Siburú y sus particularidades se detallan a continuación.



Figura 5.31 – Localización del predio. Fuente: Adaptado de Google Maps.

5.8.1 Accesibilidad

Desde el punto de vista vehicular, la ubicación cuenta con una excelente accesibilidad. Como se mencionó, el predio se ubica en la intersección entre Avenida 1° de Mayo y Avenida Siburú, por lo que el arribo desde cualquier dirección es inmediato y veloz, atravesando la ciudad por medio de bulevares y avenidas que permiten un tránsito fluido. En la Figura 5.32 se esquematiza cada uno de los ingresos que se explican a continuación.



Figura 5.32 – Acceso vehicular desde Norte, Sur, Este y Oeste. Fuente: Autor.

El acceso desde el norte se realiza desde la autovía Artigas, ingresando por Avenida Siburú y derivando de forma directa en el predio. Una opción alternativa es el ingreso por Avenida Padre Gallay, resultando en Avenida 1° de Mayo y luego a dicho lugar. Por el lado sur, desde la autovía Artigas se realiza el ingreso por Avenida Dr. Casillas hasta su intersección con Avenida 1° de Mayo y desde allí directamente al instituto.

Llegando desde el oeste por la Ruta Provincial N° 2, el ingreso es similar al caso anterior, mediante Avenida Dr. Casillas. Por último, el ingreso desde el este proveniente de V. del Rosario o Santa Ana, se realiza por medio de la Ruta Provincial N° 2, que coincide con Avenida Belgrano hasta su intersección con Avenida 1° de Mayo y desde allí se arriba directamente al emplazamiento.

5.8.2 Disponibilidad de servicios

El predio escogido para el presente proyecto cuenta con prácticamente todos los servicios básicos, a excepción de la conexión de gas natural, ya que, como se observó en la Figura 2.38, la red no abarca la zona en cuestión. Sin embargo, se considera un inconveniente menor ya que es posible suplir este tipo de recurso con una fuente de energía alternativa.

5.8.3 Estudio de suelos

El lote posee dimensiones considerables, con 150 metros de largo por 100 metros de ancho, formando un total de 15000 m² de superficie. Para la determinación de la capacidad portante del suelo se analiza un Estudio de Suelos realizado por la DPV. Se adjunta el Informe Geotécnico N° 854. Julio de 2012.

Al proyectarse la construcción de la futura Estación Terminal de Ómnibus de la ciudad de Chajarí, la Secretaría Ministerial de Obras y Servicios Públicos, dependiente del Ministerio de Planeamiento, Infraestructura y Servicios solicitó la realización del estudio de suelos que se anexa, para la conformación de la capacidad portante de los mismos.



Figura 5.33 – Sitio de emplazamiento (rojo) y prospecciones (verde). Fuente: Autor.

Dado que la futura obra de relocalización de la Terminal de Ómnibus se encontraba en etapa de anteproyecto y su localización no estaba completamente definida se realizaron estudios geológicos en

el predio ubicado entre la Avda. 28 de Mayo y calle Siburú, identificada como Manzana “M22” y en la Manzana “M1”, entre las calles Siburú y Avda. Villa Libertad, ambos cercanos al emplazamiento definitivo de la casa de estudios que se analiza en el presente, como se puede observar en la Figura 5.33. Se efectuaron un total de 5 sondeos con una profundidad de 3,00 metros cada uno de ellos y una perforación a barreno con el fin de verificar la homogeneidad de los mantos detectados. En cada una de las perforaciones se realizaron ensayos normales de penetración con una cuchara sacatestigo de Terzaghi con el fin de determinar la densificación de los estratos del lugar. En correspondencia con cada ensayo se tomaron muestras alteradas de suelo para ensayos de identificación y humedad natural. Sobre las muestras extraídas se efectuaron ensayos de determinación de Límites de Atterberg e índice de plasticidad, granulometría por vía húmeda, clasificación de los suelos por el Sistema unificado de Casagrande y determinación de pesos específicos tanto secos como húmedos.

En todos los sondeos se detectaron Arcillas inorgánicas (C.L.) de mediana compresibilidad y consistencias compactas a muy compactas. Con tensiones admisibles mínimas de 1,5 kg/cm² a una profundidad de 2,00 metros y 1,8 kg/cm² a 3,00 metros de profundidad. No se observa presencia de aguas subterráneas provenientes de napas freáticas. Debe comprenderse que el suelo es un material heterogéneo no uniforme, que posee variaciones según el sitio exacto del sondeo, pudiendo variar notoriamente incluso en sectores muy cercanos. Por tal motivo lo recomendable es que se realicen prospecciones geológicas múltiples y en los lugares exactos de fundación.

Entendiendo el caso, a fines académicos y aceptando posibles variaciones inclusive de gran magnitud se adoptan las condiciones físicas determinadas en el estudio citado. Según la clasificación SUCS, las arcillas inorgánicas de clase CL son consideradas suelos de grano fino, pertenecen a arcillas con gravas, arcillas arenosas o arcillas limosas generalmente y poseen las siguientes características físicas:

- Media a alta resistencia en estado seco a la disgregación.
- Tenacidad media (consistencia).
- Plasticidad media a baja.

Debe comprenderse que la cimentación constituye una condición de borde de la estructura y como tal debe suponerse el tipo de apoyo según el comportamiento real. La rigidez de la cimentación y sus posibilidades de giro o movimiento influyen sobre la distribución de esfuerzos en la estructura, con una incidencia importante dependiendo el tipo de estructura escogida. El proyectista debe conocer o imponer los grados de libertad de la transmisión de las cargas al terreno, los cuales varían considerablemente de unas situaciones a otras.

Es habitual que en la práctica un edificio se proyecte sobre bases funcionales y estéticas, adoptando luego una solución estructural y en último lugar, eligiendo una cimentación más o menos convencional según el caso. En otros la estructura hace valer su peso en el proceso arquitectónico. Rara vez la cimentación es un factor influyente en el diseño y este caso no es excepción, la concepción estructural del edificio debe hacerse previendo la respuesta del terreno a las futuras cargas.

5.8.4 Disposiciones reglamentarias

El código de ordenamiento urbano de la ciudad de Chajarí establece diversos artículos y requisitos que debe cumplir toda edificación a construir. A los efectos de cumplimentar los propósitos y disposiciones contenidas en este ordenamiento, se debe clasificar el predio elegido, según la jurisdicción Municipal de Chajarí, en **Zona** y **Distrito**, para los cuales se define el carácter y los usos del suelo.

Cada Zona está designada por letras mayúsculas que expresan la característica de la misma, y la localización y límite de estas están indicados en el Plano de Zonificación, el cual se adjunta en el apartado Anexos. Mediante dicho plano, se determinó que el lote donde se situará el proyecto se encuentra en la llamada **Zona Urbana** (Z.U.). Esta es la destinada a asentamiento humanos intensivos,

en la que se desarrollan usos vinculados con la residencia, las actividades terciarias y las de producción compatibles. La Z.U se divide a su vez en distritos, que resultan de una diferenciación de áreas dentro de la misma. La localización y límite de los Distritos en que se divide la Z.U, están indicados en el Plano de Delimitación de los distritos, el cual también se adjunta en el apartado Anexos. La Z. U. se divide en 4 distritos:

- **Distrito Central:** C1; C2;
- **Distrito Residencial:** R-1; R-2; R-3; R-4;
- **Distrito de Equipamiento.**
- **Distrito de uso mixto.**

Se observa que, en el caso del predio escogido para este proyecto, recaen las exigencias del distrito residencial **R-4**, el cual se define como un “Área residencial de densidad baja”. Entonces, teniendo en cuenta que el terreno posee una superficie de 15000 m², se tiene:

Parámetro	No Residencial
F.O.S. (0,7)	10500 m ²
F.O.T. (1,2)	18000 m ²
Frente Mínimo	8,0 m
Superficie Mínima	200 m ²

Tabla 5.17 – Disposiciones reglamentarias de ordenamiento. Fuente: Adaptado de C.O.U. Chajarí.

Por el lado del Código de Edificación de la ciudad de Chajarí, se establecen las siguientes limitaciones:

- **ARTÍCULO 159°:** ALTURA MAXIMA DE FACHADAS: La altura máxima de los muros de fachada de los edificios será el que resulte de multiplicar por 2 el ancho de la calle en metros correspondiente a su frente (distancia entre líneas de edificación municipal).
- **ARTICULO 160°:** ALTURA MAXIMA DE FACHADAS EN LAS ESQUINAS: En las esquinas la altura máxima de fachadas será la que corresponda a la calle más ancha.
- **ARTICULO 161°:** ALTURA MAXIMA EN CONSTRUCCIONES RETIRADAS DE LA LINA MUNICIPAL DE EDIFICACIÓN: Todas las construcciones retiradas de la L.M. podrán elevarse sobre la altura máxima de la fachada en no más del tercio de esa altura máxima.

Teniendo una superficie en planta baja de **5160 m²** y una superficie final de proyecto de **13038 m²**, las exigencias ocupacionales se ven verificadas.

5.9 Diseño de espacios educativos

En la búsqueda de mejores espacios educativos, es necesario mirar las dimensiones de los recintos actuales, revisar los criterios y las exigencias de diseño, y analizar la distribución de sectores de un establecimiento. Para definir esto, es importante considerar la perspectiva de los usuarios y sus requerimientos, y ver cómo la participación de la comunidad logra aportar en identidad y sentido de pertenencia hacia el establecimiento. Además, es importante que los proyectos de arquitectura que formarán parte del fortalecimiento de la educación pública generen condiciones propicias para la participación, la gestión institucional y las formas de convivencia que se desean, y que incluyan principios que orientan a nuevos estándares de calidad en infraestructura para espacios educativos.

- **Espacios educativos de calidad:** se plantea mejorar especialmente las condiciones de habitabilidad y confort del espacio educativo, referido sobre todo respecto al confort térmico, visual, acústico, de calidad del aire y al correcto uso de materiales de bajo costo de mantención.

- **Aumento de estándares de superficie:** se propone elevar los estándares de superficie en aquellos recintos de alta carga de ocupación, tales como aulas, bibliotecas, talleres y laboratorios, que posibilite un mejor desarrollo del proceso de enseñanza y aprendizaje correspondiente a cada proyecto educativo.
- **Inclusión y seguridad en los espacios educativos:** los espacios educativos deben ser inclusivos en todo ámbito, accesibles a todos los recintos del establecimiento y seguros, aumentando las relaciones visuales que permitan facilitar la interacción entre los estudiantes, profesores y en general la comunidad, tanto en el interior como en el exterior.
- **Participación de la comunidad:** Se plantea fortalecer y ampliar la participación de las comunidades como constructores de su propio espacio. Además de la integración de las distintas realidades geográficas y culturales de cada región, los edificios deben ser valorados como un aporte al espacio público, potenciando la identidad de la comunidad escolar.

El rápido crecimiento y desarrollo de las ciudades, y la consecuente concentración de la infraestructura, equipamientos y servicios, afectan la relación con el entorno inmediato y el contexto geográfico y sociocultural. En este sentido, al momento de diseñar, se deberá generar una propuesta que mejore la relación con el medio ambiente y el entorno circundante, consciente de las capacidades que éste último le ofrece. Debe existir una mayor preocupación en el diseño y uso de los espacios exteriores y de conexión del usuario con el entorno, ya que constituyen espacios de encuentro y socialización, articuladores de las actividades que se desarrollan dentro del establecimiento. Pueden ser espacios zonificados y diseñados de acuerdo a sus usos: espacios de aproximación, de acceso, de actos, lugares para sentarse y hablar, área de recreación, entre otros.

El espacio público se debe pensar como lugar de cohesión entre el edificio y la comunidad, una extensión del proyecto que hace posible crear sistemas de funciones interconectadas. A su vez, debe permitir el vínculo y contacto social entre las personas. Se deberá considerar en el espacio público exterior al establecimiento las zonas de acceso vehicular y un posible transporte universitario, separado de las vías de circulación y el área de acceso de personas en otros medios como bicicletas.

**PUNTOS DE PARTIDA
DEL DISEÑO**

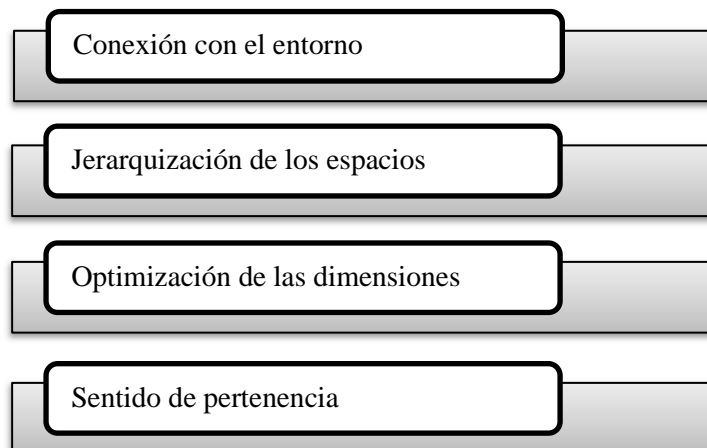


Figura 5.34 – Criterios adoptados en el diseño. Fuente: Autor.

En cuanto a la funcionalidad, los espacios educativos requieren una interacción entre las actividades educativas y su respuesta en la arquitectura de los recintos. Para cada recinto se consideraron las dimensiones para el correcto desarrollo de su actividad y deben tener relación directa con otros espacios con los que interactúa permanentemente. Se valoró una relación coherente entre los recintos y se optimizaron las circulaciones entre ellos. Dentro del establecimiento se deben diferenciar las distintas áreas, partiendo por un área más pública donde se ubicará el acceso, recepción y circulaciones.

Es en este sector donde se deben ubicar las áreas que posiblemente se abrirán a la comunidad local, tal como el auditorio, conocidas como las áreas de extensión del establecimiento. A continuación, y como área de transición entre lo público y lo privado, debería emplazarse el área administrativa que recibirá las oficinas, salas de reuniones y de apoderados. En las zonas más privadas del terreno y alejadas del acceso y el ruido, se ubicará el área académica con las aulas, salas de profesores y sus recintos de complemento pedagógico tales como los laboratorios, talleres y centro de recursos para el aprendizaje. Los patios o áreas exteriores y cubiertas idealmente deberán ser centrales, conectando visual y funcionalmente la mayor parte de los recintos.

5.9.1 Diseño arquitectónico

Entendiendo que una institución educativa se conforma de diferentes partes, se ha proyectado un edificio compuesto de varios sectores con funcionalidades diferenciadas.

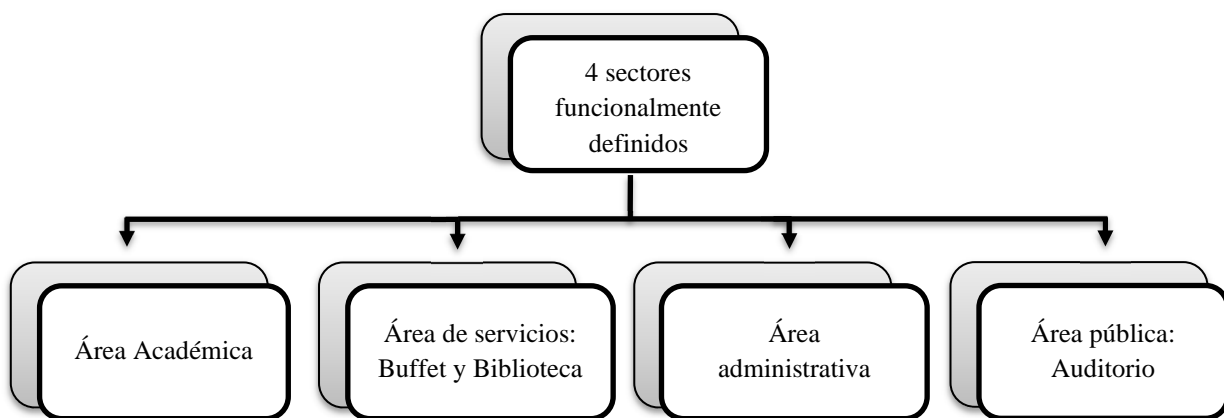


Figura 5.35 – Esquema general de diseño del proyecto. Fuente: Autor.

En primer lugar, todo establecimiento educacional debe tener un área de ingreso o acceso principal, zona entre interior y exterior del establecimiento, destacándose a través de un espacio o plaza, que facilite la entrada y salida de los estudiantes sin riesgo, conformando un lugar de encuentro entre los estudiantes. Para esto, se propone un hall de entrada que brinde jerarquía al conjunto, planteado a partir de un espacio amplio de doble altura desde el cual es posible dirigirse hacia los distintos sectores del establecimiento. Desde dicho ingreso, es posible desplazarse hacia el sector cuya función es nuclear las áreas de administración, organización y dirección de la institución.

En segundo término, el proyecto debe contar con algún recinto que se abra a la comunidad, adaptando el diseño a la necesidad social, cultural y educativa del entorno. Por lo tanto, se proyectó un auditorio separado físicamente del resto del colegio y con la intención de poder abrirlo al uso de la comunidad en horario vespertino o durante los fines de semana, impidiendo el acceso al resto del establecimiento durante dichas actividades. La apertura de los establecimientos educacionales a la comunidad permite proyectar los locales escolares a su entorno social, crear un espacio institucional de colaboración de todos los integrantes de la comunidad educativa, quienes, a su vez, participan de las actividades extra escolares, aprovechando los recursos naturales, sociales y culturales de la misma comunidad. También se cuenta con un buffet estudiantil y una biblioteca con un amplio salón en dos plantas, ubicados entre el hall de entrada y el ala destinada al desarrollo académico.

Todos estos sectores se encuentran relacionadas por pasillos o circulaciones horizontales que permiten dar hacia las circulaciones verticales, las cuales se realizan por medio de un núcleo de ascensores y de escaleras de dos tramos hacia las demás plantas.

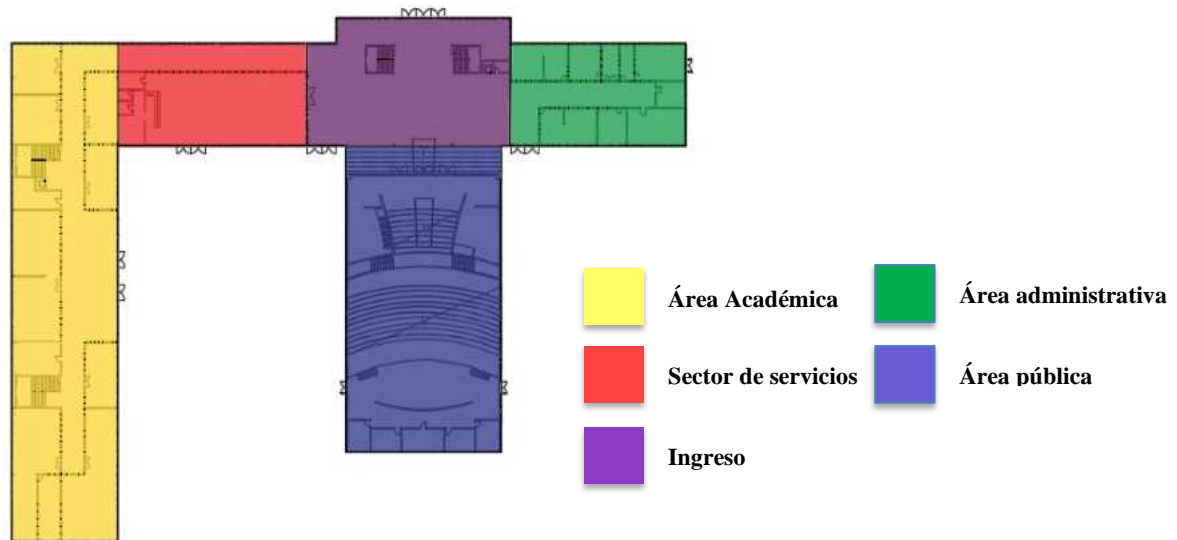


Figura 5.36 – Distribución de sectores. Fuente: Autor.

En cuanto al esquema de diseño, en general, radica en dos tipologías. El objetivo tras esta decisión fue poder diferenciar claramente, por un lado, los espacios destinados exclusivamente a las actividades universitarias (biblioteca, aulas, administración, buffet, etc.) y por otro, el espacio destinado al uso comunitario y público del establecimiento (auditorio) tratando de conservar en todo momento un aspecto de unidad.

En primer lugar, el espacio universitario fue diseñado tomando como base el aspecto arquitectónico del “Campus Repsol” ubicado en Madrid, España, el cual fue ideado por el arquitecto Rafael de La-Hoz. En nuestro caso, el diseño consiste en una planta baja y dos plantas superiores a modo de cajón de vidrio longitudinal.

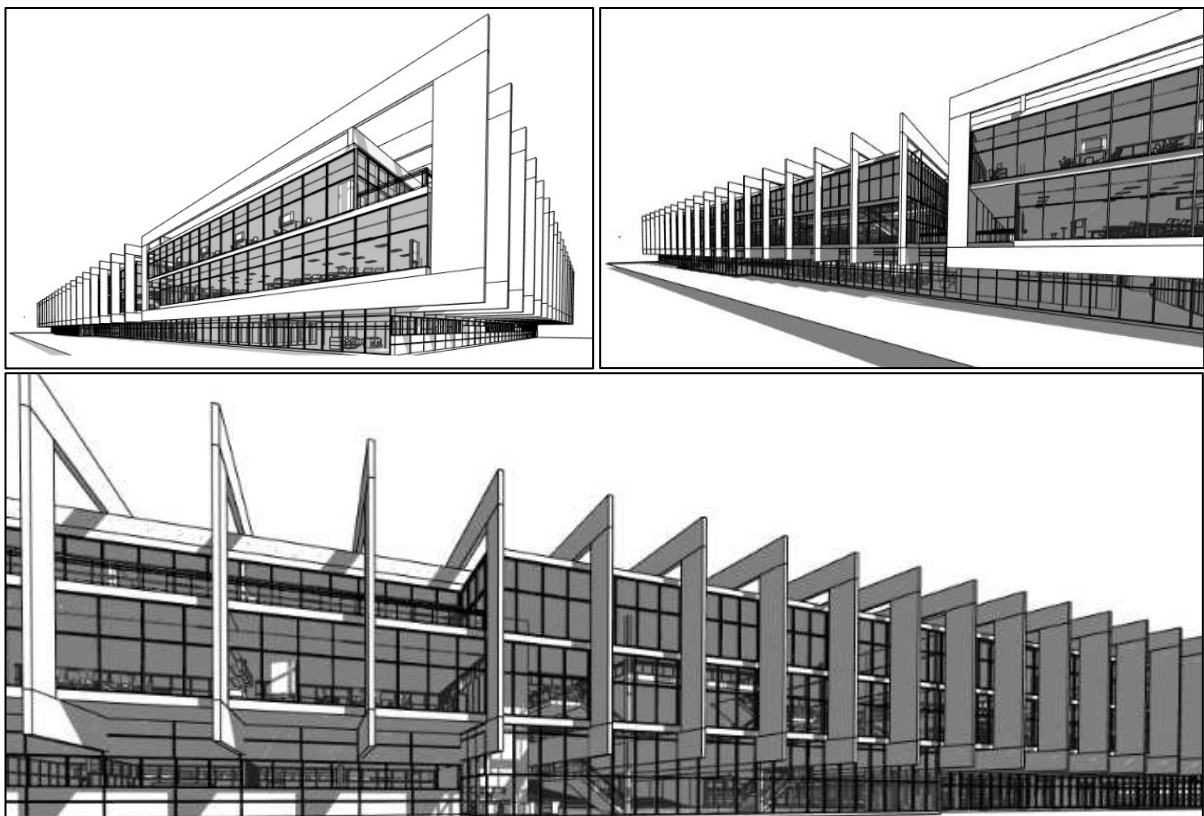


Figura 5.37 – Características arquitectónicas del área estudiantil. Fuente: Autor.

Dicho cajón es el origen de la composición del proyecto y define la estrategia de diseño estructural, con dos filas de columnas que soportan vigas en la parte superior. Éstas dan apoyo a una serie de costillas metálicas y sostienen dos cajones de plantas de oficinas, aulas y demás espacios propios en este tipo de instituciones educativas. Las dos plantas se encuentran desfazadas entre sí en el sentido transversal. Como resultado, se crean unos espacios de transición o vacíos dentro de la envolvente de los pórticos que enriquecen espacialmente la percepción hacia el exterior. Por último, los núcleos de comunicación verticales y de aseo están ubicados en los tercios o centro según cada ala.

El espacio comunitario está representado por un sector destinado al funcionamiento del auditorio, con una tipología que se asemeja más a lo tradicional.

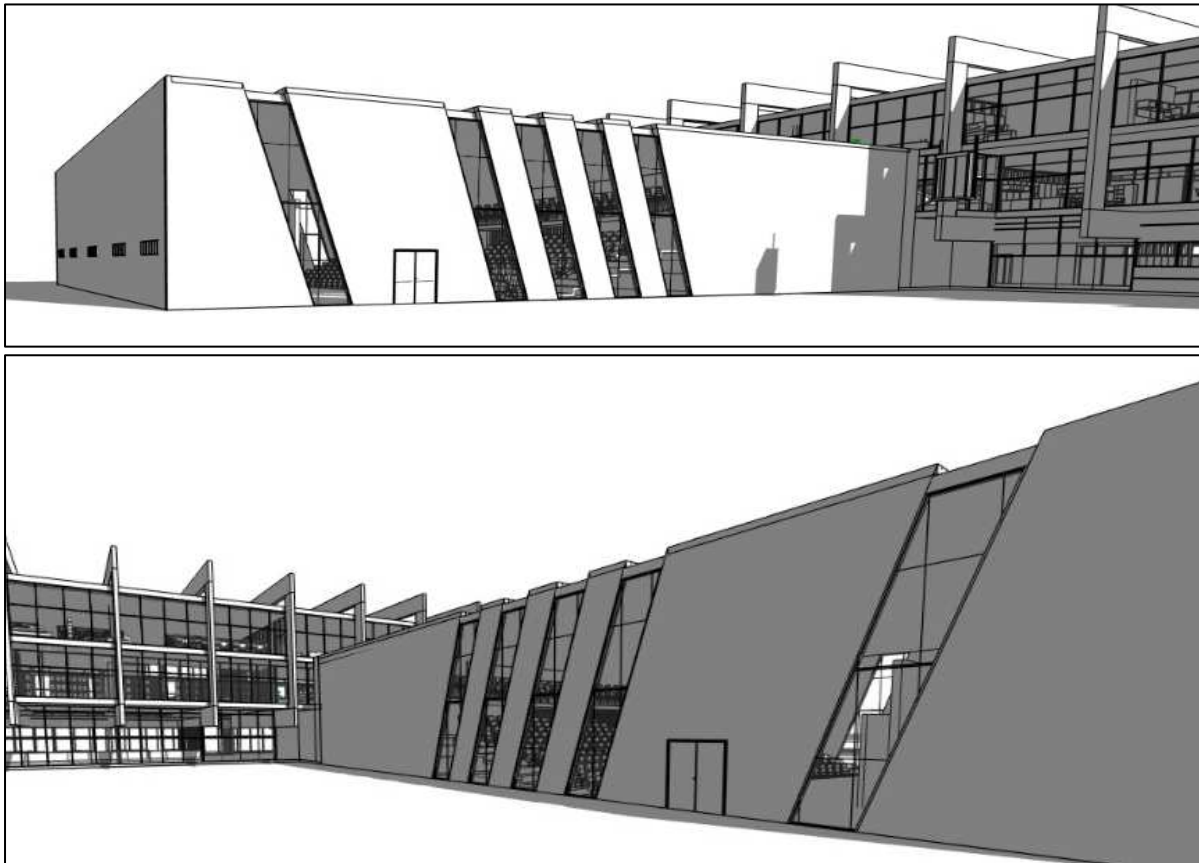


Figura 5.38 – Características arquitectónicas del recinto social. Fuente: Autor.

El mismo consiste en un espacio de dos plantas con gradas en pendiente hacia un amplio escenario y un acceso a nivel de terreno natural. En sus paredes laterales, se disponen ventanales inclinados que le dan un aspecto similar al del espacio estudiantil.

5.10 Memoria constructiva

Para el desarrollo constructivo del proyecto se utilizaron diversas tecnologías y elementos con el fin de lograr un resultado único y distintivo. Estos se describen en los siguientes ítems.

5.10.1 Estructura resistente

Es el conjunto de elementos convenientemente vinculados entre sí, que accionan y reaccionan bajo los efectos de las cargas. Al igual que el diseño arquitectónico, la estructura del complejo está resuelta de dos formas diferentes.

Por un lado, el edificio dedicado a servir como auditorio fue resuelto mediante el sistema tradicional de losas, columnas y vigas, las cuales transmiten las cargas a zapatas aisladas de hormigón armado. En cambio, el resto del complejo está definido estructuralmente por los marcos metálicos mencionados anteriormente que envuelven a los edificios, los cuales apoyan en uno o dos niveles según corresponda.

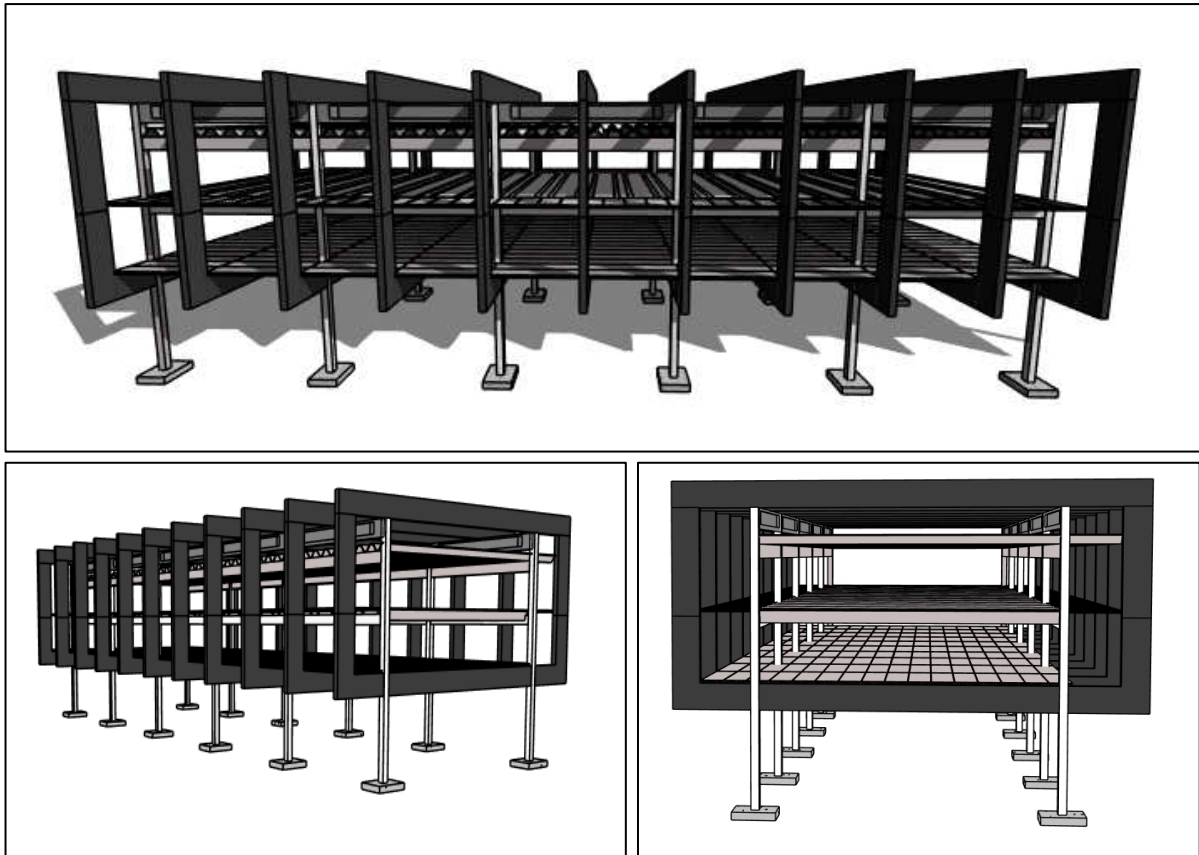


Figura 5.39 – Esquema estructural de proyecto. Fuente: Autor.

A nivel de cubierta, la mitad de dichos marcos apoyan sobre dos vigas transversales pretensadas que transmiten las cargas al terreno a través de dos filas de columnas interiores. En planta baja, apoyan sobre las columnas antes mencionadas, pero de modo intercalado, lo cual permite una mayor separación entre ellas, liberando así a la planta baja de columnas.

En cuanto a los entresijos, se optó por losas alveolares de hormigón pretensado, las cuales descargan sobre vigas metálicas transversales y longitudinales que transmiten las cargas a las columnas o marcos.

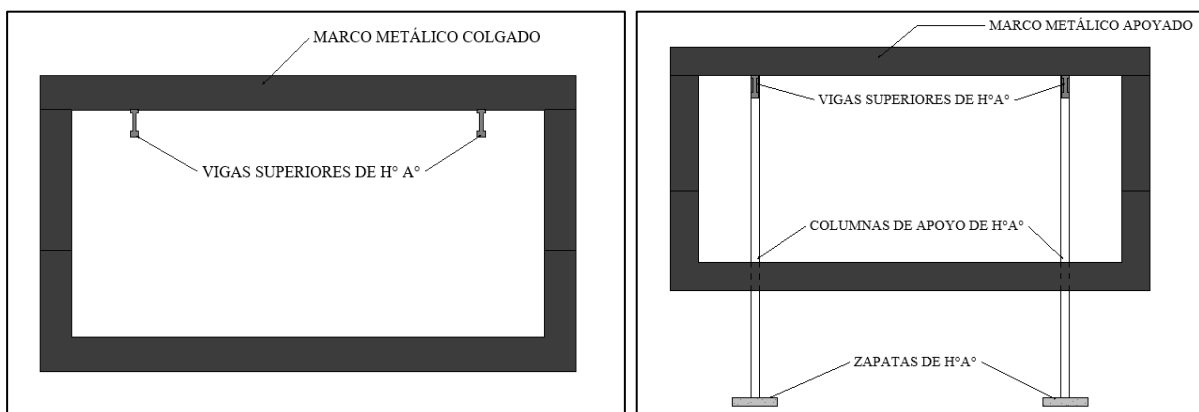


Figura 5.40 – Esquema estructural de marcos metálicos. Fuente: Autor.

5.10.2 Cerramiento exterior

El sistema envolvente de un edificio no es utilizado únicamente para proporcionar un cerramiento al edificio, sino que también cumple un rol en la caracterización e identidad del mismo. Para obtener un confort visual y el ingreso de la luz natural a los espacios, se optó por la utilización de un sistema de muro cortina, mientras que para aquellos lugares que necesiten menor entrada de luz o mayor privacidad se dispuso de paneles sándwich cementicios.

5.10.2.1 Sistema de muro cortina

Se escogió un sistema de fachada modular ligera la cual posee grandes ventajas frente a viejos sistemas de muro cortina. Se colocarán en todos aquellos lugares en los cuales sea necesario iluminación natural adecuada como así también los espacios comunes para conectar al usuario con el exterior. Siendo estas las aulas, pasillos, comedor escolar, pasillos, entre otros. Al realizarse en su totalidad en fábrica se puede garantizar la calidad de un rendimiento económico, hermeticidad y acústica una vez terminada la obra. Por este mismo motivo posee un montaje rápido y sencillo ya este se realiza desde el interior, siendo innecesario la utilización de andamios o medios auxiliares.

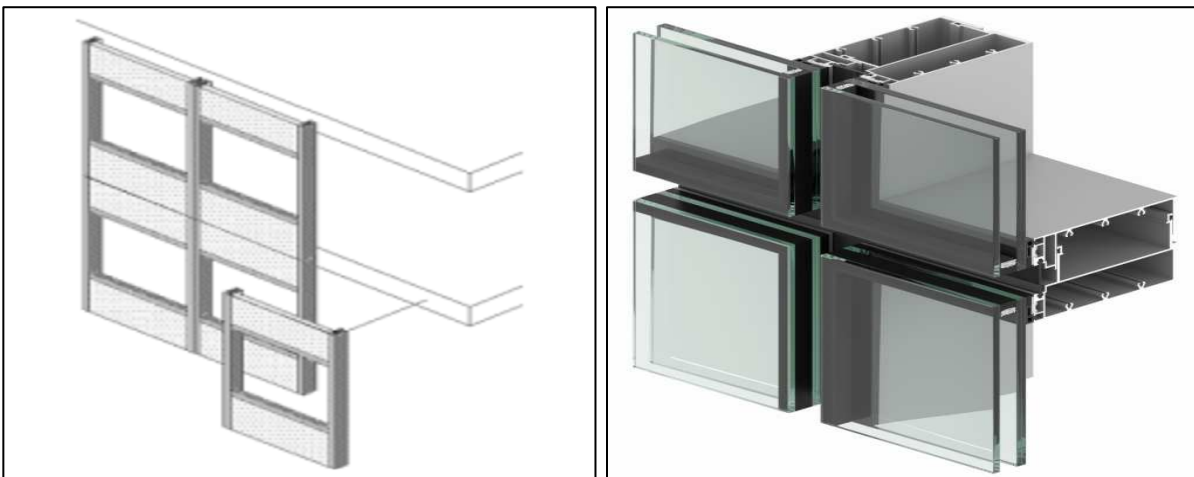


Figura 5.41 – Sistema de muro cortina. Fuente: Riventi fachadas estructurales.

Es posible integrar a la fachada ventanas de diferentes aperturas para una correcta ventilación. A su vez, este sistema posee diversas variantes a su estética exterior pudiendo utilizarse silicona estructural para ocultar la perfiles y brindar altas prestaciones de resistencia mecánica.

Es sabido que los edificios son, en general, los responsables de un alto valor del consumo energético total y generan emisiones de CO₂ a la atmósfera durante su vida útil. Es por ello que es de vital importancia la selección correcta de los materiales que conforman la envolvente para reducir los gastos y minimizar los daños al ambiente atendiendo a los requerimientos climáticos y de diseño de la obra. El muro cortina se puede construir con diferentes tipos de vidrios, atendiendo a nuestras necesidades se han escogido los siguientes:

- **Vidrio insulado.**
- **Vidrio laminado.**
- **Vidrio de control solar.**
- **Vidrio reflectante.**



Figura 5.42 – Vidrio con doble cierre hermético. Fuente: Muborglass.

Como elemento principal se optó por el uso del vidrio insulado o doble vidrio hermético. Este es un sistema de paneles compuesto por dos hojas de vidrio selladas herméticamente y con una cámara de aire deshidratado entre ambas, brindando un gran aislamiento termoacústico comparado con uno monolítico. Como alternativa, es posible la combinación de múltiples sistemas, para lograr las prestaciones deseadas, como una iluminación natural, aislación acústica para evitar molestias ocasionadas por los ruidos exteriores y control del clima interior.

Para lograr los requerimientos antes mencionados, uno de los vidrios utilizados en este sistema es el laminado, el cual se compone por vidrios unidos entre sí bajo calor y presión por medio de láminas intermedias de butiral de polivinilo. Esta lamina posee una gran aislación acústica la cual logra amortiguar las vibraciones producida por las ondas sonoras. Al igual que el vidrio insulado, el laminado puede conformarse mediante múltiples combinaciones según el requerimiento del diseño. Se decidió asociarlo con vidrios de baja emisividad y de control solar.

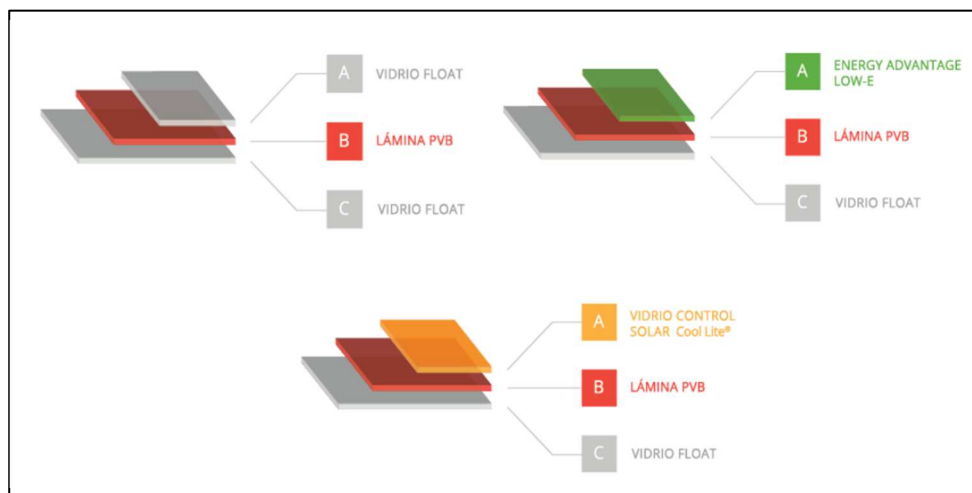


Figura 5.43 – Combinación de componentes en vidrios laminados. Fuente: Blindex.

Se escogió el vidrio de baja emisividad ya que, al encontrarse revestido en una de sus caras con un coating, diseñado especialmente para obtener buenas propiedades de baja emisividad, permite que buena parte de la radiación solar de onda corta atraviese el vidrio y refleje la mayor parte de la radiación de calor onda larga, que producen, entre otras fuentes, los sistemas de calefacción, conservándolo en el interior sin perder la luminosidad en el espacio. Como se ha utilizado como componente del vidrio laminado, se debe tener conocimiento de que la cara revestida no debe quedar en contacto con el PVB

ya que anula su propiedad de baja emisividad. Se combina con una capa de control solar para conseguir así también las ventajas provistas por la retención del calor en invierno. En consecuencia, de la combinación de los diversos sistemas se obtiene la siguiente configuración:

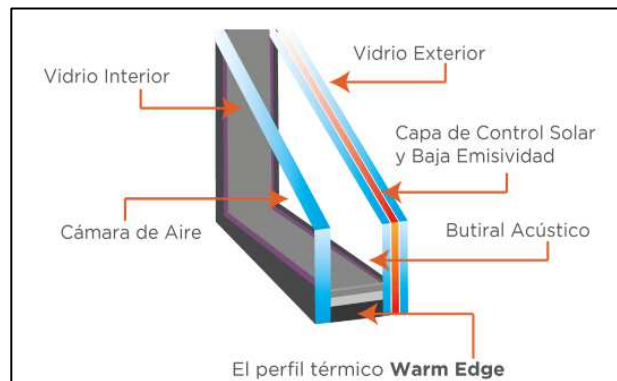


Figura 5.44 – Esquema de muro cortina adoptado. Fuente: Ventana Vela

Esta combinación otorga al usuario el confort deseado al estar junto al acristalamiento, eliminando la sensación de frío o calor extremo. Además, es un vidrio doble térmicamente reforzado al que se le añade una fina capa transparente en una de sus laminas, de tal manera la cantidad de calor solar que absorbe el vidrio y la cantidad de calor solar que pasa del exterior al interior a través del vidrio. Permite la entrada de luz natural mientras reduce el gasto de la refrigeración.

Juntas de dilatación

La calidad de un muro cortina depende fundamentalmente de la realización de las uniones y las juntas que sirven para ensamblar los diferentes elementos que los constituyen. El problema de las variaciones dimensionales juega un papel decisivo en el diseño constructivo y la concepción de las juntas por lo que, las juntas entre los elementos de los muros cortina deben entenderse como verdaderas juntas de dilatación.

La imposibilidad de fabricar, transportar y montar una fachada continua nos obliga a la formación de juntas que resuelven la unión entre los distintos paneles. Los problemas se deben resolver son:

- En primer lugar, los que se refieren al propio panel: planeidad, dimensiones máximas, aislamiento térmico y acústico, permeabilidad al agua, gradiente térmico, resistencia a agentes ambientales, etc.
- En segundo lugar, los que se refieren al sistema de anclaje: facilidad de alineación, aplomado y nivelación, posibilidad de montaje desde el interior, anclaje posterior de nuevas piezas, necesidad de subestructura para la fijación de los anclajes, etc.
- En tercer lugar, los que se refieren propiamente a las juntas: geometría, sellado, estanqueidad, tolerancias dimensionales, capilaridad, colmatación por suciedad, mantenimiento, movilidad, aislamiento térmico y acústico, etc.
- Y, en cuarto lugar, los que se refieren al sistema de montaje, mantenimiento y reparación que tiene que ver con lo livianos que puedan ser los paneles, con el diseño de la junta y con el sistema de fijación.

Juntas de dilatación vertical

Es la unión deslizante vertical que se forma entre dos montantes. Se trata de un elemento cuyo correcto funcionamiento es de vital importancia para la integridad del sistema de muro cortina, dadas las elevadas deformaciones que presentan por lo general los elementos estructurales metálicos como los

utilizadas en el proyecto. El sistema utilizado consiste en un manguito que enlaza los montantes telescópicamente. Para conseguir una buena estanqueidad este elemento deberá fijarse al montante inferior e ir suelto en el superior. De esta forma, el movimiento debido a la dilatación se produce en la unión superior, y la junta inferior fija puede cerrarse con silicona industrial u otro tipo de sellante.

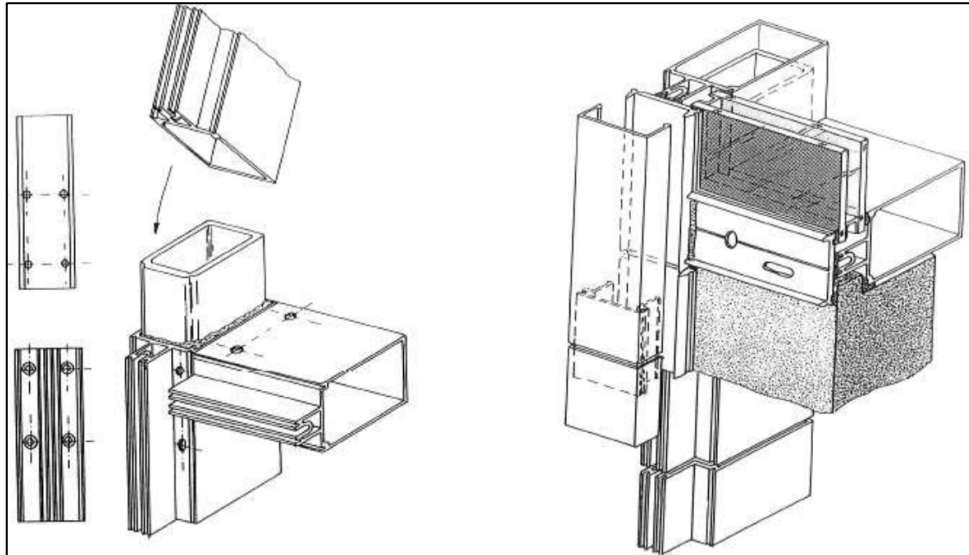


Figura 5.45 – Unión deslizante de montantes. Fuente: Carpintería de aluminio – Juan C. Salvador.

5.10.2.2 Placas cementicias

Entre las opciones provistas entre los fabricantes para paneles exteriores se eligió disponer de placas cementicias por sus prestaciones. Se componen de cemento portland y posee propiedades incombustibles e impermeables. También son resistentes a la humedad y al impacto, por lo que son las más utilizada para cerramientos exteriores. Por las prestaciones antes mencionadas y los requerimientos estéticos y funcionales de los espacios se instalará en los núcleos sanitarios y oficinas de planta baja para impedir vislumbrar al personal trabajando desde el exterior. Al ser más delgadas que un cerramiento de construcción tradicional, permite ganar hasta un 8% de espacio interior con un menor requerimiento estructural por su mínimo peso. La instalación se realiza de forma rápida y sencilla debido a su sistema y peso lo que permite un trabajo fluido y sin complicaciones. Se las debe recubrir con una pintura elastomérica, la cual otorga la textura y el color deseado.



Figura 5.46 – Esquema de placa cementicia. Fuente: Isover.

5.10.3 Cerramiento interior

A la hora de diseñar un centro educativo hay que tener diversas consideraciones para el confort de sus usuarios, buena luminosidad, acústica y sanidad e higiene de los espacios que lo requieran.

5.10.3.1 Acústicos

Es de especial importancia que exista una acústica adecuada para conseguir una enseñanza favorable sin producir molestias a los docentes y alumnos por producto del ruido de los espacios adyacentes y del propio ambiente, como así también en las oficinas para el confort de los empleados y un trabajo más eficiente. A pesar de que en una institución educativa el espacio de mayor importancia son las aulas, no debe olvidarse de la existencia de otros espacios como el comedor, laboratorios, bibliotecas y oficinas. Cada uno de ellos tendrá prestaciones que atenderán a las actividades que se realicen en estos por lo que se deberán utilizar en cada caso, materiales acústicos que se adaptan de la forma más eficiente.

5.10.3.1.1 Paneles acústicos

En todas las paredes de las aulas y oficinas en general se empleó paneles que proporcionen los niveles de acústicos requeridos. Se optó por la instalación de panel Ecophon Akusto™ Wall con perfilera a la vista o escondido según las necesidades del ambiente.

Sus prestaciones acústicas vienen dadas por la utilización de lana de vidrio de alta densidad. La superficie vista está compuesta por un tejido de fibra de vidrio resistente a impactos pintada, mientras que la cara posterior del panel está revestida con un tisú de vidrio.

Por otro lado, en espacios particulares como el auditorio, la acústica cobra protagonismo frente a los demás requerimientos. La opción más eficiente para satisfacer esta necesidad son los paneles acústicos de madera fonoabsorbente, además de presentar armonía y confortabilidad. En concreto se escogieron los paneles acústicos Spigoacoustic sobre un soporte M.D.F ignífugo.

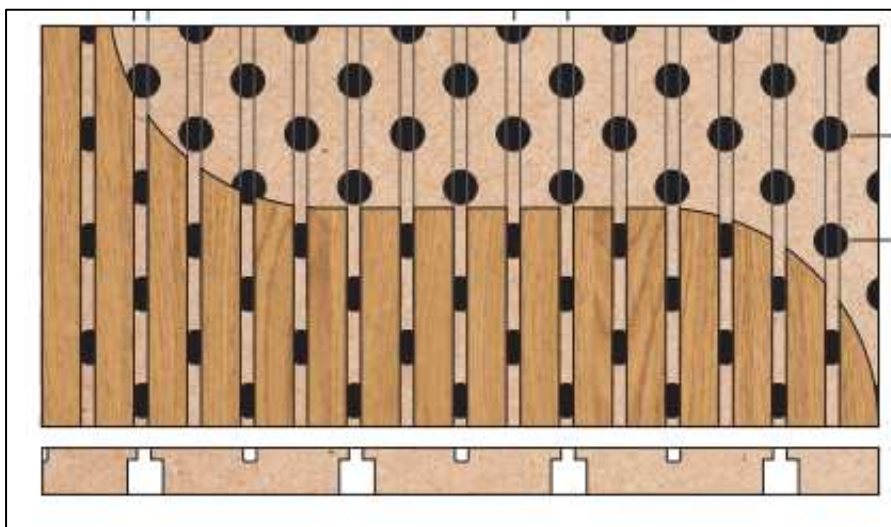


Figura 5.47 – Panel acústico tipo. Fuente: SpigoGroup.

La capacidad de absorción y acondicionamiento acústico serán determinados mediante calculo. Este último contempla los niveles de inteligibilidad y tiempos de reverberación gracias a sus diferentes combinaciones de canales y perforaciones circulares. Atendiendo a las formas de obtención del material en el mercado, se utiliza como techo y como paredes del auditorio.

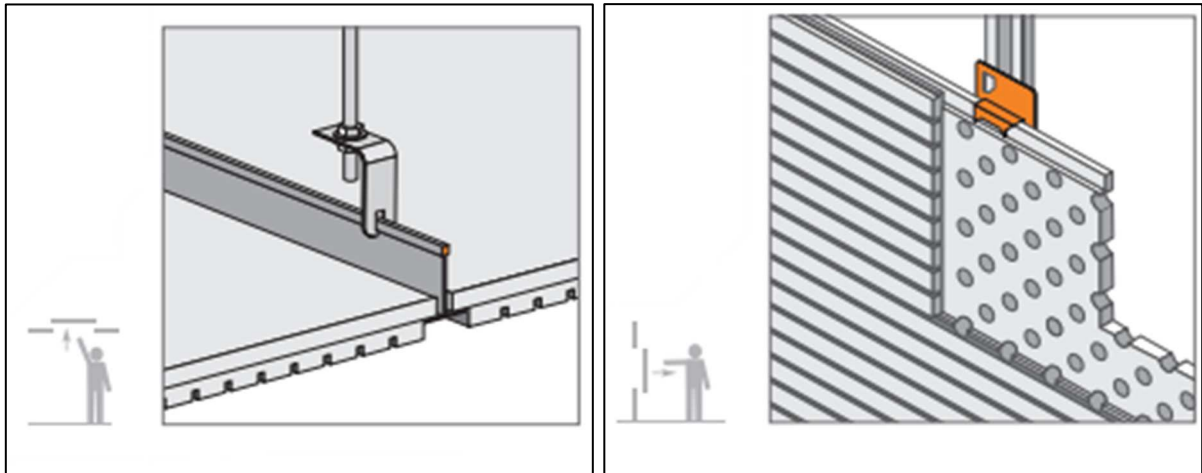


Figura 5.48 – Métodos de instalación de paneles acústicos. Fuente: SpigoGroup.

5.10.3.1.2 Cristalería acústica

En los ambientes interiores que utilicen cristalería, como ser la biblioteca, el comedor, se utilizarán los vidrios laminados PVB con reducción acústica explicados anteriormente para proveer las prestaciones requeridas por los ambientes. En los comedores existen diversas fuentes de ruido por lo que si no se cuenta con la aislación adecuada se obtiene como resultado un entorno estresante e incómodo. Por ello se recomienda que los decibeles admisibles en un comedor sean de 45 a 55 dB.

La biblioteca al ser un lugar de estudio debe poseer una aislación acústica más exigente, mayormente al encontrarse adyacente a espacios de gran circulación, siendo esta de 35 a 40 dB. Cada uno de ellos estará conformado por diferentes espesores según los decibeles admisibles en cada ambiente.

5.10.3.2 Higiénicos y sanitarios

En esta clase de instituciones existen espacios que tienen como exigencia principal la sanidad y la higiene, siendo estos los laboratorios, baños y la cocina del comedor. En estos, se elige usar paneles sanitarios FRP ya que este sistema cumple los requerimientos de máxima resistencia, higiene y limpieza. Se fabrica con resinas plásticas reforzadas con fibra de vidrio ofreciendo una alta resistencia al impacto y a algunos productos químicos, bacterias y abrasivos. Son de fácil limpieza y poseen gran resistencia a la humedad sin generar hongos y no absorbe olores.

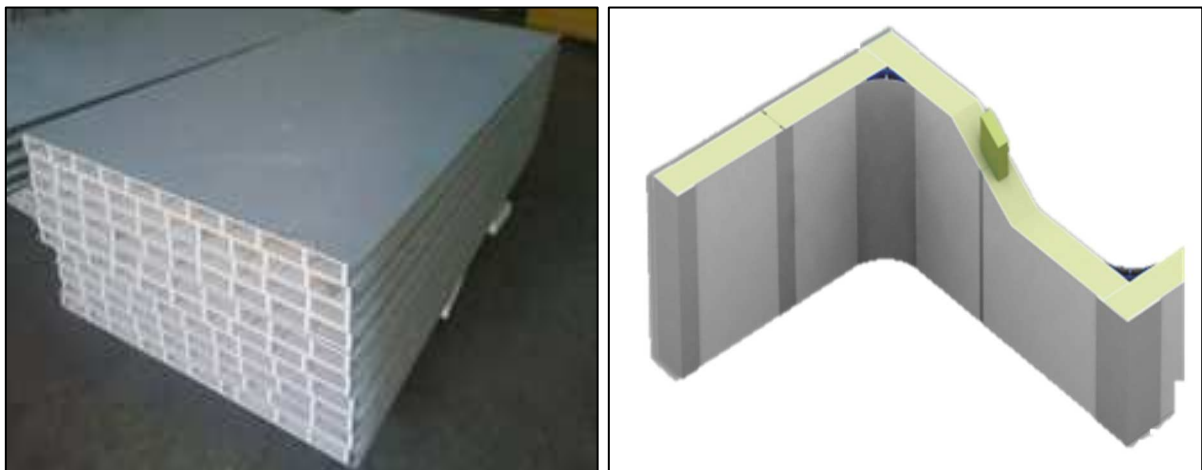


Figura 5.49 – Paneles sanitarios FRP. Fuente: Hygienic Perú.

5.10.4 Pisos

Los pisos en general se resolvieron mediante la utilización de pisos técnicos y porcelanatos. En primer lugar, los pisos técnicos se utilizan primordialmente en lugares donde deben pasarse gran cantidad de instalaciones eléctricas de forma prolija, funcional y seguras. Por ello se utilizará en el aula multimedia como así también la biblioteca, este último por su amplio espacio limita la colocación de tomacorriente en las paredes, presentándose esta como la solución más eficiente.

Se elaboran con paneles de cemento que tienen como objetivo absorber las vibraciones y mejorar su resistencia a cargas dinámicas y estáticas. Estas placas se encuentran revestidas en HPL (laminado de alta presión) que otorga propiedades antiestáticas para control de las instalaciones que pasan por debajo de ella. Su cara superior es plana y su cara inferior cuenta con una configuración espacial, presenta diversos tipos de revestimientos utilizando en nuestro caso cerámico para en la sala multimedia para mantener uniformidad con el resto del edificio y parqué en la biblioteca.

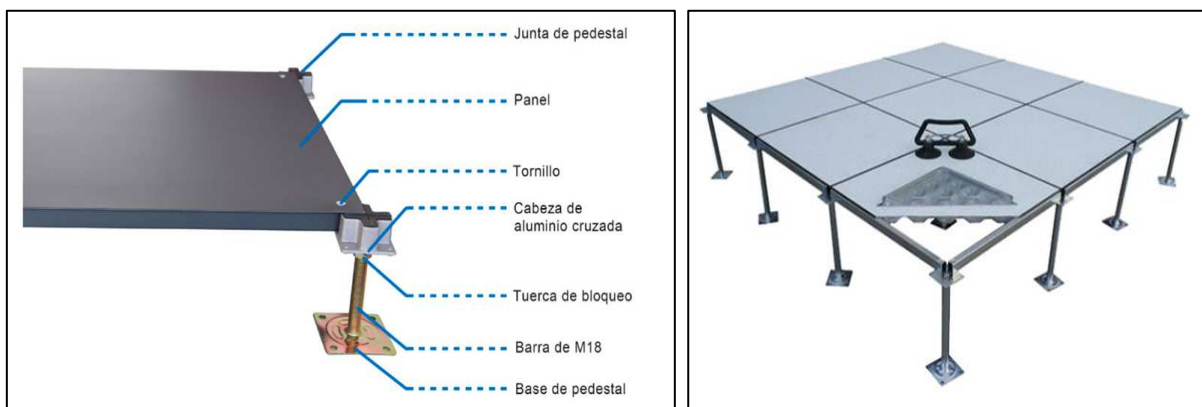


Figura 5.50 – Esquema y estructura de un piso técnico. Fuente: Interfloor.

Por el lado del porcelanato, este posee una clasificación PEI IV, lo cual enuncia sus altas prestaciones de resistencia por lo que son ideales para pisos de alto tránsito sin descuidar la estética. Es un material antideslizante, de baja porosidad que brinda una excelente respuesta ante derrame de líquidos y su mínima absorción de agua facilita su limpieza y mantenimiento. Se colocarán en todos los ambientes de la facultad a excepción de aquellos que utilicen pisos técnicos.

5.10.5 Cielorraso

Se optó por la utilización de un sistema desmontable de cielorraso con estructura metálica a la vista en toda la edificación, exceptuando el auditorio, por sus altos requerimientos, donde se utilizará el sistema de panel microperforado explicado anteriormente.

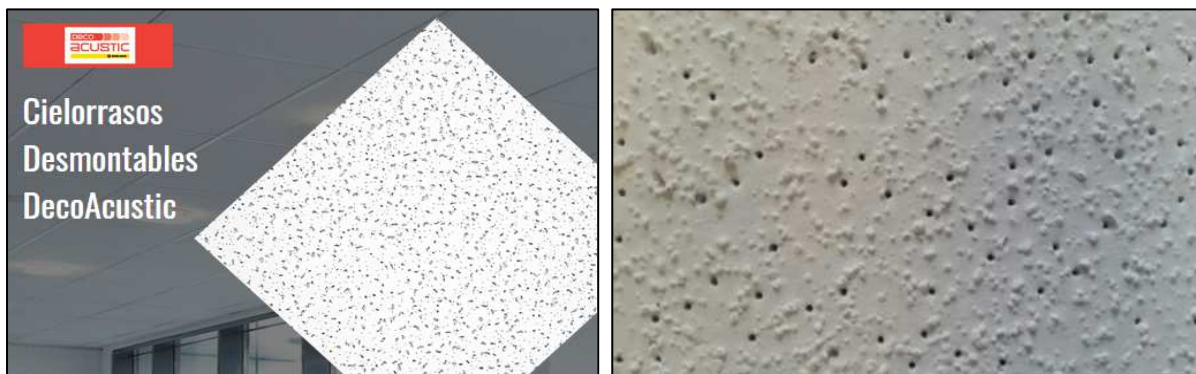


Figura 5.51 – Cielorraso desmontable DecoAcoustic. Fuente: Durlock® Web.

Concretamente se eligió Acustic Durlock® por sus prestaciones acústicas, aislante térmica, reflectancia lumínica, estéticas y protección ante incendios. Logran un gran nivel de absorción acústica y controlan la reverberación de sonidos por lo que brindan la solución óptima para este tipo de obra. Poseen una mayor resistencia mecánica debido a su alta densidad y óptimo compacto, esto asegura la estabilidad dimensional y un mejor comportamiento frente a la humedad relativa ambiente.

5.10.6 Cubierta

La cubierta de techo fue resuelta mediante la utilización de un “**sistema de paneles Ypsilon de Astori**”. Estos paneles son elementos prefabricados de hormigón pretensado con forma trapezoidal que permiten cubrir grandes luces y, a su vez, conducir el agua de lluvia hacia sus dos extremos debido a la contraflecha propia que adquiere en el proceso de tesado. El agua es receptada directamente desde el panel por “**vigas U**”, las cuales poseen forma acanalada y transportan el líquido hacia caños de bajada embutidos en las columnas.

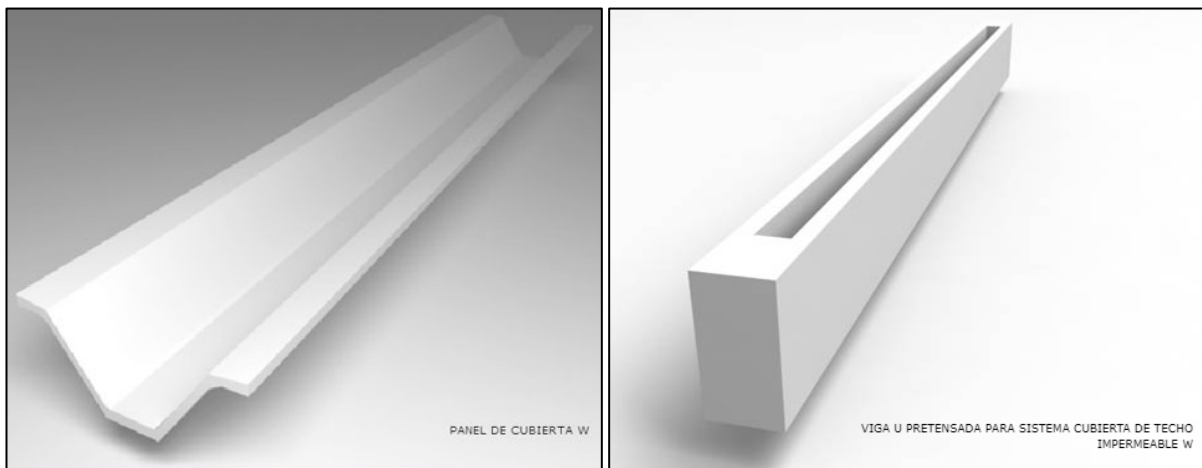


Figura 5.52 – Sistema de cubierta impermeable. Fuente: Pretensa Estructuras.

La característica principal de este sistema es su flexibilidad para adaptarse prácticamente a cualquier modulación. El panel de techo tiene un ancho constante y longitud variable y permite obtener una iluminación cenital por medio de luceras corridas.

Otra de sus ventajas es la posibilidad de suspender elementos como cielorrasos, conductos, artefactos de iluminación artificial, etc.

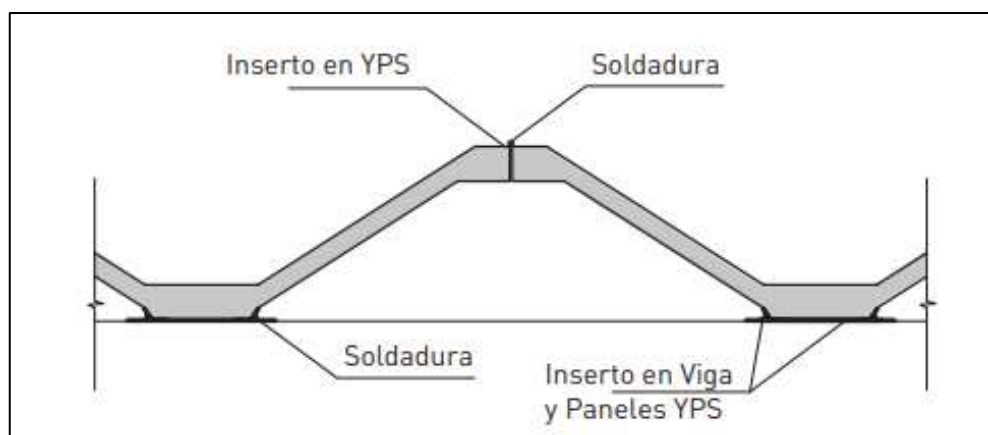


Figura 5.53 – Fijación de paneles Ypsilon. Fuente: Astori Estructuras.

Es necesario realizar una correcta impermeabilización de todas las juntas de paneles, longitudinales y transversales. La impermeabilización, en general consiste en una imprimación de toda la superficie de los paneles con pintura asfáltica, posteriormente se realiza la colocación de tiras de membrana (asfáltica aluminizada o una geomembrana imprimada) a lo largo de las juntas de los paneles.

5.10.7 Instalación Sanitaria

Las instalaciones sanitarias constituyen el punto de contacto entre los servicios públicos y el usuario, por lo que se debe cumplir con todos los requisitos técnicos y sanitarios para el diseño de las instalaciones de agua potable y drenajes de las aguas residuales.

El reglamento para diseñar las instalaciones sanitarias domiciliarias fue redactado por Obras Sanitarias de la Nación, cuyas disposiciones se encuentran vigentes actualmente, pese a la transferencia de jurisdicciones. También se utilizó como guía de cálculo y referencia el manual “*Instalaciones Sanitarias*” del autor Néstor P. Quadri.

5.10.7.1 Suministro de agua potable

La zona de emplazamiento del proyecto se encuentra abastecida por un tanque elevado que brinda una presión máxima a nivel de vereda de 8 m.c.a. Como el proyecto contempla núcleos sanitarios en todas las plantas, alcanzando una altura de aproximadamente 12 metros, la normativa establece que el sistema deberá contar con tanques de bombeo que aporten la presión suficiente para elevar el líquido hasta tanques de reserva propios del establecimiento.

La alimentación de los distintos artefactos se realiza mediante una cañería de conexión que llega al tanque de bombeo situado en un depósito o área de mantenimiento ubicado en la planta baja del edificio, almacenando, aproximadamente, la mitad del volumen de agua que el tanque de reserva ubicado en la cubierta. Según la normativa vigente, la capacidad del tanque de bombeo debe ser de 1/3 de la capacidad total necesaria, mientras que el tanque de reserva almacenará un 2/3 de dicho volumen total.

Mediante el equipo de bombeo, se impulsa el agua almacenada en el tanque de bombeo hasta la cubierta, donde se encuentra el tanque de reserva. donde las cañerías de bajada, vinculadas por un colector y un puente de empalme, distribuyen el agua hacia los diferentes locales.

Para ejecutar las instalaciones de provisión y distribución de agua, es necesario calcular los diámetros de la conexión al servicio municipal, la cañería de impulsión y las bajadas del tanque de reserva, junto con las colectoras y empalmes.

Una de las condiciones para el dimensionado, es asegurar que la alimentación de todos los artefactos tenga caudales y presiones que permitan su funcionamiento a velocidades convenientes. Se debe contar con una disponibilidad total de agua potable, en el turno más desfavorable, de 35 litros por persona por día, teniendo en. Entonces, se tiene:

Distribución de agua potable	
Total de alumnos	1329
Alumnos por turno	665
Personal administrativo y mantenimiento	60
Consumo por persona por día (lts.)	40
Consumo total (lts.)	28980
Volumen de tanque de bombeo (lts.)	9660
Volumen de tanque de reserva (lts.)	19320

Tabla 5.18 – Consumo de agua por día. Fuente: Autor.

Cañería de conexión

En función de las capacidades disponibles comercialmente, se optó por un tanque de bombeo de 10000 litros y un tanque de reserva con una capacidad de 20000 litros. Suponiendo que el tanque de bombeo se llena en aproximadamente 2 horas, el caudal de ingreso al tanque deberá ser:

$$Q = \frac{10000 \text{ lts}}{2 \text{ hs}} = \frac{10000 \text{ lts}}{7200 \text{ seg}} = 1.39 \frac{\text{lts}}{\text{seg}}$$

Según las normas de Obras Sanitarias de la Nación, para una presión disponible de 8 m.c.a. y un caudal requerido de 1,39 lts/seg. el diámetro de la conexión de ingreso deberá ser de 0,025 m.

5.10.7.2 Desagüe de líquidos cloacales

Los métodos para la eliminación de los efluentes de los edificios se pueden realizar básicamente de forma estática (pozos negros, cámaras sépticas, etc.) o dinámica (envío de efluentes a colectoras con determinada pendiente). En nuestro caso, el sistema adoptado es el dinámico, comprendido por una red de cañerías e instalaciones para la eliminación de las aguas cloacales. Está compuesta por las cañerías de evacuación primarias y secundarias, las cañerías de ventilación y los cierres hidráulicos o sifones.

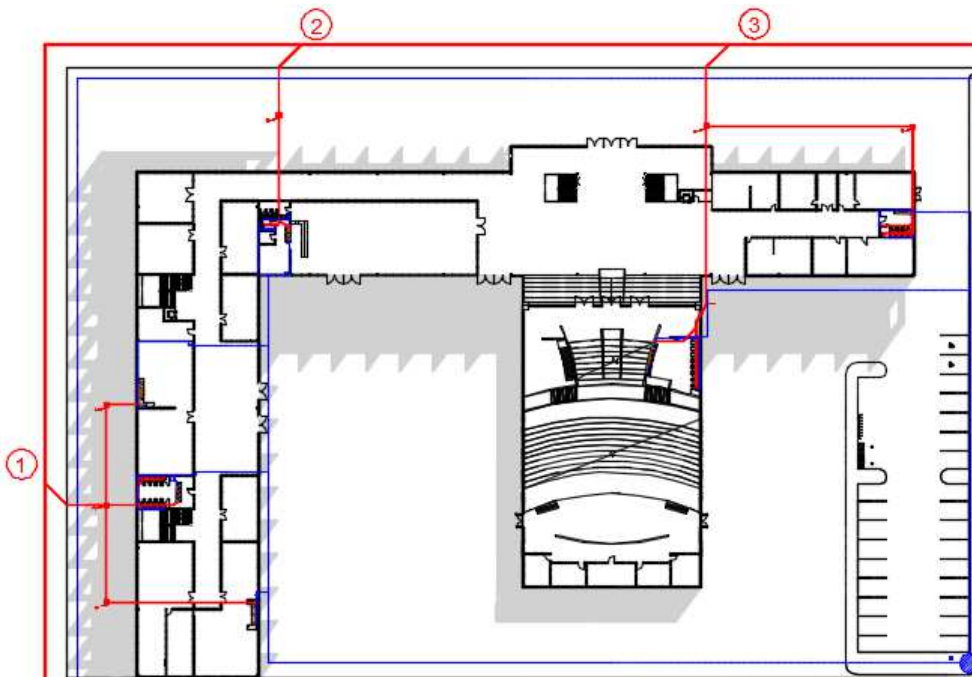


Figura 5.54 – Conexión a red colectora cloacal. Fuente: Autor.

Se decidió realizar 3 conexiones a la red colectora, correspondiéndole una para cada sector (área académica, servicios y área administrativa). Esto con el objetivo de no sobrecargar la red y lograr evacuar los efluentes de forma más distribuida.

5.10.8 Desagües pluviales

La misión del sistema pluvial es la de evacuar debidamente y sin afectar a propiedades vecinas, el agua de lluvia que puede recibir una parcela o lote tanto en su superficie cubierta y/o libre. Se puede clasificar a los elementos constitutivos del sistema en:

- **Elementos receptores:** Paneles “Ypsilon”, piletas de piso y bocas de desagüe.
- **Elementos verticales:** Caños de lluvia embutidos en columnas.
- **Elementos horizontales:** Vigas “U” y conductales.

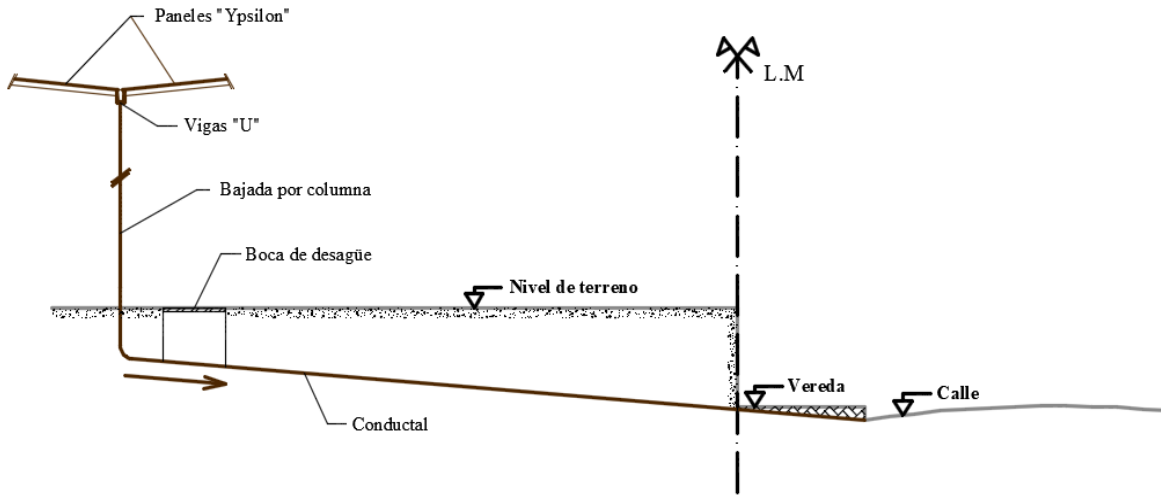


Figura 5.55 – Esquema general de desagüe pluvial. Fuente: Autor.

Los elementos receptores están ubicados en la cubierta (paneles “Ypsilon”), en los balcones (piletas de piso) y a nivel de piso (bocas de desagüe). Los horizontales se ubican a nivel de cubierta (vigas “U”) y por debajo del nivel de terreno como “conductales”. Por último, los elementos verticales son los denominados “Caños de lluvia”, se ubican embutidos en las columnas y reciben el agua de lluvia proveniente de las vigas “U” como se puede apreciar en la Figura 5.56.

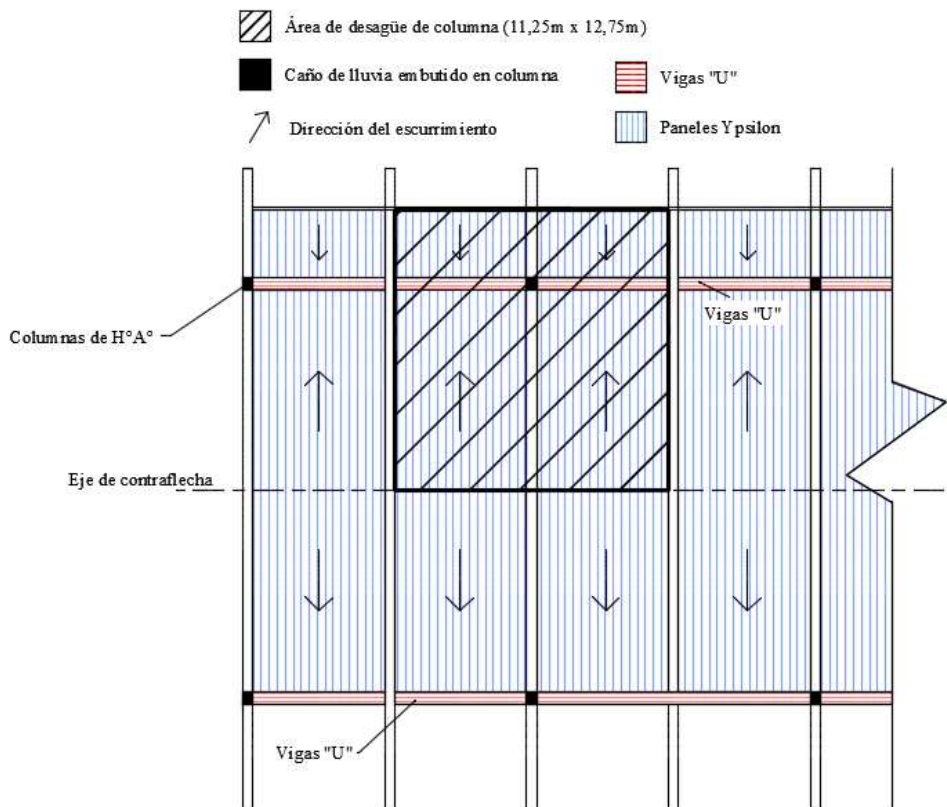


Figura 5.56 – Vista en planta del área de desagüe por caño de lluvia. Fuente: Autor

5.10.8.1 Verificación de capacidad de transporte

Se procede a determinar la capacidad en las vigas “U” y el diámetro de los caños de lluvia necesarios para conducir hasta el suelo el agua de lluvia proveniente de la cubierta. El caudal a desaguar será:

$$Q = \frac{S * I * e}{3600} \quad (\text{Ec. 5-1})$$

Donde:

- **S:** Área en proyección horizontal de la superficie de recogida = 11,25 m x 12,75 m ≈ **144 m²**.
- **I:** Intensidad máxima de precipitaciones a considerar (mm/h).
- **e:** Coeficiente de escorrentía = **1** (cubierta impermeable).

Se debe determinar la intensidad de lluvia de diseño para poder estimar el caudal. Para esto, se utilizaron las curvas I-D-T determinadas en el Capítulo 4 para el diseño del anteproyecto hidráulico. En este caso, se decidió adoptar una tiempo de recurrencia de 50 años y una tormenta de una hora de duración, con lo cual, la intensidad de diseño según la Ec. 4-1 será:

$$i = \frac{k \cdot (Tr)^m}{(d + c)^n} = \frac{840,3 \cdot (Tr)^{0,23}}{(d + 5)^{0,71}} = \frac{840,3 \cdot (50 \text{ años})^{0,23}}{(60 \text{ minutos} + 5)^{0,71}} = \mathbf{106,67 \frac{mm}{h}}$$

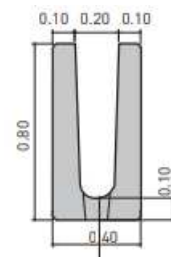
Entonces, el caudal a desaguar será:

$$Q_{nec} = \frac{144 \text{ m}^2 * 106,67 \frac{mm}{h} * 1}{3600} = 4,24 \frac{\text{litros}}{\text{seg}} = \mathbf{0,00424 \frac{m^3}{s}}$$

5.10.8.1.1 Vigas “U”

Como en este punto aún no se han dimensionado estos elementos, como criterio inicial se supondrán vigas “U” del tipo **U80**, las cuales poseen las dimensiones que se muestran a continuación:

- **Sección transversal del canal:** 0.20 m x 0.70 m = **0.14 m²**.
- **Perímetro mojado:** 0.20 m + 0.70 m + 0.70 m = **1.60 m**.
- **Radio hidráulico:** 0.14 m² / 1.60 m = **0.0875 m**.
- **Coeficiente de rugosidad “n”:** **0.014** (hormigón prefabricado).
- **Pendiente:** 0.001 m/m.



Con estos datos, se determina el caudal máximo de evacuación para este tipo de viga mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{3}{2}} * i^{\frac{1}{2}} * A \quad (\text{Ec. 5-2})$$

Donde:

- **n:** coeficiente de rugosidad de Manning.

- **R_h**: radio hidráulico.
- **i**: pendiente de escurrimiento.
- **A**: área de la sección transversal.

Reemplazando, se tiene:

$$Q = \frac{1}{0.014} * (0.0875m)^{\frac{3}{2}} * 0.001^{\frac{1}{2}} * 0.14m^2$$

$$Q = 0.008 \frac{m^3}{s} > 0.0042 \frac{m^3}{s} \quad \checkmark$$

5.10.8.1.2 Caños de lluvia en columnas

La sección de estos caños está en directa relación con el tipo de cubierta que se trate y de la cantidad de metros cuadrado a desaguar como lo ejemplifica la Tabla 5-19.

Es evidente que, a mayor pendiente, la cantidad de metros cuadrado que se desagua es menor, razón por la cual a la hora de diseñar una cubierta debe tenerse en cuenta este factor. En este caso, se tiene una cubierta de paneles Ypsilon cuya inclinación viene dada por la contraflecha producida por el efecto del pretensado. La Tabla 5-19 está referenciada a una intensidad de diseño de 60 mm/h; por lo cual, se adaptaron los valores a una intensidad de 120 mm/h con el fin de poder relacionarlo a nuestro caso. Dichos valores, se presentan entre paréntesis.

Diámetro del caño de lluvia	0.060 m	0.100 m	0.125 m	0.150 m	0.175 m
Techos planos (pendiente hasta 5%)	90 (45)	300 (150)	450 (225)	750 (375)	900 (450)
Techos inclinados	65 (32)	220 (110)	320 (160)	550 (275)	620 (310)
Caños de lluvia ventilados (caño de ventilación o reja de espiración)	180 (90)	600 (300)	900 (450)	1500 (750)	1800 (900)

Tabla 5.19 – Superficie máxima de desagüe. Fuente: Adaptado de Normas de instalaciones OSN.

Como la superficie a desaguar es de 144 m² y la inclinación de los paneles en ningún caso supera el 5%, se debe adoptar, como mínimo, una cañería de **0.10 m** de diámetro.

5.10.9 Instalación de gas

Como se mencionó anteriormente, el proyecto se ubica en una zona que no se encuentra cubierta por la red pública de suministro. Por lo tanto, es necesario recurrir a instalaciones de gas envasado tanto para el sector de buffet como para el laboratorio de nutrición, ya que ambos requieren de la utilización de artefactos a gas, como, por ejemplo, las cocinas.

El gas envasado es una mezcla de propano y butano, constituyendo lo que se llama gas licuado. Estos elementos se los lleva al estado líquido bajo cierto régimen de presión. Si bien se encuentra en este estado para conseguir ventajas económicas en la distribución de los cilindros, el mismo es usado por el consumidor en estado gaseoso. La característica de un equipo individual para gas envasado establecido por el Reglamento, consta según se indica en la Figura 5.57, de:

- Dos cilindros (uno en uso y uno en reserva).
- Un regulador de presión con sus accesorios.

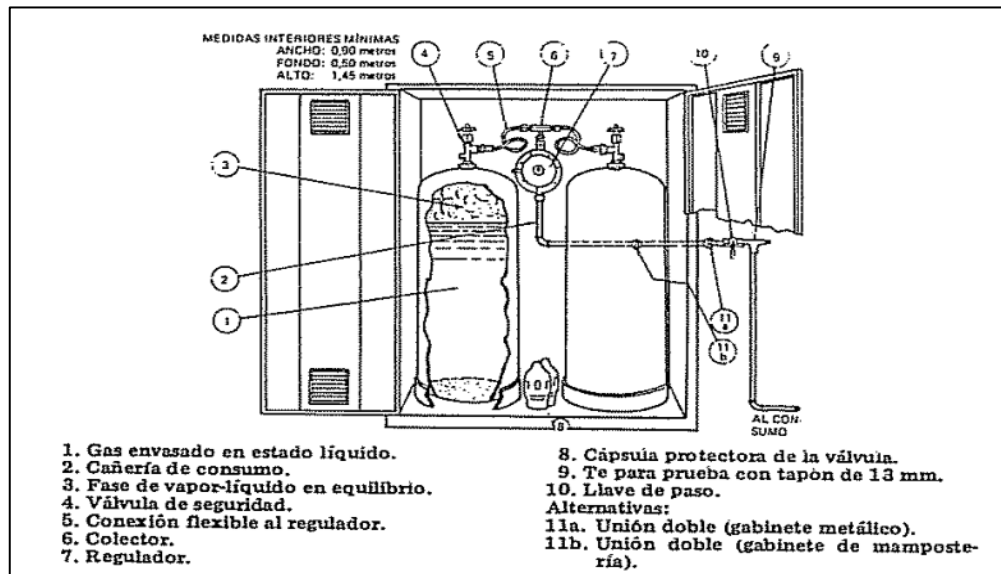


Figura 5.57 – Equipo individual de gas. Fuente: “Instalaciones de gas”. Néstor P. Quadri.

Sólo se utiliza un cilindro a la vez, manteniendo el otro en reserva para hacer que el servicio sea ininterrumpido. El regulador de presión trabaja con una presión de régimen de 28 cm de columna de agua. De esa forma si, por ejemplo, hubiera en la línea una presión de 28 cm de columna de agua, el regulador permanecerá cerrado, pero en el mismo instante en que la presión disminuye, por ejemplo, por una abertura de un grifo de consumo, el regulador se abre automáticamente, para permitir la salida del gas, de modo de mantener constante la presión mencionada. Las características de dicho regulador se indican en la Figura 5.58.

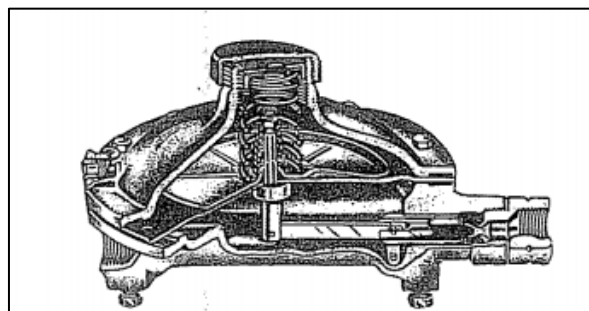


Figura 5.58 – Regulador de presión. Fuente: “Instalaciones de gas”. Néstor P. Quadri.

La instalación debe estar protegida por una válvula de seguridad contra cualquier exceso de presión, la cual tiene por objeto evitar que por un eventual desperfecto del regulador pase gas a la línea de consumo, con una presión mucho mayor que la de régimen normal. Esta válvula se abre en forma automática a una presión equivalente a 70 cm de columna de agua, cerrándose del mismo modo cuando aquella vuelva a ser normal. Según se observa en la Figura 5.57, a los cilindros y al regulador se los protege mediante un gabinete que debe ser incombustible. Las puertas deben ser de cierre rápido debiendo contar con ventilación en la parte superior e inferior, con una superficie mínima de 150 cm² cada una, construidas de material resistente.

Los cilindros deben instalarse sobre una base firme y nivelada, la que debe sobreelevarse entre 5 y 10 cm sobre el nivel del piso.

Ubicación del equipo

El equipo de gas envasado debe estar ubicado en lugares descubiertos, como el caso de patios, jardines, etc. La superficie de cielo abierto para un equipo individual se establece como mínimo en 6 m^2 , debiendo quedar frente al equipo un espacio libre mínimo de $0,80 \text{ m}$, siendo el lado menor e la superficie de 6 m^2 de $1,30 \text{ m}$. En caso de ubicarse varios equipos en un mismo espacio, se adiciona 4 m^2 más, por cada equipo que se agrega.

Para facilitar la reposición de los equipos, el acceso desde la calle debe efectuarse evitando atravesar ambientes amueblados, como dormitorios, comedores, escritorios, etc., debiendo ubicarse como máximo a $1,50 \text{ m}$ con respecto al nivel de la acera. Se establece que el equipo individual debe hallarse a más de 1 m de toda abertura del edificio, como ser: puertas, ventanas, rejillas de ventilación, piletas de desagües sin sifón, tabiques de madera o chapa, cuyas partes no estén unidas, etc. Además, todo artefacto eléctrico debe estar alejado a 2 m como mínimo.

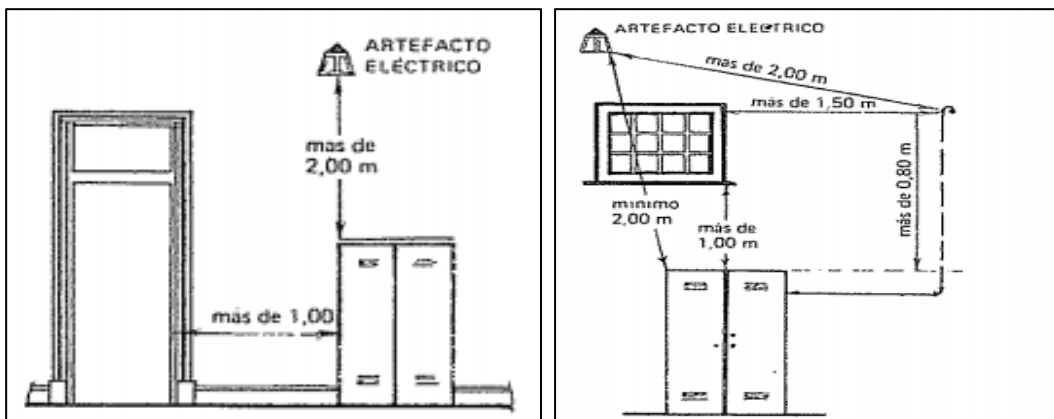


Figura 5.59 – Distancias mínimas recomendadas. Fuente: “Instalaciones de gas” Néstor P. Quadri.

El equipo debe mantenerse alejado a una distancia como mínimo de 2 m , considerándose como tales a los quemadores de hornallas o fogón, terminación de conductos de evacuación de productos de combustión de combustibles líquidos o sólidos, llaves, eléctricas, bajadas de pararrayos, etc. Además, todo conductor eléctrico externo o bajo plomo debe estar alejado como mínimo 15 cm del equipo.

Cañerías internas de gas envasado

Se define como cañería interna de una instalación de gas envasado, al tramo comprendido desde las válvulas de los cilindros hasta los artefactos. Se establece que es responsabilidad exclusiva del usuario la instalación interna desde la llave de cierre de los tubos de gas.

Las características de estas cañerías son similares a las instalaciones de gas natural. Según la Norma IRAM 2502, deben ser construidas de hierro galvanizado y no se permite el uso de caños de goma u otros materiales similares. Cuando se coloquen bajo piso de mosaico, cemento, etc., los caños pueden disponerse en los contrapisos de los mismos. Además, no deben estar expuestas a la humedad por proximidad de canillas y alejadas de caños de agua o cualquier conductor eléctrico.

El Reglamento especifica que en cada artefacto de consumo se debe colocar una llave de paso de igual diámetro al de la cañería que lo alimenta, en el mismo local, accesible, a la vista y de fácil accionamiento. Deben ser de cierre a $\frac{1}{4}$ de vuelta con tope, del tipo denominada “macho”.

La conexión de los cilindros de gas envasado debe permanecer cerrada hasta que no se terminen los trabajos de montaje y pruebas de cañerías. Luego se habilita la instalación mediante la conexión de los cilindros, debiéndose comprobar la hermeticidad y buen funcionamiento de los equipos, artefactos y ventilaciones. El usuario puede prever en instalaciones de gas envasado que las mismas se utilicen en un futuro para gas natural, siendo obligatorio en edificios de más de una planta.

Para ello las cañerías se diseñan para gas natural y se prevé la futura interconexión de la red. Sin embargo, el reglamento no admite que se efectúen interconexiones entre instalaciones que estén funcionando en forma independiente para gas envasado y el distribuido en redes.

Cantidad de cilindros necesarios

Para los casos e instalaciones comerciales, industriales, unidades hospitalarias, escuelas, instalaciones deportivas, etc., se realizan los cálculos de acuerdo al criterio que se desarrolla a continuación.

En primer lugar, como se mencionó anteriormente, el proyecto contará con 2 instalaciones para equipo de gas envasado, uno exclusivo para el buffet y otro para el uso del laboratorio de nutrición. En el buffet, se cuenta con 2 cocinas de 10.000 kcal/h, mientras que el laboratorio posee 4 de las mismas.

Para efectuar la estimación del consumo de los artefactos, se considera que, en los horarios de uso, se utiliza sólo una fracción de su potencia calorífica, obteniendo un consumo promedio diario de 30.000 kcal/día para el buffet y 10.000 kcal/día para el laboratorio. La cantidad de cilindros a proveer se determina en estos casos sobre la base de dos parámetros:

- Que la duración de la carga de los cilindros sea tal que permita un consumo de aproximadamente 15 días.
- Que se satisfaga el consumo horario máximo, en función de la cantidad de calor capaz de vaporizar el cilindro.

Se establece que un cilindro contiene aproximadamente 45 kg de gas líquido, siendo su poder calorífico de 11900 kcal/kg. De modo, entonces, que la cantidad de calor total el cilindro será:

$$45 \frac{kg}{cil.} * 11900 \frac{kcal}{kg} = 535500 \frac{kcal}{cilindro}$$

Entonces, el número de cilindros necesario para cada sector vendrá dado por la siguiente ecuación:

$$N^{\circ} \text{ de cilindros} = \frac{\text{Consumo estimado diario} \left(\frac{kcal}{día} \right) * 15 \text{ días}}{535500 \frac{kcal}{cil.}} \quad (\text{Ec. 5-3})$$

Reemplazando el consumo diario y la duración de carga:

$$N^{\circ} \text{ de cilindros en buffet} = \frac{2 * 30000 \frac{kcal}{día} * 15 \text{ días}}{535500 \frac{kcal}{cil.}} = \mathbf{1.68 \text{ cilindros.}}$$

$$N^{\circ} \text{ de cilindros en laboratorio} = \frac{4 * 10000 \frac{kcal}{día} * 15 \text{ días}}{535500 \frac{kcal}{cil.}} = \mathbf{1.12 \text{ cilindros.}}$$

Concluyendo, se colocarán en cada sector un cilindro en uso y otro en reserva.

5.10.10 Instalación Eléctrica

La instalación eléctrica se diseñó teniendo en cuenta los requerimientos de diseño de la normativa vigente. Se dispondrá el medidor sobre la calle 1° de Mayo, contiguamente se instalará dentro de una cabina el tablero principal, ya que este no puede ubicarse a más de 2 metros del medidor.

Se prevé de espacios para la colocación de los tableros seccionales en ambas alas y el auditorio, siendo los mismos ambientes secos, de fácil acceso y alejado de otras instalaciones. La circulación frente al tablero no debe estar obstaculizada en una distancia inferior a 1 metro y se debe utilizar como interruptor general un interruptor automático con apertura por corriente diferencial de fuga.

Por cuestiones de seguridad y practicidad se instalará disyuntor diferencial y llave termomagnética en la sala de conferencia, sala multimedia, biblioteca y comedor.

5.10.11 Iluminación

La iluminación en los ambientes es un requerimiento esencial para el confort de sus usuarios. Un espacio muy oscuro producirá molestias e inconvenientes a la hora de ejecutar sus actividades, es por este motivo que la intensidad de la iluminación varía en función de las tareas realizadas:

- Para las aulas, laboratorios, oficinas y la sala de lectura se proporcionará 300 lux.
- Como los libros necesitan un ambiente especial para su mantenimiento la intensidad de la iluminación en esta área será menor que la sala de lectura, siendo esta de 100 lux.
- Todos los baños contarán de una iluminación general de 100 lux.
- En el área del comedor se dispondrá de 100 lux tanto en la cocina como el área de consumo.
- Para los pasillos y zona de descanso se instalará 200 lux
- Como el auditorio y la sala de conferencia necesitan menos intensidad lumínica se dispondrá de 100 lux y 200 lux respectivamente.
- En los depósitos no será necesario contar con más de 50 lux.

Todas las luminarias serán lámparas led para un menor consumo y un mayor ahorro energético.



Figura 5.60 – Luminarias LED para ámbitos educativos. Fuente: Lumikon.

5.11 Presupuesto estimado

Para obtener el costo estimado del proyecto, se decidió realizar un presupuesto por comparación. Sin embargo, no es posible utilizar cualquier obra o proyecto como referencia, ya que las características del proyecto realizado son demasiado particulares y el resultado no sería representativo. Por este motivo, se decidió analizarlo en base a la obra que se tomó como referencia. Como se mencionó anteriormente,

la tipología arquitectónica del proyecto se basó en el “Campus Repsol”, del cual se tiene las siguientes referencias:

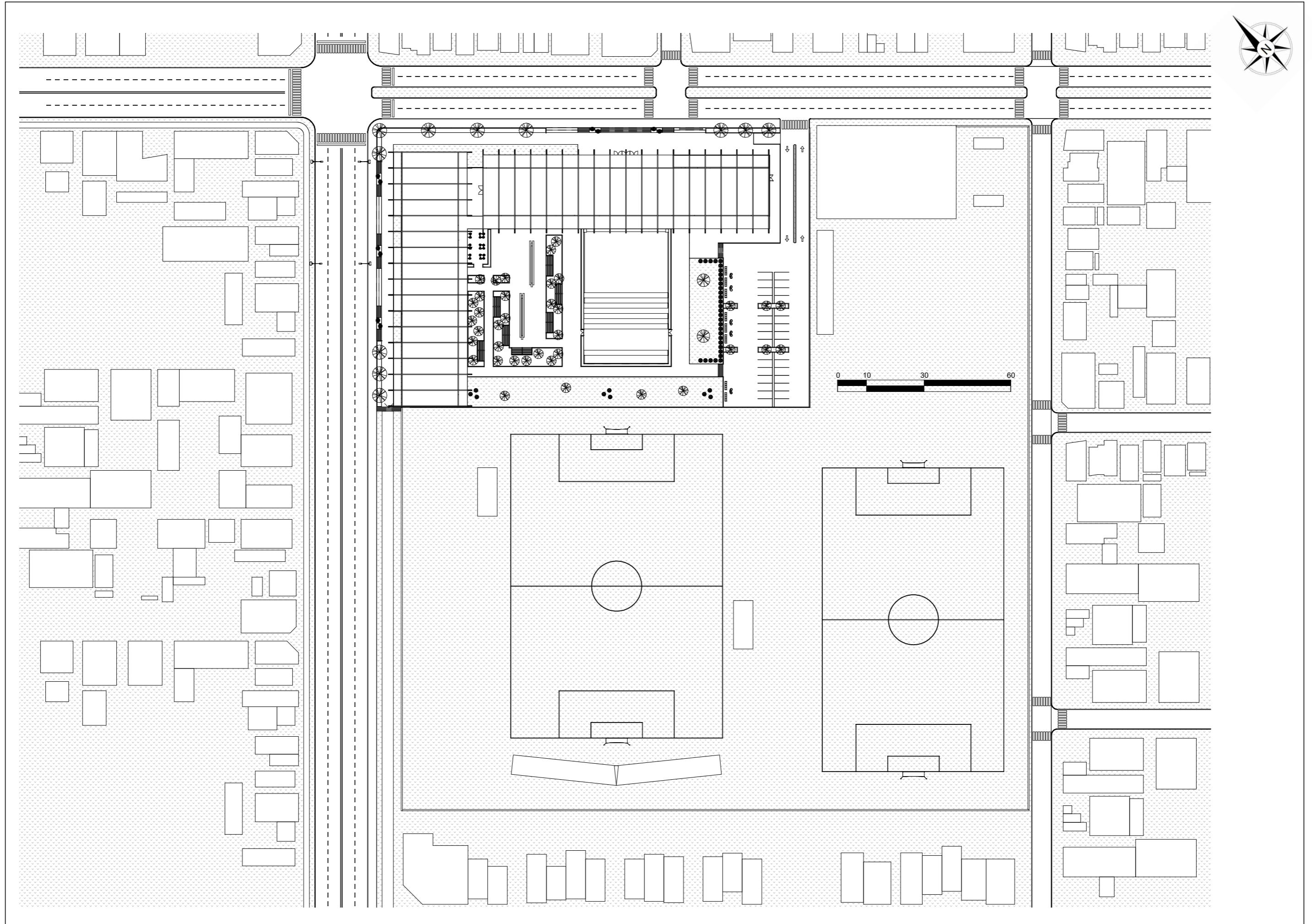
Campus Repsol	
Superficie	123.000 m ²
Costo final	139.37 millones de dólares
Costo/m ²	US\$ 1133.1

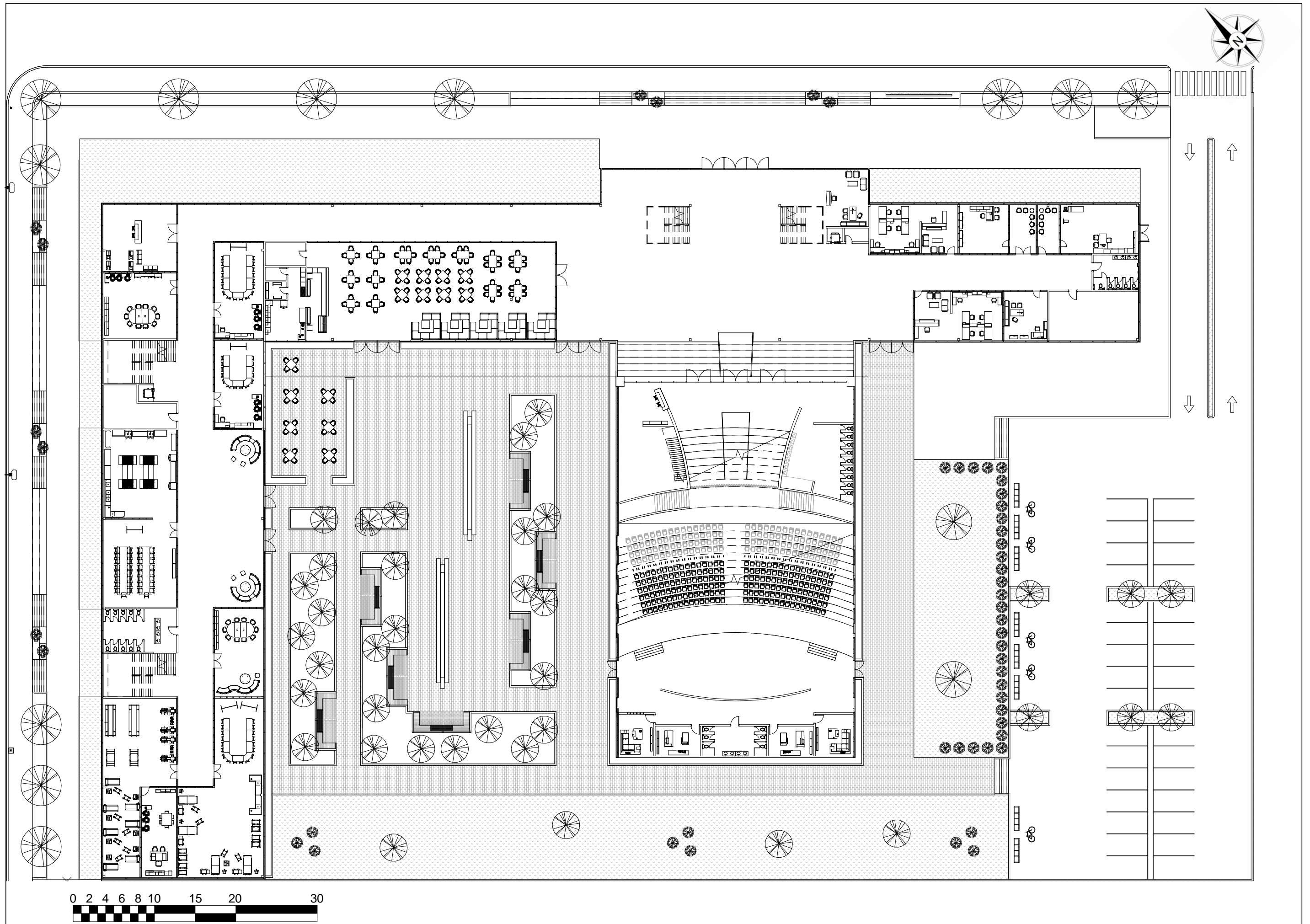
Tabla 5.20 – Costo por m² del Campus Repsol. Fuente: Sacyr.

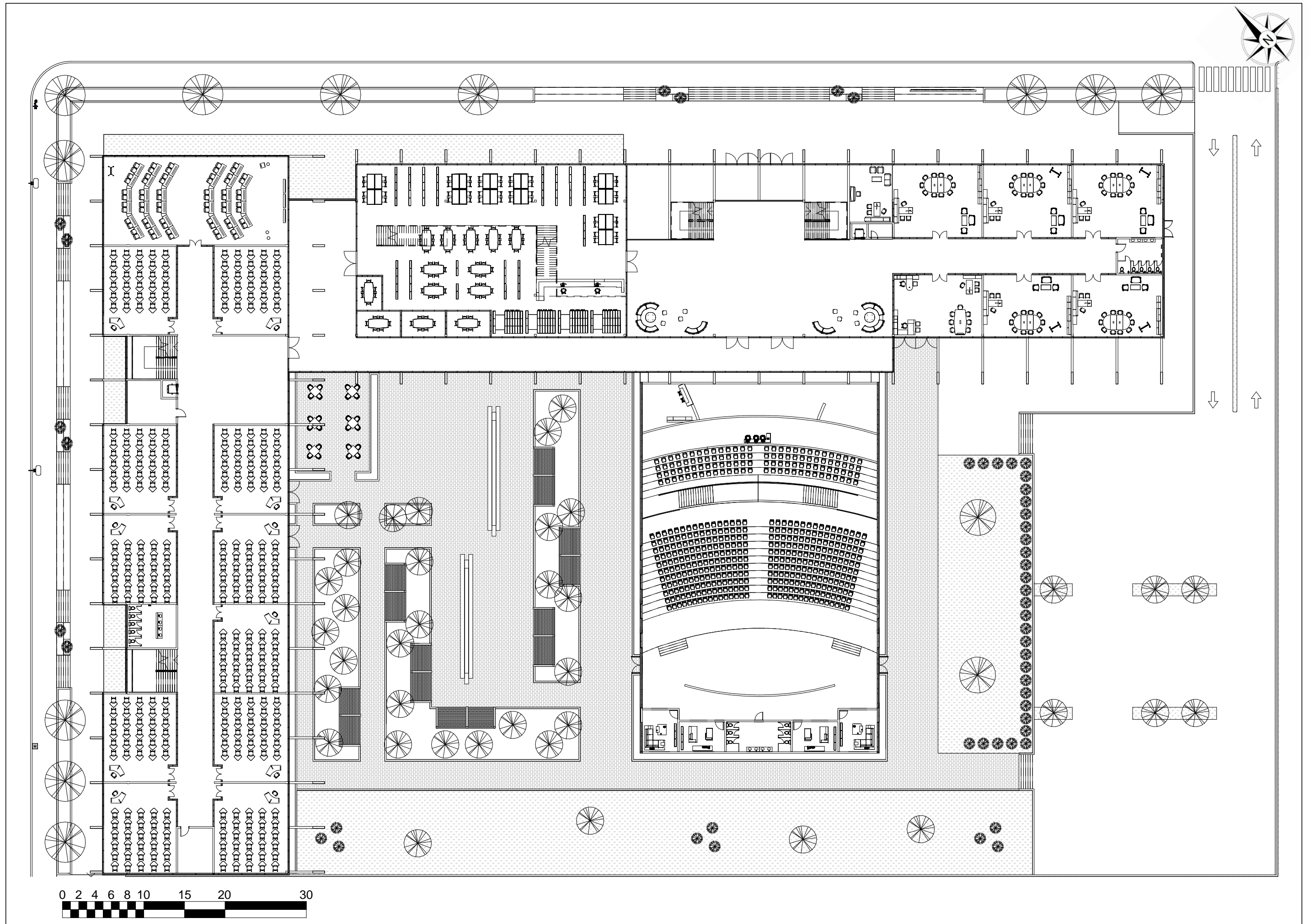
Por lo tanto, adaptando el costo unitario a la superficie del proyecto, se tiene:

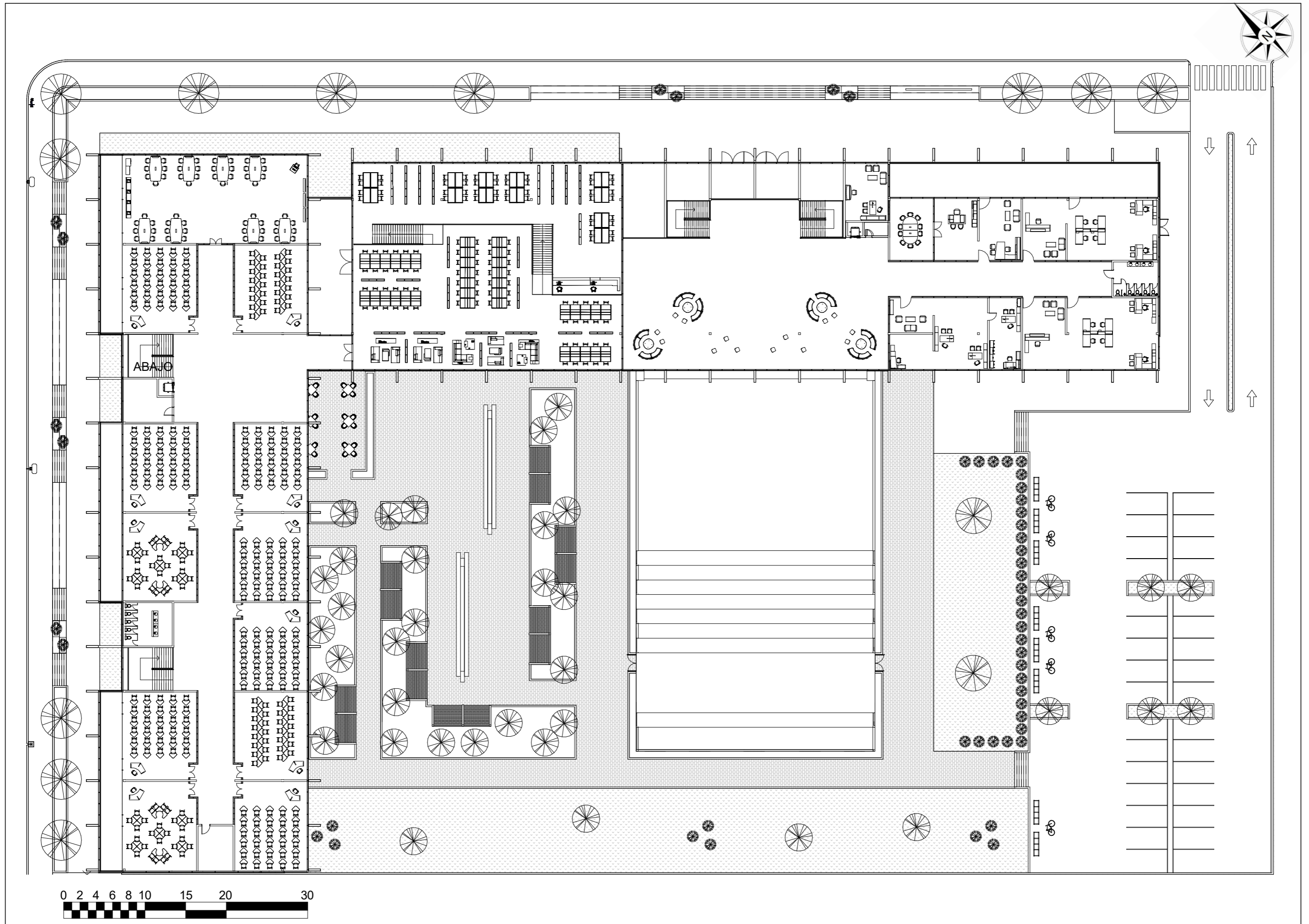
Costo de Proyecto	
Superficie	13,038 m ²
Costo/m ²	US\$ 1133.1
Costo final	14.77 millones de dólares
	886.2 millones de pesos

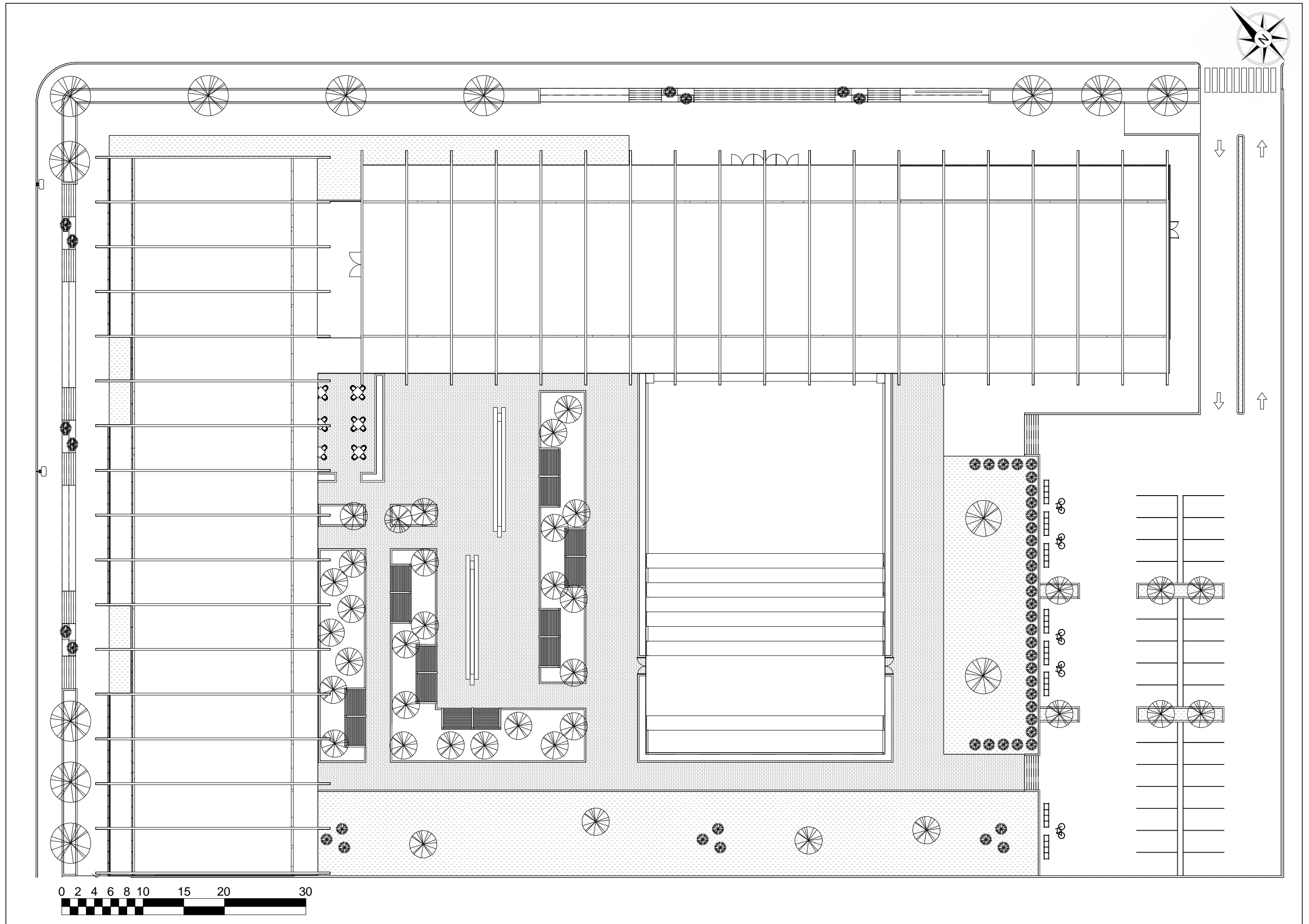
Tabla 5.21 – Costo estimado de proyecto. Fuente: Autor.

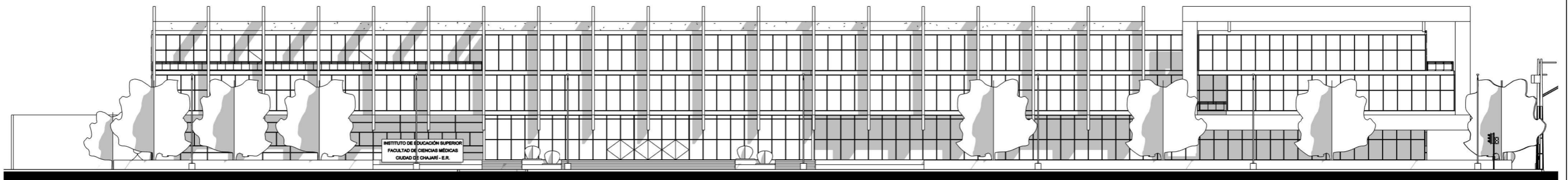








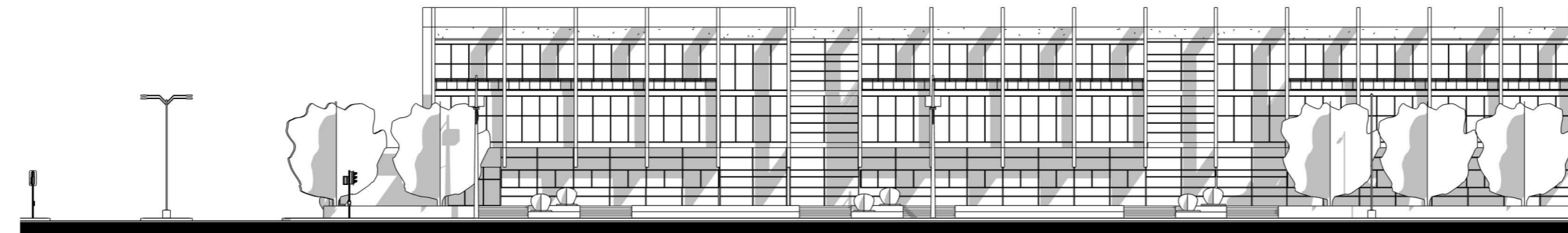




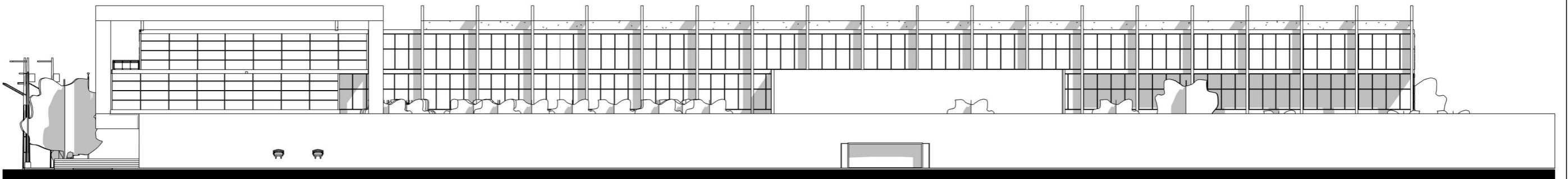
ALZADO NORESTE



ALZADO SURESTE

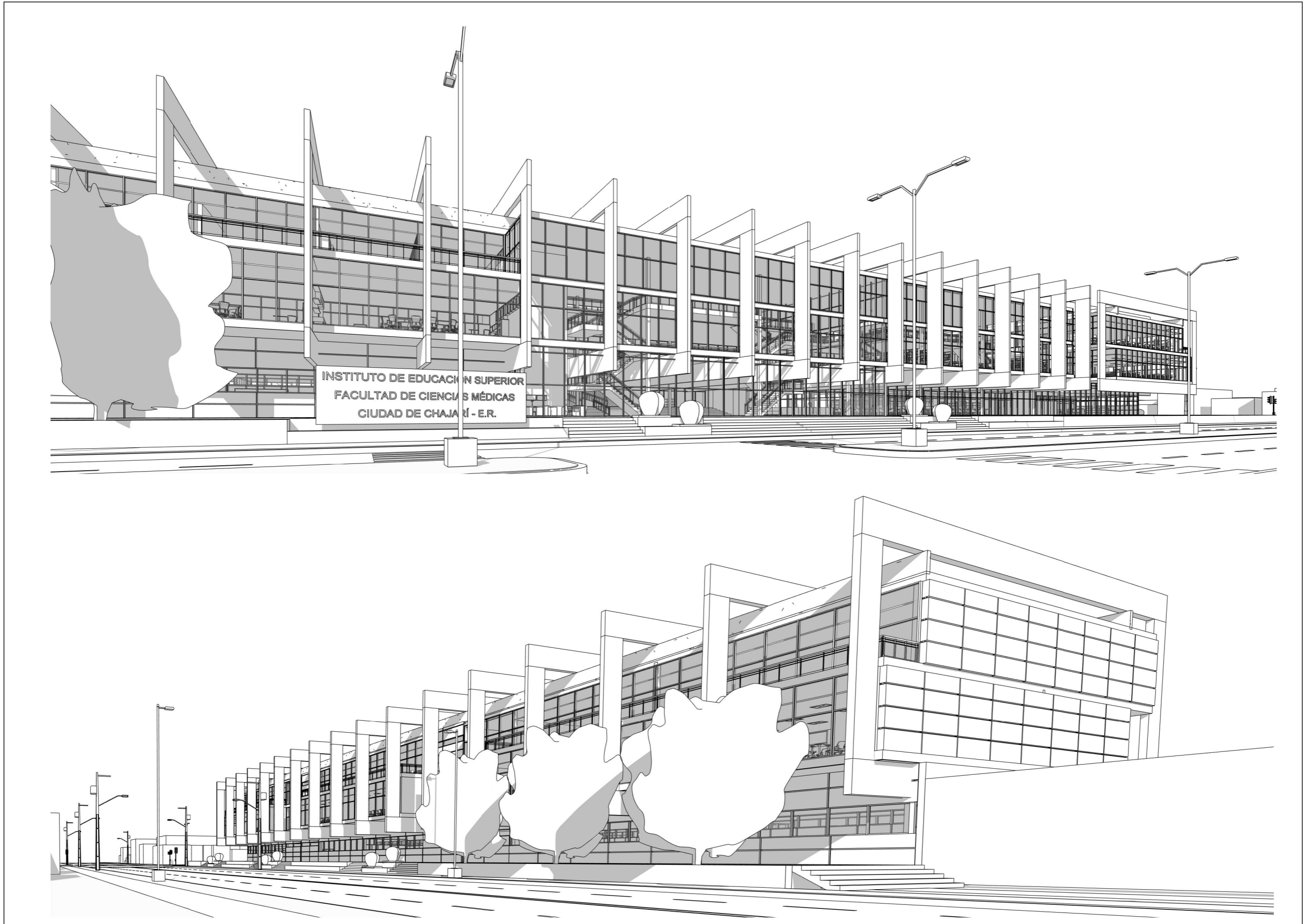


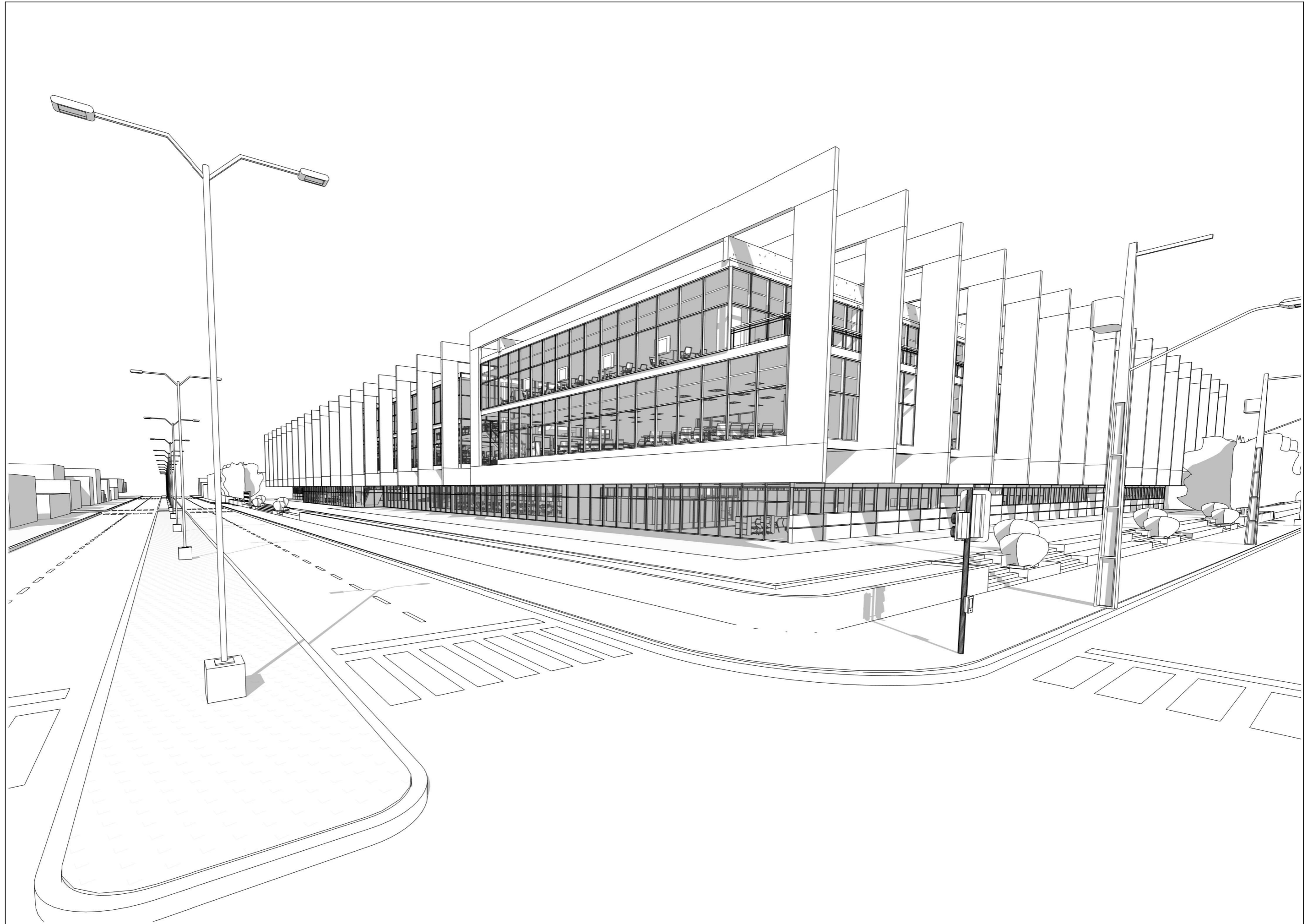
ALZADO NOROESTE

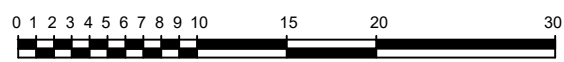
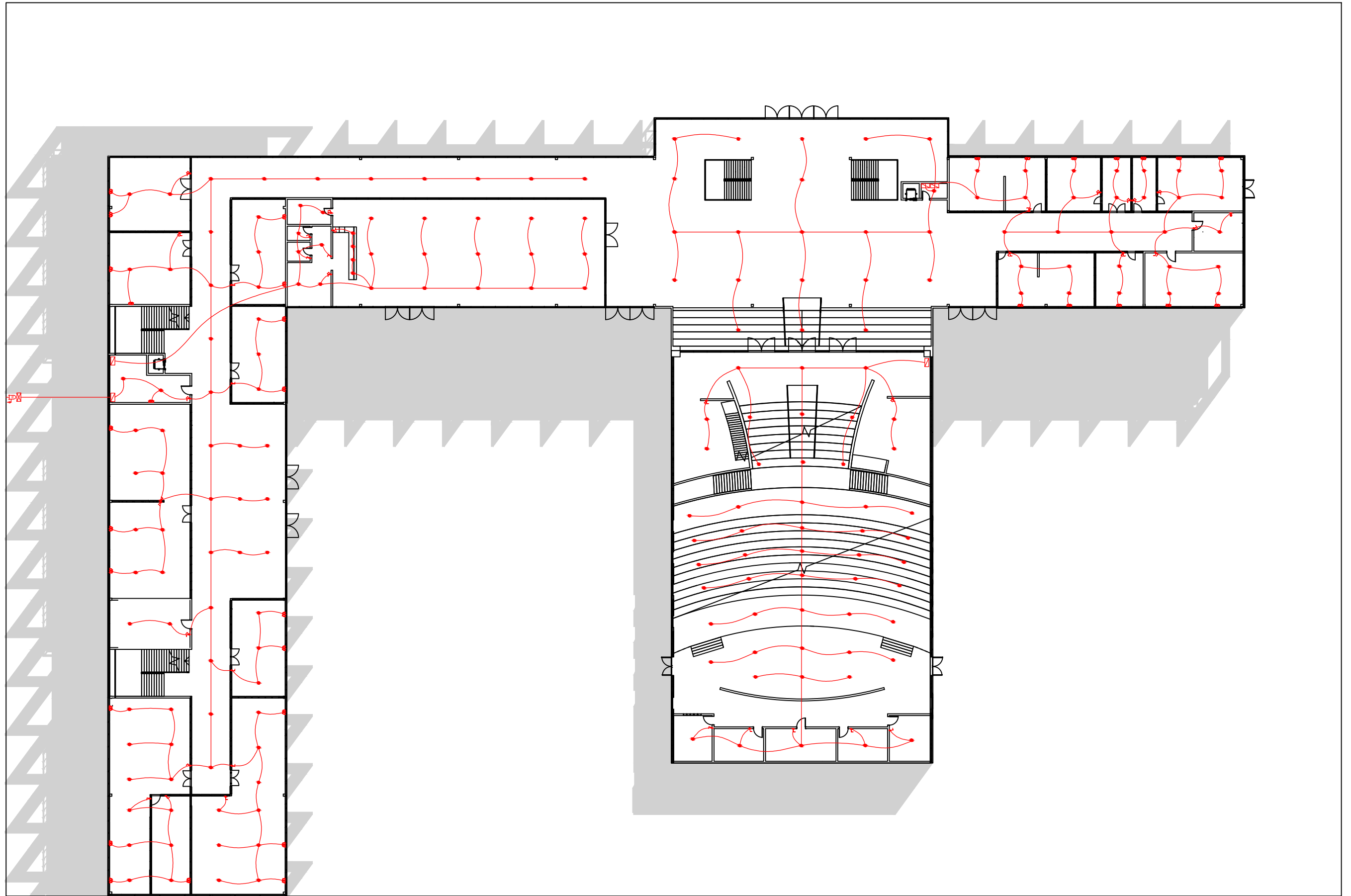


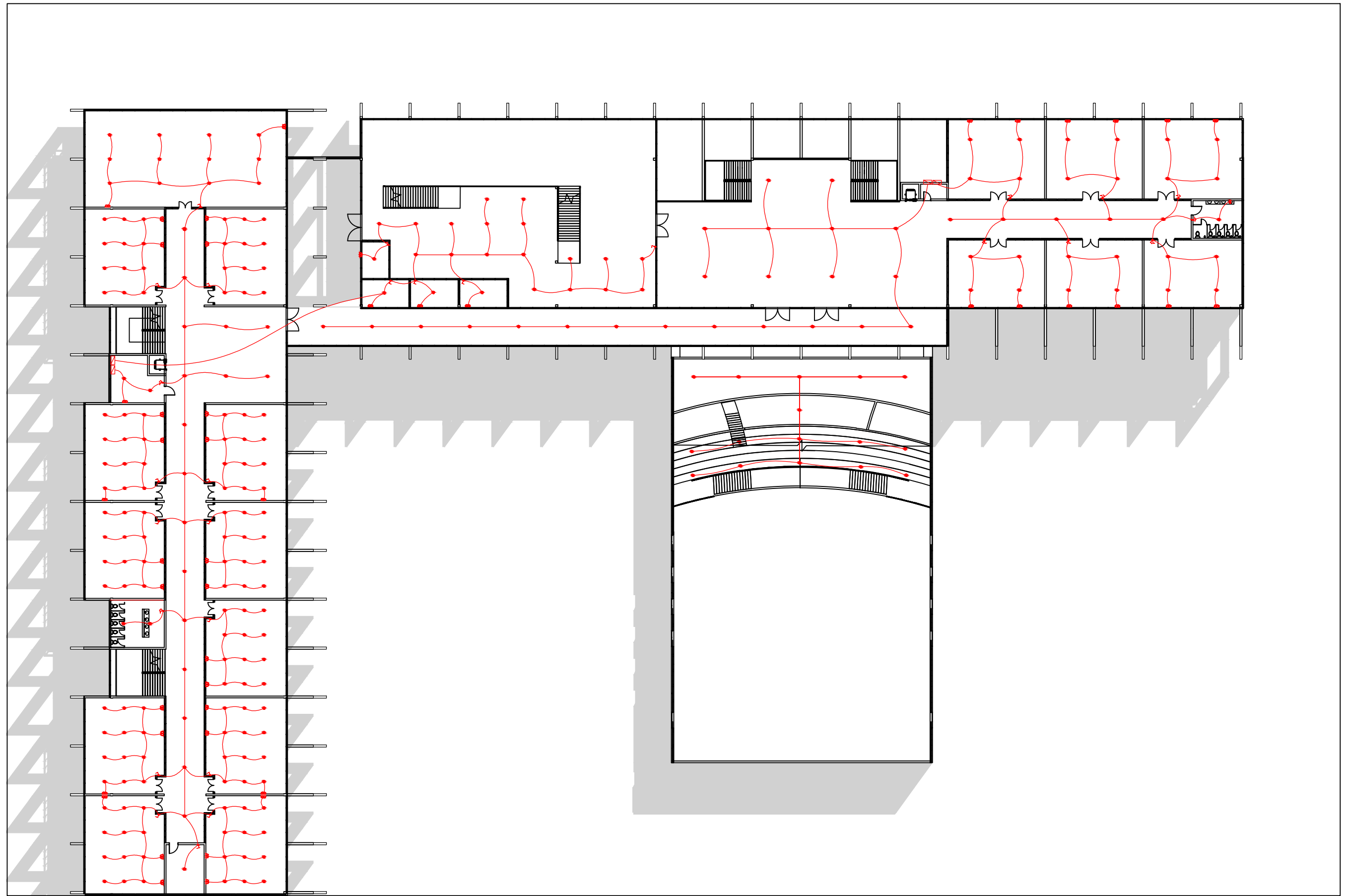
ALZADO SUROESTE

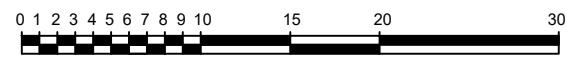
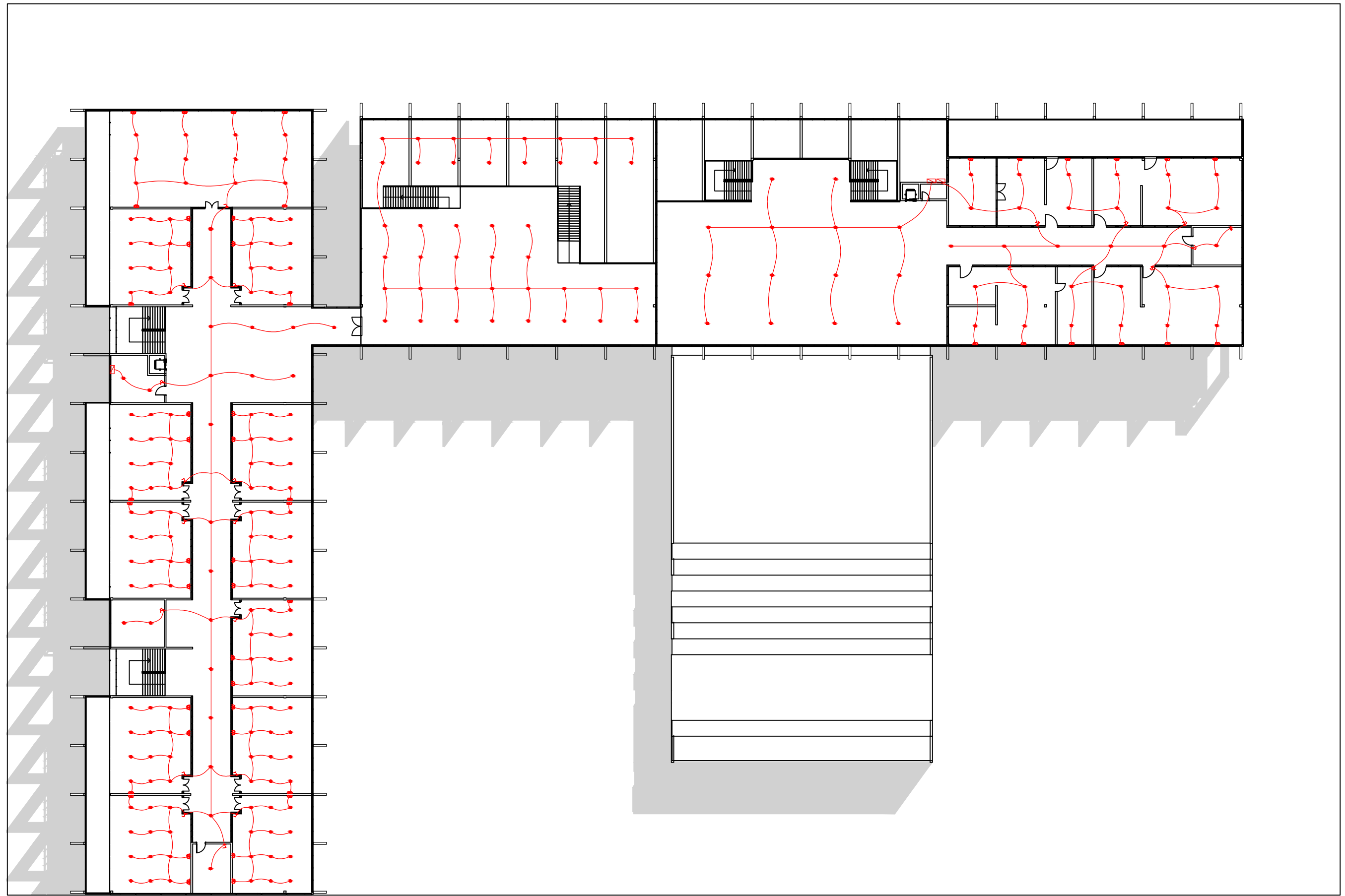


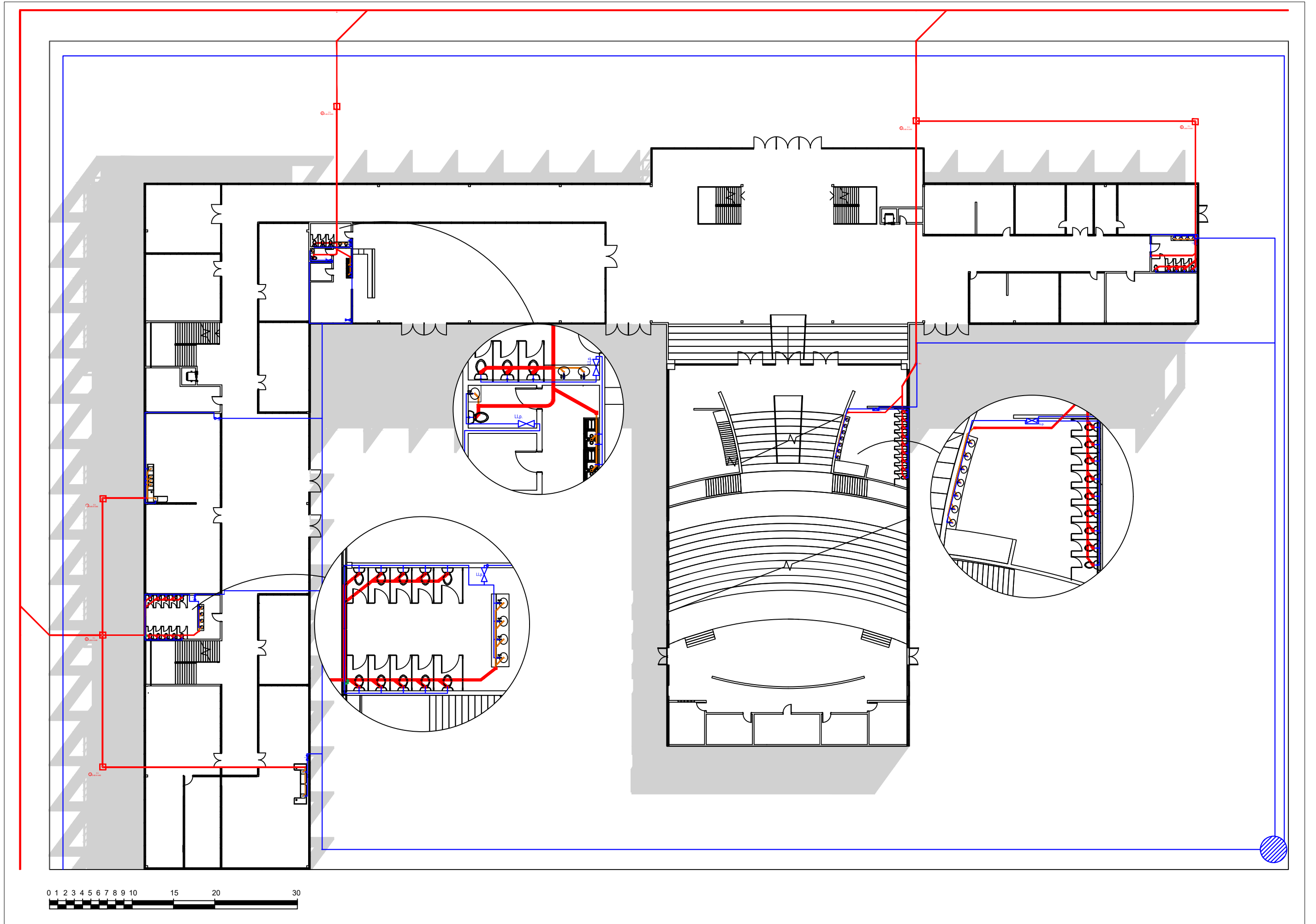


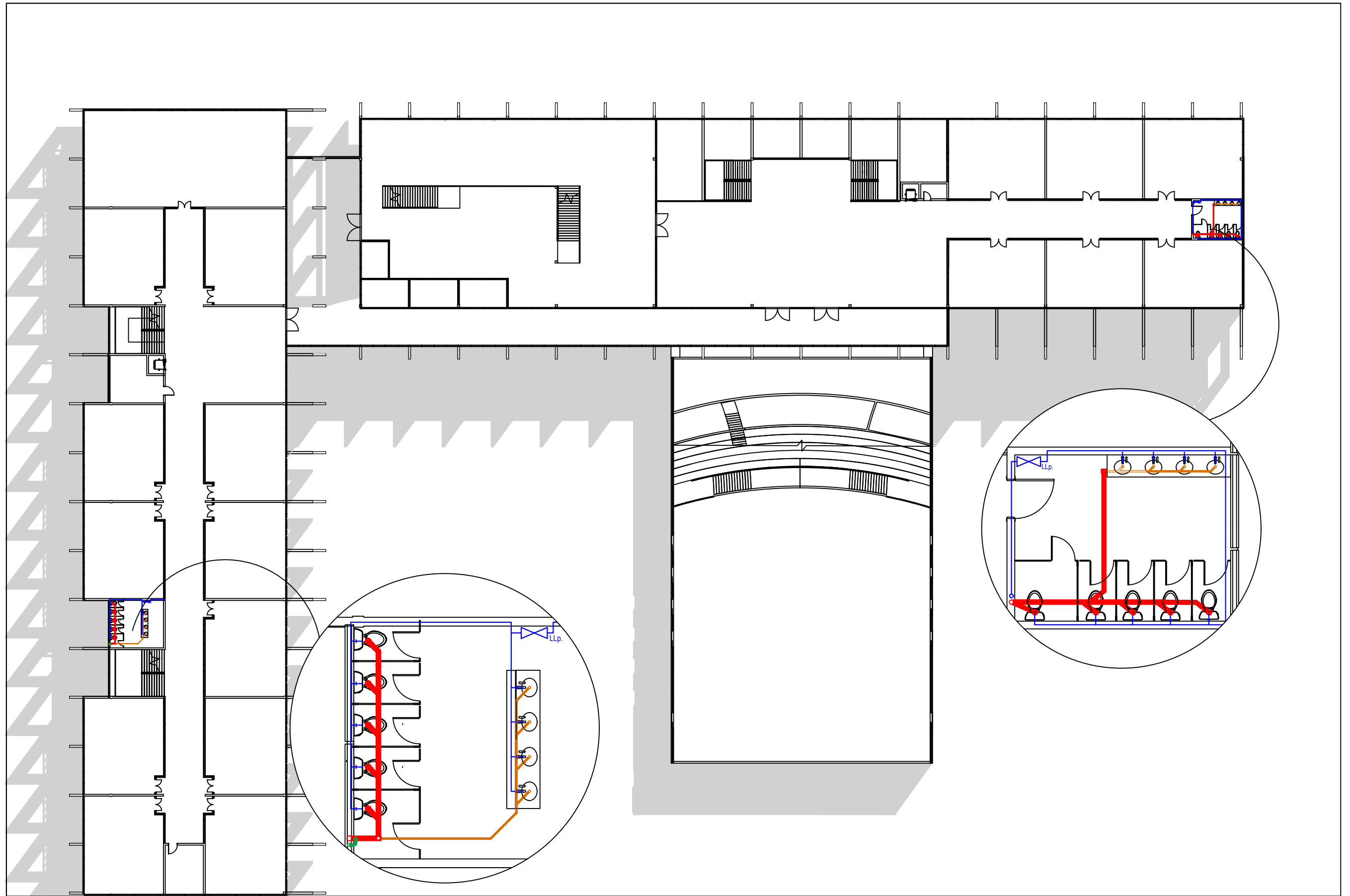


















INSTITUTO DE EDUCACIÓN SUPERIOR
FACULTAD DE CIENCIAS MÉDICAS
CIUDAD DE CHAJARÍ - E.R.









Capítulo 6

PROYECTO EJECUTIVO

CAPÍTULO 6 – PROYECTO EJECUTIVO: DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL

Como proyecto ejecutivo, se optó por resolver estructuralmente el edificio dedicado al ala académica, compuesta por los marcos metálicos expuestos en el apartado anterior.

6.1 Sistema estructural y disposiciones reglamentarias

La utilización de los materiales en forma y función adecuadas a sus características será una constante en el presente apartado, el cual desarrolla el diseño de las denominadas “estructuras compuestas”.

Las estructuras compuestas de hormigón armado o pretensado y acero nacen al intentar obtener las máximas ventajas que pueden ofrecer los dos materiales que la forman. El acero: lineal; resistente netamente a tracción; prefabricado totalmente. El hormigón: formáceo; económicamente resistente a compresión; inercia económica. Estas características están también presentes en las técnicas del hormigón armado y pretensado. Sin embargo, estos sistemas constructivos se diferencian netamente de los sistemas compuestos en su forma de construcción; eliminación casi total del hormigón en tracción (incluso en los estados próximos a rotura); diferente forma de unión de los materiales; distinta colaboración frente a los esfuerzos transversales; etc.

En los casos en que el sistema compuesto se adapte a las necesidades de un determinado caso, las diferencias antedichas se traducen en ventajas de diverso tipo. Así, con respecto a las estructuras de hormigón armado, pueden citarse: la disminución de cantos y pesos propios, provenientes del aumento de rigidez de la sección y de la eliminación del material innecesario; la disminución de encofrados, mano de obra y elementos constructivos. Y con respecto a las estructuras metálicas: notable disminución del material, motivada por el aprovechamiento de la capacidad resistente de los elementos superficiales, necesarios para el uso de la estructura o para resistir los esfuerzos en dirección ortogonal, y que, en general, han de colocarse independiente- mente del tipo estructural elegido; mayor ligazón y rigidez de conjunto de la estructura.

En este tipo de estructuras, es necesario garantizar que las uniones se materialicen en la realidad. Se hace preciso, por tanto, para igualar las deformaciones del acero y el hormigón en la fibra de contacto, estructurar unos nuevos elementos capaces de efectuar esta función: las uniones y anclajes, muy característicos de este sistema constructivo, con características particulares para cada una de ellas y que se deberán analizar de forma individual en función de los esfuerzos que transmiten y diseñadas para lograr la condición de vínculo supuesta en el análisis estructural.

El empleo de hormigón pretensado suele atribuirse a estructuras sometidas a grandes cargas y con grandes separaciones entre apoyos, en las cuales la reducción de la cantidad de materiales utilizados y la disminución de la altura de los elementos estructurales, compensa el aumento de la complejidad del sistema. A partir de los 6 metros de luz entre apoyos estructurales cualquier proyecto debería evaluar la posible utilización de un sistema pretensado.

Se prefiere utilizar elementos pretensados cuando se aprovecha la producción en serie y se desea mayor rapidez de construcción, cuidando que no se sobrepase la capacidad de las mesas o moldes de tesado y que los elementos se puedan transportar por las carreteras y avenidas existentes.

Ventajas del hormigón pretensado:

- Mejora el comportamiento estructural.
- Uso más eficiente de los materiales, por lo que permite reducir el peso y el costo total de la estructura.
- Mayor resistencia frente a fenómenos de fatiga.



- Menores deformaciones.
- Disminución en la fisuración del hormigón, aumentando su vida útil.
- Uso óptimo de materiales de alta resistencia.
- Baja cuantía de acero, sobre todo de armadura pasiva.
- Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de material.
- Disminución de las alturas y secciones de los elementos.
- Menor carga en pilares y fundaciones.
- Rapidez de ejecución.
- Reducción de personal en obra.

Inconvenientes a salvar:

- Falta de coordinación en el transporte de los elementos pretensados o de los materiales y herramientas para el postesado.
- Mayor inversión inicial.
- Diseño relativamente especializado de armaduras, uniones y apoyos.
- Se debe planear y ejecutar cuidadosamente el proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje.
- Cálculo estructural más complejo.

En cuanto a las especificaciones reglamentarias, el diseño por resistencia de los elementos pretensados se debe fundamentar según lo establecido en el Reglamento CIRSOC 201-2005.

Para cada tema en particular, según se expresa en dicho reglamento, se debe complementar con los demás reglamentos y recomendaciones con que cuenta el INTI-CIRSOC.

Por el lado del acero, el diseño de los componentes metálicos de la estructura obedece a los fundamentos planteados en el Reglamento CIRSOC 301-2005 desarrollado sobre la base del método por estados límites establecido en la Especificación AISC-LRFD (American Institute of Steel Construction – Load & Resistances Factor Design); La norma DIN 18800; El EUROCODE 3; Limit States Design of Steel Structures. A National Standard of Canada (Can/CSA-S16.1-M89); La norma brasilera NBR 8800. Los principios generales son similares en todas ellas variando en algunas los procedimientos operativos, siendo otras una adaptación de las básicas a los criterios de proyecto propios de cada país.

El proyecto por estados límites permite al proyectista un conocimiento y control más cierto de la seguridad real de la estructura y de sus elementos estructurales. Asimismo, una confiabilidad más uniforme, independiente del tipo de acciones que actúen sobre la estructura.

Es, en esos aspectos, un apreciable avance sobre los procedimientos de cálculo que utilizan un coeficiente de seguridad único (métodos por tensiones admisibles), tradicionalmente utilizados en el proyecto de estructuras metálicas.

En el presente se efectúa un análisis cualitativo del comportamiento de la estructura en conjunto con el análisis numérico con el objeto de lograr una estructura eficiente, segura, económica y factible de fabricar y montar con relativa facilidad.

Las propiedades mecánicas dependen principalmente de la composición química, los procesos de laminado y fabricación y el tratamiento térmico de los aceros.

Dentro de un diagrama tensión-deformación, los puntos más destacados son el límite de fluencia, (tensión y deformación de fluencia), por debajo del cual existe la zona elástica (deformaciones no

permanentes) y por encima comienza la zona plástica (deformaciones permanentes) que se extiende hasta el comienzo de la zona de endurecimiento por deformación. El límite de utilización del acero en las estructuras civiles queda en la zona plástica en razón de las deformaciones permisibles. La deformación plástica es del orden de 10 a 15 veces la deformación elástica, **siendo esta una diferencia sustancial respecto a cualquier tipo de estructura tradicional de hormigón armado, representando una propiedad muy útil para el uso estructural.**

Si la tensión en un punto de una estructura de acero dúctil alcanza la fluencia, esa parte fluirá localmente sin incremento de tensión, impidiendo así una falla prematura. O sea, hace posible que los esfuerzos se redistribuyan. Además, la estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y golpes repentinos sin llegar a la fractura.

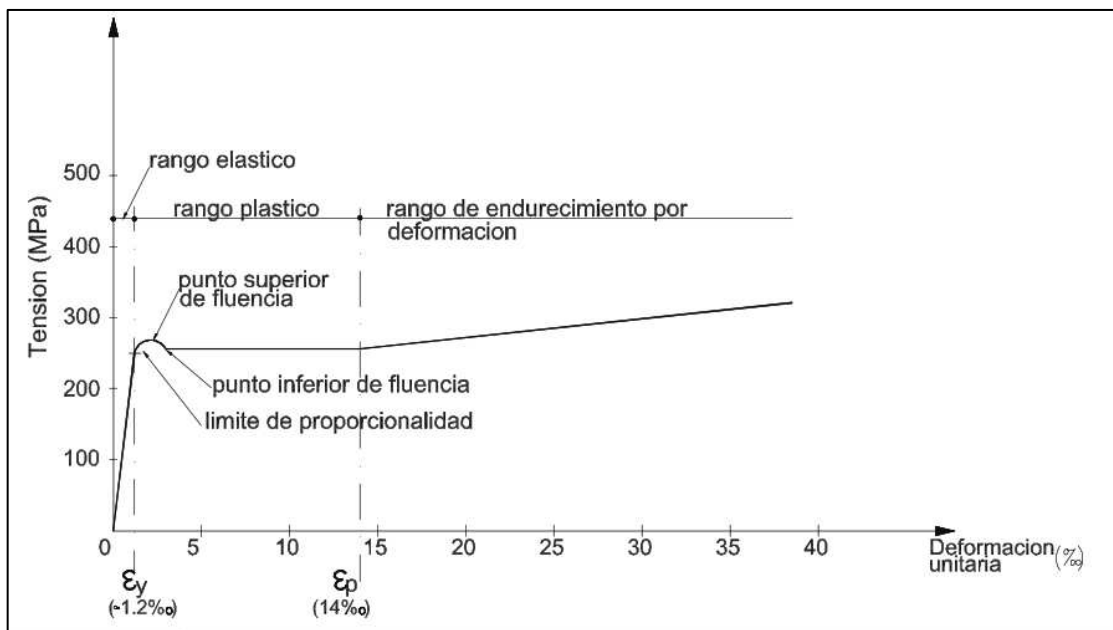


Figura 6.1 – Curva tensión-deformación del acero. Fuente: Estructuras metálicas – G. Troglia.

Los reglamentos de construcción metálica y las Normas de materiales fijan valores mínimos de tensión de fluencia (F_y), de tensión de rotura (F_u) y generalmente de alargamientos de rotura (ϵ_r). También valores de algunas constantes mecánicas. Así por ejemplo el Reglamento CIRSOC 301-2005 establece en la Sección A.3.5.:

- **Módulo de Elasticidad longitudinal “E”** = 200.000 Mpa.
- **Módulo de elasticidad Transversal “G”** = 77.200 Mpa.
- **Peso específico “ γ ”** = 77,3 kN/m³.

También los elementos de acero pueden someterse a grandes deformaciones en los procesos de transporte, montaje, taladrado, doblado o martillado sin romperse ni fisurarse. Así mismo las estructuras metálicas pueden disipar por su ductilidad gran cantidad de energía frente a sollicitaciones dinámicas. En cuanto a la tipología de los elementos, en las estructuras metálicas se pueden utilizar:

- Perfiles laminados en caliente con variedad de formas y tamaños, buscando en general distribuir el material adecuadamente en relación a los distintos tipos de sollicitaciones;
- Secciones formadas con chapas planas unidas por soldadura o bulones;
- Combinación de perfiles laminados y chapas planas;

- Perfiles obtenidos a partir de chapas planas delgadas conformadas o plegadas en frío;
- Elementos macizos de sección circular o cuadrada.

Los perfiles laminados en caliente tienen distintas características y denominación según el país de origen. Los actualmente existentes en nuestro medio responden a la denominación y dimensiones de origen europeo o norteamericano.

De los laminados en el país los “doble te” y C son sólo del Tipo IPN y UPN con dimensiones en mm. Los ángulos de alas iguales, tes, planchuelas y barras macizas de sección circular y cuadrada tienen dimensiones en pulgadas de origen norteamericano. Los tubos circulares tienen en general dimensiones en pulgadas y los cuadrados y rectangulares en mm. Las chapas planas vienen con dimensiones en ambas unidades.

6.2 Modalidad de análisis

Al tratarse de una estructura de gran magnitud y complejidad, el presente proyecto se limitará al cálculo detallado de un solo módulo estructural, que comprende el volumen de carga que solicita a los elementos entre columna y columna, es decir, el análisis de carga y dimensionado de un marco apoyado y un marco colgado y sus elementos intermedios (vigas y perfiles de apoyo).

Dicha simplificación, sin embargo, generaría que en ciertas zonas donde las sobrecargas son menores la estructura quede sobredimensionada y genere costos más elevados. Si se quisiese obtener resultados más adecuados a la realidad, el procedimiento correcto y más económico consistiría en analizar cada módulo con las solicitaciones correspondientes y diseñar los elementos módulo por módulo.

No obstante, como ejercicio académico, es más que aceptable la aplicación del criterio anterior mencionado, principalmente porque las cargas actuantes y los elementos estructurales se repiten en todo el edificio sin grandes variaciones.

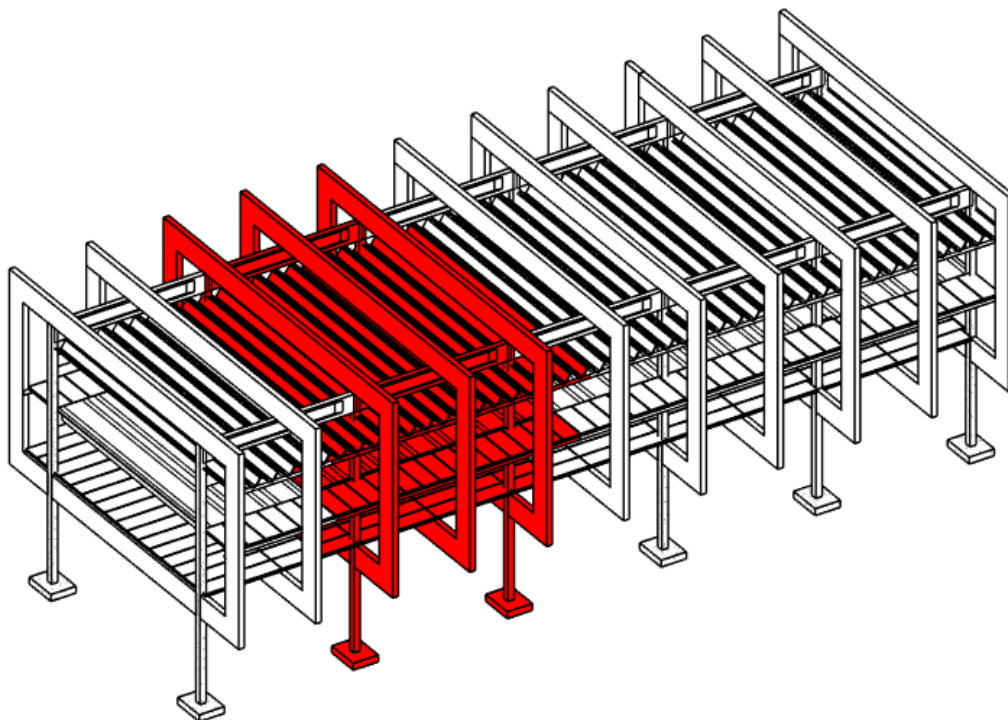


Figura 6.2 –Volumen de carga analizado (en rojo). Fuente: Autor.

La estructura deberá ser proyectada y construida para que, con aceptable probabilidad, permanezca durante toda su vida útil apta para el uso para el cual es requerida, asegurando el buen comportamiento en condiciones de servicio.

Es necesario que resista durante su ejecución y uso, con apropiado grado de seguridad y de confiabilidad, todas las acciones de actuación probable. Además, no debe sufrir daños de magnitud desproporcionada a la causa original y debe presentar adecuada durabilidad compatible con el costo de mantenimiento. Las acciones que pueden actuar sobre las estructuras son de muy diversa índole. El Reglamento CIRSOC 101-2005 establece una clasificación de las mismas y determinan los valores mínimos de las máximas intensidades esperables en la vida útil de la estructura, las cuales serán consideradas como **nominales**.

Acciones permanentes

Son las que tienen pequeñas e infrecuentes variaciones durante la vida útil de la construcción, con tiempos de aplicación prolongados. Dentro de estas, se considera:

- Peso propio de los elementos que componen la estructura (D). (CIRSOC 101).
- Peso propio de todo elemento de la construcción previsto con carácter permanente (D). (CIRSOC 101).

Acciones variables

Son las que tienen elevada probabilidad de actuación, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio. De aplicación:

- La ocupación y el uso en pisos (cargas útiles y sobrecargas) (L). (CIRSOC 101 o análisis de situación particular si la misma no está contemplada).
- Montaje en pisos (L). (CIRSOC 101 y situación particular).
- Mantenimiento de cubiertas (Lr). (CIRSOC 101).

Determinadas las acciones, con las incertidumbres respectivas en cuanto al valor máximo que alcance cada una en la vida útil de la estructura, y en cuanto a las intensidades que tengan en un mismo instante de ese período de tiempo, por análisis estructural se pueden determinar los efectos (solicitaciones de sección) que aquellas producen en los distintos elementos estructurales y en la estructura en su conjunto. Y aquí aparecen otras incertidumbres originadas en la mayor o menor semejanza entre el comportamiento de la estructura real y el del modelo de análisis utilizado. Según se realice análisis elástico de primero o segundo orden, análisis plástico de primero o segundo orden, y según sean las características de la estructura real (su material, sus uniones, sus formas seccionales, etc.) y su correspondencia con las hipótesis del procedimiento de análisis adoptado, los efectos de las acciones calculados serán más o menos aproximados a los reales. Las solicitaciones de sección determinadas son la resistencia requerida.

La resistencia nominal de la sección frente a los efectos de las acciones, presenta otras incertidumbres resultantes del uso de teoría elástica o plástica seccional y del comportamiento real del material. La resistencia real (resistencia de diseño) se encuentra además influenciada por la calidad de los materiales, las condiciones de ejecución de la estructura real, las diferencias con respecto al modelo de proyecto, los defectos constructivos, etc. Todas las incertidumbres mencionadas para la determinación de la resistencia requerida y de la resistencia de diseño no son necesariamente acumulativas. Ambas son variables aleatorias independientes y responden en general a las leyes de probabilidades. El hecho de que la probabilidad de falla de la estructura y de cada uno de sus elementos estructurales sea pequeña y aceptable queda garantizado, si se cumple:

$$\text{resistencia requerida} \leq \text{resistencia de diseño}$$

6.3 Sector más solicitado

Al limitar el análisis a un solo módulo, es necesario determinar el sector del edificio con mayores solicitaciones para, de este modo, diseñar la estructura ante el estado más desfavorable y luego uniformar los resultados en el resto del edificio.

Asumiendo que el peso propio de la estructura es uniforme en todos los sectores, la forma de estimar la zona más desfavorable consiste en determinar cuál de todas posee la mayor sobrecarga en servicio.

Entonces, se calcula el peso debido a la sobrecarga de uso

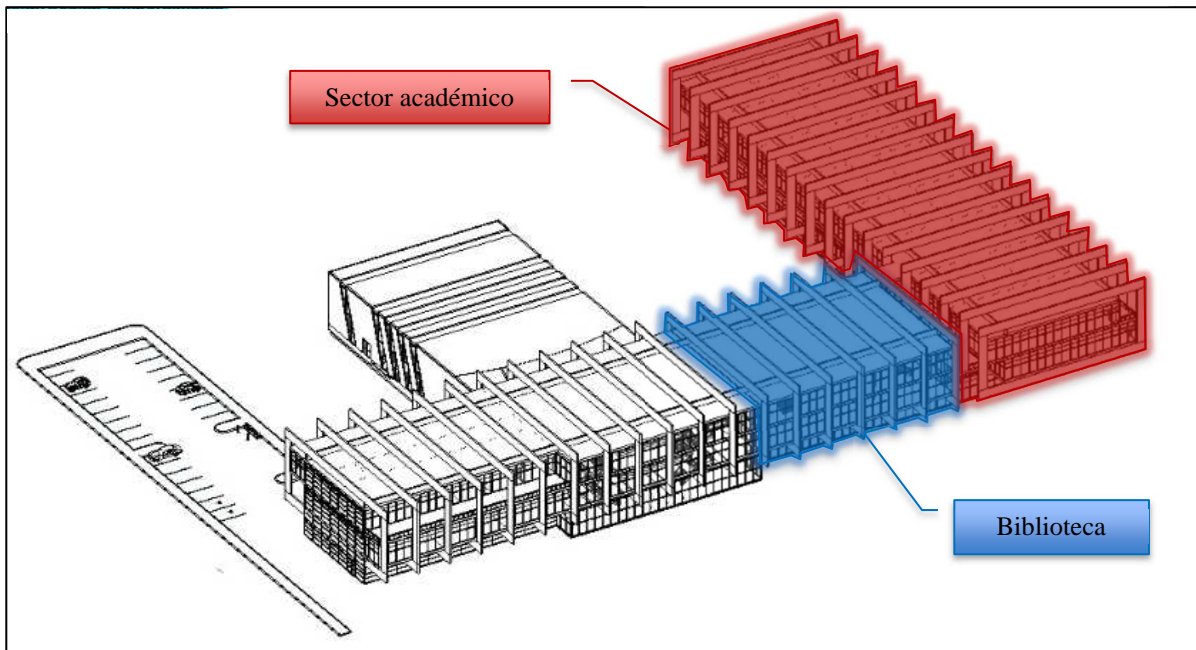


Figura 6.3 – Sectores analizados. Fuente: Autor.

Como las tipologías estructurales de ambos sectores son muy similares, para establecer cuál es el más solicitado se realiza un análisis de las sobrecargas individuales.

Cálculo de sobrecarga total del ala académica para uno de los arcos más solicitados

- Aulas. Primer y Segundo piso:

$$2 * 11,25m * 22,5m * \frac{3KN}{m^2} = 1518,75 KN$$

- Rellanos y corredores. Primer y Segundo piso:

$$2 * 3m * 11,25m * \frac{3KN}{m^2} = 202,5 KN$$

- Estructura de techo:

$$15m * 11,25m * \frac{1KN}{m^2} = 168,75 KN$$

Total de sobrecarga: 1890 KN

Cálculo de sobrecarga total del ala de biblioteca para uno de los arcos más solicitados

- Primer piso:

$$21m * 11,25m * 5 \frac{KN}{m^2} = 1181,25 KN$$

- Segundo piso (se considera sólo el área que carga sobre los marcos, ya que existen columnas independientes que transmiten parte de las cargas directamente a las fundaciones):

$$4.5m * 11,25m * 5 \frac{KN}{m^2} = 253,13 KN$$

- Rellanos y corredores. Primer piso:

$$4,5m * 11,25m * \frac{3KN}{m^2} = 151,88 KN$$

- Estructura de techo:

$$25,5m * 11,25m * \frac{1KN}{m^2} = 280,5 KN$$

Total de sobrecarga: 1866,5 KN

Se determina, entonces, que el **sector de aulas** posee mayores sobrecargas. Esto en conjunto con las mayores luces asegura que los elementos estructurales estarán más solicitados y presentan mayor interés para el cálculo y dimensionamiento.

6.4 Cubierta

Como se mencionó anteriormente, el sistema de cubierta está compuesto por paneles longitudinales premoldeados de hormigón, los cuales poseen sección transversal trapezoidal con alas longitudinales. Se trata de paneles impermeables que conforman un sistema continuo que sólo necesita un adecuado tomado de juntas entre paneles con cinta de membrana. En el proyecto se los coloca perfectamente horizontales y se asegura la canalización del agua pluvial hacia sus extremos debido a la contraflecha propia adquirida en el proceso de pretensado.

Características de los paneles pretensados Ypsilon

- Sección transversal: 770 cm²
- Ancho fijo: 1,25 m
- Largo máximo (variable cm a cm): 30,00 m
- Luz máxima entre apoyos: 25,00 m
- Peso propio: 185 Kg/m²
- Pretensado total (Clase U), estanco, no es necesario impermeabilizar.

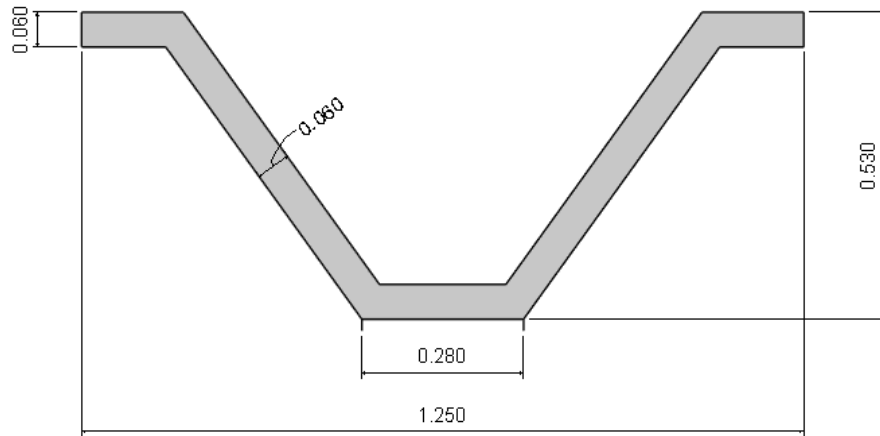


Figura 6.4 – Panel YPS 125/53 adoptado. Fuente: Astori Estructuras.

Características de las vigas pretensadas U

- Vigas U60
 - Sección transversal: 1565 cm²
 - Peso propio: 390 Kg/m
- Vigas U80
 - Sección transversal: 2018 cm²
 - Peso propio: 460 Kg/m
- Vigas U100
 - Sección transversal: 2818 cm²
 - Peso propio: 650 Kg/m
- Vigas U120
 - Sección transversal: 3618 cm²
 - Peso propio: 790 Kg/m

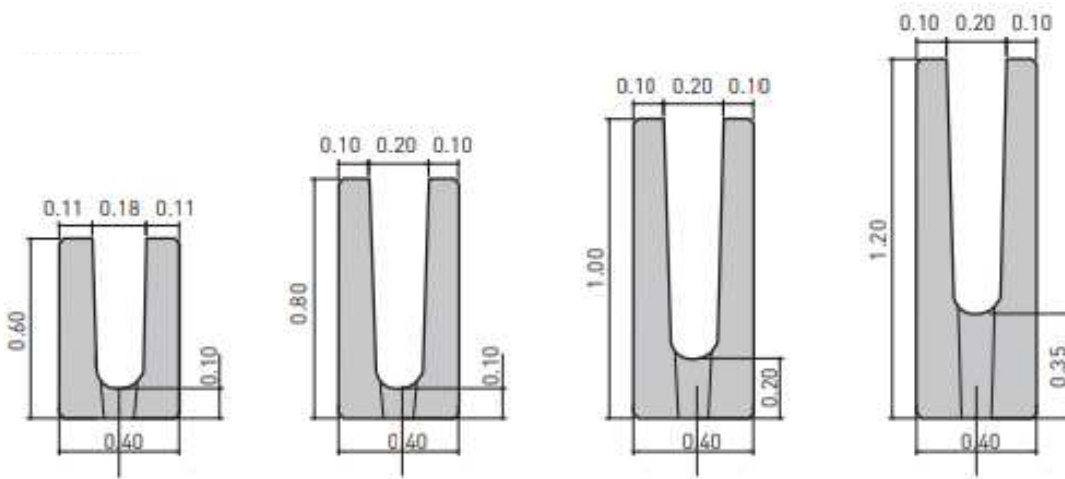


Figura 6.5 – Dimensiones comerciales de vigas “U”. Fuente: Astori Estructuras.

Para la determinación de la viga “U”, la empresa “PRETENSA ESTRUCTURAS” provee la siguiente tabla que relaciona luces libres a cubrir y la longitud de paneles trapezoidales que deben soportar, a modo de cumplir con las características de resistencia y de capacidad de evacuación de aguas de lluvias.

		Suma de las longitudes totales de los paneles Ypsilon que apoyan sobre la viga considerada (m)							
		15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00	50.00
Luz de viga (m)	7.50	U60	U60	U60	U80	U80	U80	U80	U80
	8.75	U60	U80	U80	U80	U80	U80	U100	U100
	10.00	U80	U80	U80	U80	U80	U100	U100	U100
	11.25	U80	U80	U80	U100	U100	U120	U120	U120
	12.50	U80	U100	U100	U100	U120	U120	U120	-

Tabla 6.1 – Luces admisibles en vigas “U”. Fuente: Pretensa Estructuras.

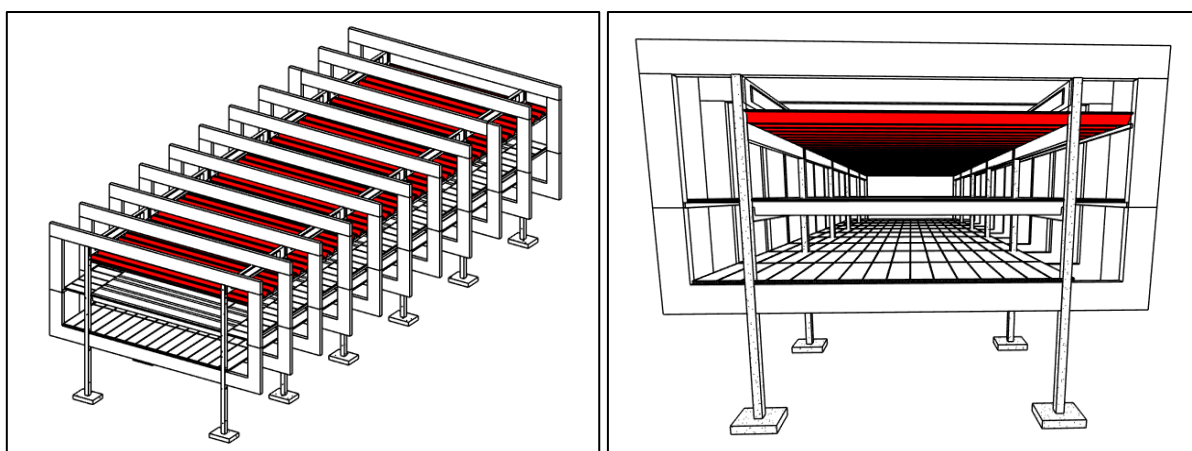


Figura 6.6 – Ubicación de cubierta de paneles Ypsilon (en rojo). Fuente: Autor.

Con una luz libre longitudinal entre columnas de aproximadamente 11,0 m y una longitud de panel Ypsilon de 12,75m (3 m correspondientes al corredor y 9,75m correspondientes a la mitad de la luz libre total de 19,50 m transversalmente), corresponde la utilización de **Vigas U80**. Por lo cual, también queda verificada la condición de desagüe pluvial calculada en el apartado **5.10.8**.

6.5 Entrepiso sobre primer nivel

El entrepiso sobre el primer nivel fue resuelto mediante la utilización de dos tipologías. En primer lugar, y debido a la gran luz libre entre columnas (19,50m), se decidió adoptar el sistema de entrepisos denominados “**entrepisos TT**”, particularmente de la empresa “Astori Estructuras”.

Este está compuesto por vigas pretensadas cuya sección transversal consta de dos nervios longitudinales vinculados a una placa superior de 5 cm de espesor y tienen un amplio campo de aplicación.

Tipo	Alto (m)	Ancho (m)	Peso (kg/m ²)	Luz máx. (m)
TT-25	0,25	2,50	175	7,50
TT-36	0,36	2,50	200	10,25
TT-50	0,50	2,50	250	13,75
TT-65	0,65	2,50	280	17,50
TT-80	0,80	2,50	315	21,25

Tabla 6.2 – Luces máximas admisibles. Fuente: Astori Estructuras.

Alto (m)	Sobrecargas de uso (kg/m ²)							
	100	200	350	500	1000	1500	1800	2000
0,25	7,50	7,50	7,40	6,75	5,40	4,60	4,30	4,00
0,36	10,25	9,40	8,80	8,00	6,40	5,50	5,10	4,90
0,50	13,75	13,25	12,40	11,40	9,20	7,90	7,40	7,00
0,65	17,50	15,60	14,70	13,50	11,00	9,50	8,90	8,50
0,80	21,25	20,90	19,20	17,40	14,30	12,40	11,60	11,10

Tabla 6.3 – Limitaciones por carga y luz máxima. Fuente: Astori Estructuras.

Se adoptó la viga más apropiada a partir de las especificaciones técnicas brindadas por la empresa antes mencionada. Como se puede observar, para una luz de 19,50m y una sobre carga de 300 kg/m², corresponde adoptar una viga TT de 80 cm de canto denominada “Viga TT-80”. La misma posee:

- **Peso propio:** 315 kg/m²
- **Altura:** 0,80 metros.
- **Ancho:** 2,50 metros.
- **Capa superior:** 0,05 metros.

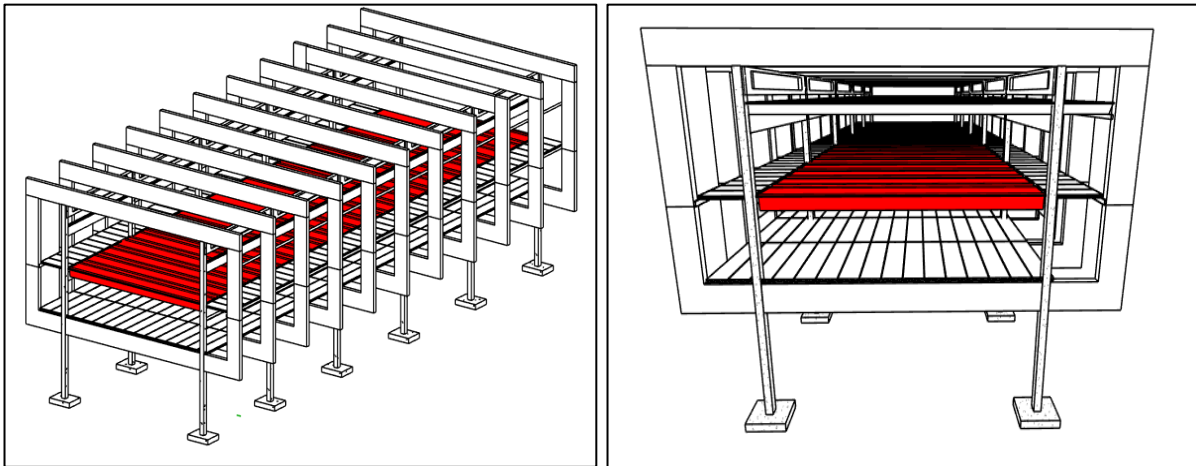
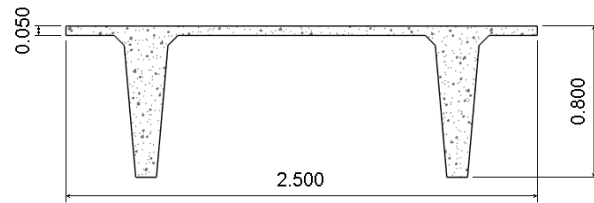


Figura 6.7 – Ubicación de entrecimpo de vigas TT (en rojo). Fuente: Autor.

Por otro lado, los espacios laterales fueron resueltos mediante un sistema de **losas alveolares**, ya que la luz a resolver es de sólo 3 m, muy inferior a la del tramo central. La losa alveolar de Astori es un panel de hormigón pretensado alivianado, autoportante, con amplias aplicaciones de uso y con una excelente relación costo beneficio. Es fabricado por vibrocompactación con modernas máquinas bajo estrictos controles de calidad y tiene variadas aplicaciones.

Sus dimensiones comerciales y tesado varía en función de la luz a cubrir y la sobrecarga a soportar. Comercialmente, es posible obtener las siguientes medidas:

Tipo	A16	A20	A25	A30
Espesor (cm)	16	20	25	30
Ancho (cm)	125	125	125	125
Armadura	T1 a T7	T1 a T9	T1 a T6	T1 a T7
Peso s/carpeta (kg/m ²)	240	277	340	384

Tabla 6.4 – Dimensiones comerciales de losa alveolar. Fuente: Astori Estructuras.

Tipo	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8
Momento adm. (Kg.m)	3009.6	3968.3	4708.4	5564.8	6389.0	7180.8	8280.1	9253.0
Luz libre (m)	Sobrecarga útil (kg/m²)							
3.0	2315	3167	3825	4586	5319	6023	7000	7865
3.5	1605	2232	2715	3274	3812	4330	5047	5683
4.0	1145	1624	1994	2422	2834	3230	3780	4266
4.5	829	1208	1500	1838	2164	2477	2911	3295
5.0	603	910	1147	1421	1684	1938	2290	2601
5.5	436	689	885	1112	1330	1539	1830	2087
6.0	309	522	686	877	1060	1236	1480	1696
6.5	210	391	532	694	850	1000	1208	1392
7.0	131	288	409	549	683	812	992	1151
7.5	68	204	310	431	549	661	812	956

Tabla 6.5 – Tabla de uso en función de luz libre. Fuente: Astori Estructuras.

En nuestro caso, al poseer una luz libre de aproximadamente 3 metros y una sobrecarga de 300 kg/m², se optó por la losa del tipo “A-16 T1” que cubre las exigencias requeridas. En cuanto a sus características, se presentan las más importantes:

- **Peso propio:** 240 kg/m²
- **Altura:** 0,16 metros.
- **Ancho:** 1,25 metros.

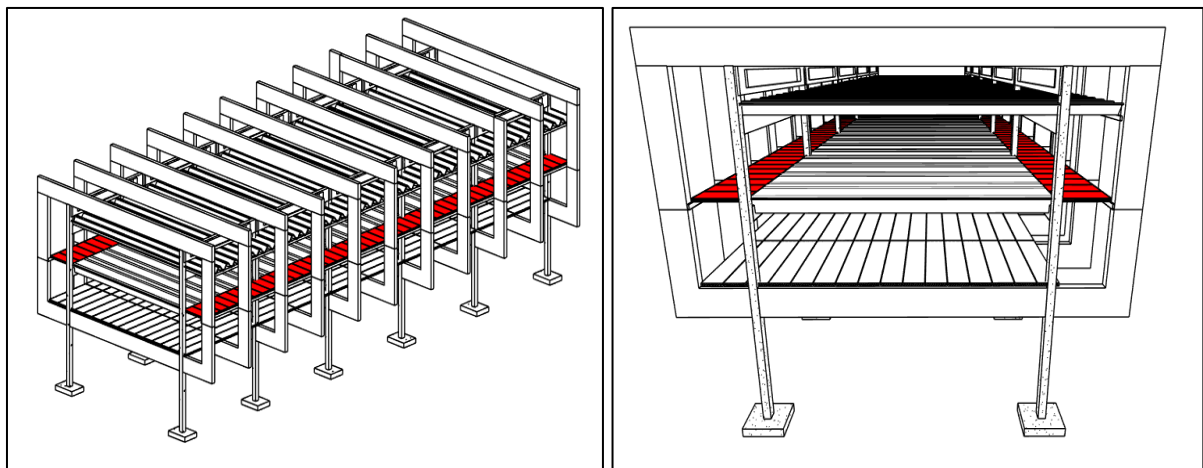
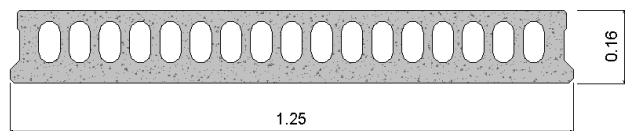


Figura 6.8 – Ubicación de las losas alveolares en entepiso sobre 1er planta (en rojo). Fuente: Autor.

6.6 Entepiso sobre planta baja

Al igual que el anterior, el entepiso sobre planta baja fue resuelto mediante las losas alveolares, ya que la luz a cubrir es 5.625 metros entre cada marco metálico estructural. Estas apoyan sobre dichos marcos y actúan como arriostres ante ciertos efectos de inestabilidad como el pandeo lateral. El proceso para determinar el tipo de losa alveolar es idéntico al desarrollado anteriormente. En este caso particular, la luz a salvar es de 5.625 metros y la sobrecarga sigue siendo 3 KN/m². En conclusión, la losa a adoptar será del tipo “A-16 T2”.

- **Peso propio:** 240 kg/m²
- **Altura:** 0,16 metros.
- **Ancho:** 1,25 metros.

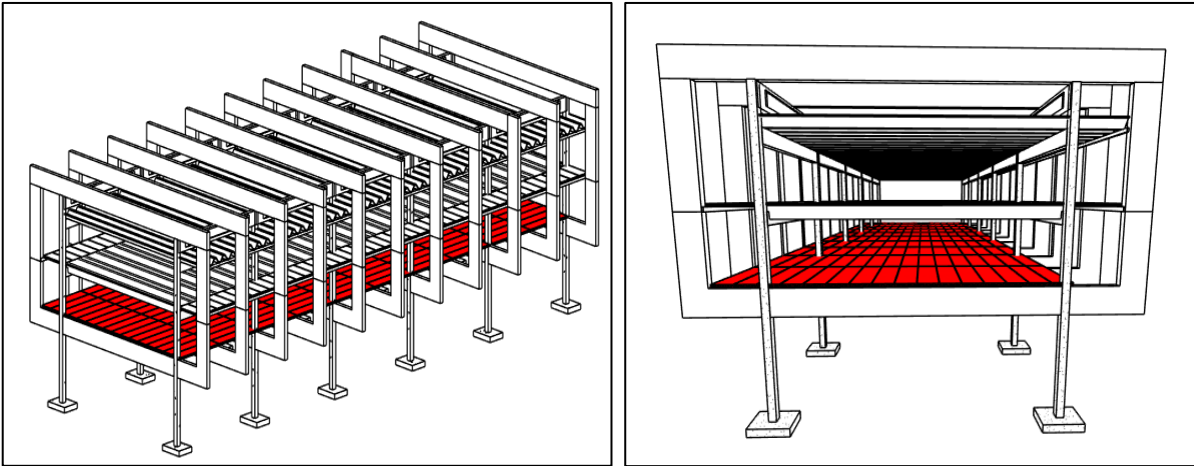


Figura 6.9 – Ubicación de losas en entrespiso sobre planta baja (en rojo). Fuente: Autor.

6.7 Perfiles longitudinales superiores

El sistema de cubierta descansa parte de su peso sobre una serie de perfiles longitudinales laminados que transmiten la carga a los marcos metálicos verticales. Estos fueron predimensionados mediante Cype3D para posteriormente verificar su resistencia y controlar sus deformaciones bajo el sistema completo de cargas y sobrecargas de uso.

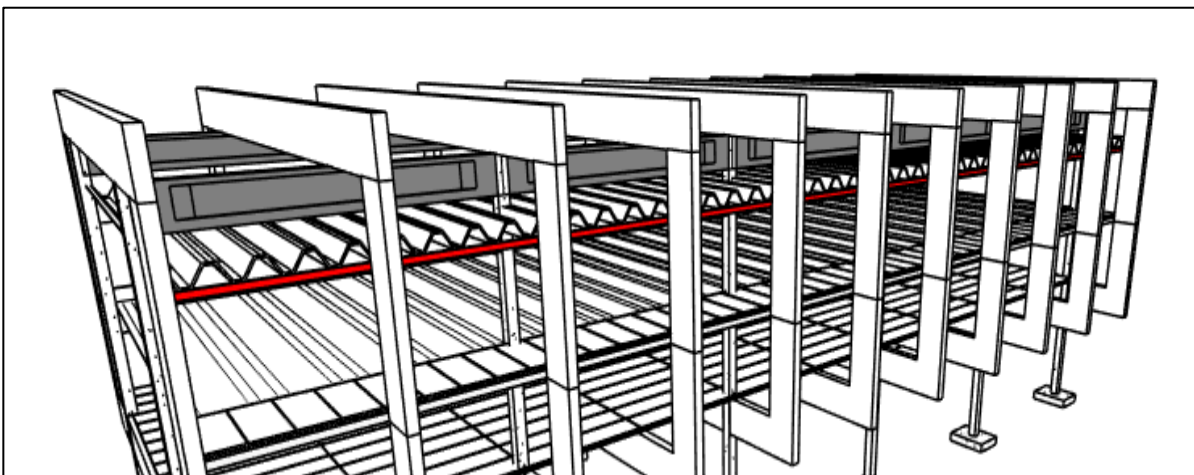


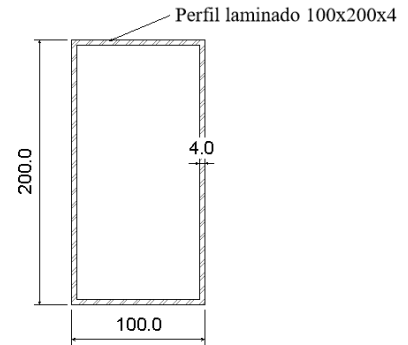
Figura 6.10 – Perfil superior de apoyo de cubierta (en rojo). Fuente: Autor.

Datos mecánicos del perfil

- Acero F-24
 - $F_y = 240 \text{ Mpa} = 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

- Perfil laminado 100mm x 200mm x 4mm

- $Z \text{ perfil} = 152,13 \text{ cm}^3$
- $Ag = 28,356 \text{ cm}^2$
- $Peso = 21,95 \frac{Kg}{m}$
- $Imáx = 1198,99 \text{ cm}^4 = 11.989.900 \text{ mm}^4$



Cargas actuantes

1. Peso de panel de cubierta Ypsilon (1,25 m de ancho fijo): 185 kg/m = 1,85 KN/m.
2. Peso propio del perfil: 0,219 KN/m.
3. Sobrecarga específica de cubierta: $100 \text{ kg/m}^2 = 1,0 \text{ KN/m}^2$. → Según CIRSOC 101 – 2005

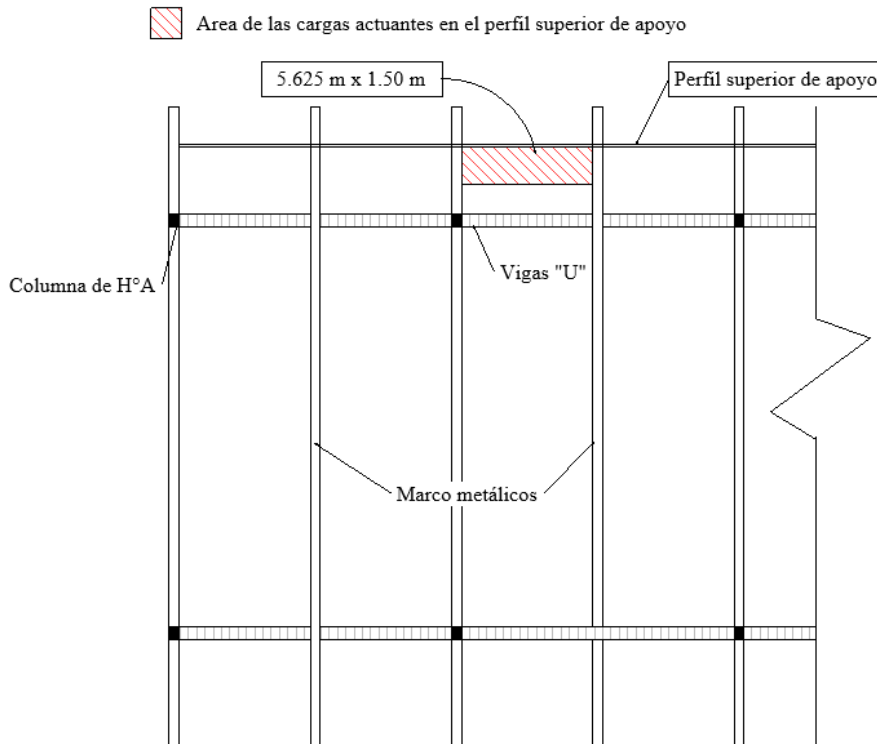


Figura 6.11 – Vista en planta de superficie de carga actuante sobre perfil superior. Fuente: Autor.

- *Carga muerta D = Peso paneles Ypsilon * ancho actuante + Peso propio perfil*

$$D = \left(\left(185 \frac{Kg}{m} * \frac{1}{1,25m} \right) * 1,5m \right) + 21,95 \frac{Kg}{m} = 243,92 \frac{Kg}{m} = \mathbf{2,44 \frac{KN}{m}}$$

- *Sobrecarga de cubierta "Lr" = Sobrecarga específica * ancho actuante*

$$Lr = 1,0 \frac{KN}{m^2} * 1,5m = \mathbf{1,5 \frac{KN}{m}}$$

Luego, se mayorizan las cargas según CIRSOC 301-2005. Condición A.4-3:

- $q_u = 1,2 D + 1,6 L_r$

$$q_u = 1,2 * 2,44 \frac{KN}{m} + 1,6 * 1,5 \frac{KN}{m} = 5,328 \frac{KN}{m}$$

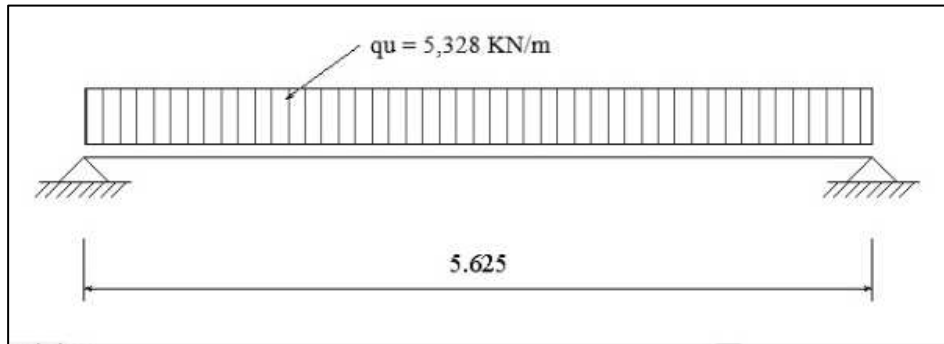


Figura 6.12 – Esquema de carga sobre perfil superior. Fuente: Autor.

Se considera a cada tramo de perfil como elementos individuales (no continuo) y articulado en ambos extremos. Esto responde a una condición comercial y económica, ya que la materialización de una unión resistente a momento (empotramiento) en general representa un procedimiento de fabricación más complejo y un costo mucho más elevado. Dicho esto, los esfuerzos últimos solicitantes serán:

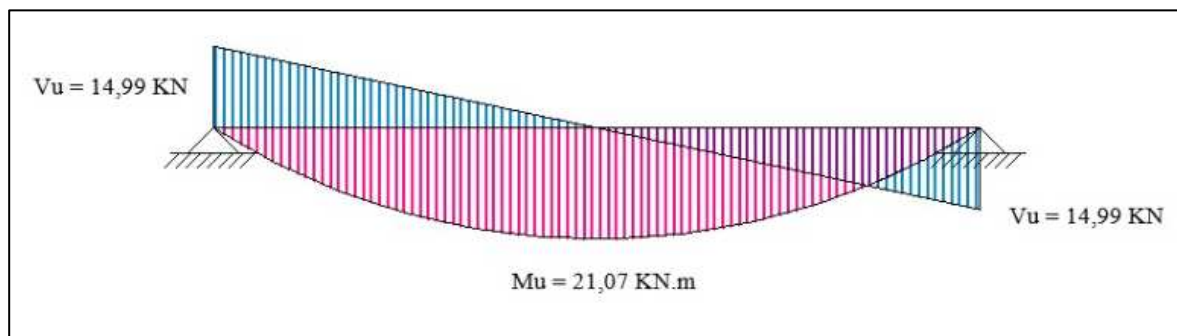


Figura 6.13 – Diagrama de esfuerzos últimos sobre perfil superior. Fuente: Autor.

6.7.1 Verificación a flexión

Como se observa en le Figura 6.13, el momento último actuante será:

- $M_u = \frac{q \cdot l^2}{8} = (5,328 \text{ KN/m} * (5,625 \text{ m})^2) / 8 = 21,07 \text{ KNm}$

Dicho valor nos permite estimar la resistencia mínima requerida a flexión del elemento:

- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 21,07 \text{ KNm} / 0,9 = 23,41 \text{ KNm}$

Luego, se procede a determinar el módulo resistente plástico “**Zmínimo**” necesario para resistir dicho esfuerzo:

- $Z_{\text{mínimo}} = \frac{Mn}{F_y}$

$$Z_{\text{mínimo}} = \frac{23,41 \text{ KNm}}{240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 9,75 \times 10^{-5} \text{ m}^3 = \mathbf{97,5 \text{ cm}^3}$$

$$Z_{\text{perfil}} \geq Z_{\text{mínimo}}$$

$$\mathbf{152,13 \text{ cm}^3 > 99,6 \text{ cm}^3 \quad \checkmark}$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

- $Mn * \varphi \geq Mu$

$$Mn * \varphi = Z_{\text{perfil}} * F_y * 0,9 = 152,13 \text{ cm}^3 * 240 \text{ Mpa} * 0,9 = \mathbf{31,96 \text{ KNm}}$$

$$\mathbf{Mn * \varphi = 31,96 \text{ KNm} > Mu = 21,07 \text{ KNm} \quad \checkmark}$$

6.7.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.13, el mayor esfuerzo de corte se da en los apoyos y tiene la siguiente magnitud:

- $V_u = \frac{ql}{2} = \frac{5,328 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 5,625 \text{ m}}{2} = \mathbf{14,99 \text{ KN}}$

En principio se verifica sin colocar rigidizadores de corte. Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona inelástica: } \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw} \right) \leq 260$$

Calculando las esbelteces límite, se determina la zona correspondiente de la curva de tensiones:

$$\lambda_p = \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1100}{240^{\frac{1}{2}}} = 71,00$$

$$\lambda_r = \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1375}{240^{\frac{1}{2}}} = 88,75$$

$$\lambda = \frac{200\text{mm}}{4\text{ mm}} = 50$$

Por lo tanto, la tensión crítica vendrá dada por

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1100}{F_y w^{\frac{1}{2}}} \rightarrow 50 < 71,00$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$

Con: $C_v = 1$ en zona plástica

$$V_n = 0,6 * 240 \text{ Mpa} * (2 * 200 \text{ mm} * 4 \text{ mm}) * 1$$

$$V_n = 230,4 \text{ KN}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $V_c = \phi_v * V_n \geq V_u$

$$V_c = 0,9 * 230,4 \text{ KN} = 207,36 \text{ KN}$$

$$207,36 \text{ KN} > 14,99 \text{ KN} \quad \checkmark$$

6.7.3 Verificación de deformaciones

Los valores límites para deformaciones verticales para elementos que soporten techos en general según CIRSOC 301-2005 son:

- $\text{Flecha total} = \frac{L}{200} = \frac{5625\text{mm}}{200} = 28,125 \text{ mm}$

- $\text{Flecha por carga variable} = \frac{L}{250} = \frac{5625\text{mm}}{250} = 22,5 \text{ mm}$

Cálculo de flechas reales

$$\text{Flecha máxima } (D + Lr) = \frac{5}{384} * \frac{(D + Lr) * l^4}{E * I_{máx}} = \frac{5}{384} * \frac{3,94 \frac{N}{mm} * (5625 \text{ mm})^4}{200000 \text{ Mpa} * 11.989.900 \text{ mm}^4}$$

$$\text{Flecha máxima } (D + Lr) = 21,42 \text{ mm}$$

$$21,42 \text{ mm} < 28,125 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$\text{Flecha máxima } (Lr) = \frac{5}{384} * \frac{(Lr) * l^4}{E * I_{máx}} = \frac{5}{384} * \frac{1,5 \frac{N}{mm} * (5625 \text{ mm})^4}{200000 \text{ Mpa} * 11.989.900 \text{ mm}^4}$$

$$\text{Flecha máxima } (Lr) = 8,15 \text{ mm}$$

$$8,15 \text{ mm} < 21,42 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Conclusión: El perfil escogido supera ampliamente las condiciones de resistencia. El condicionante máximo es la deformación bajo cargas totales, con un aprovechamiento del 76,16 % se trata del perfil comercial que mejor se adecúa a las solicitaciones de proyecto, comprobándose mediante Cype3D.

6.8 Perfiles longitudinales intermedios

Los perfiles metálicos intermedios se encuentran ubicados como apoyos del sistema de entrepiso sobre el 1er piso (Vigas TT y losas alveolares) y se extienden en toda la longitud del sector analizado. Se dividen en 2 tipos. En primer lugar, se encuentran los **perfiles de borde** que sirven de apoyo a las losas alveolares, son laminados y se encuentran unidos a los marcos metálicos de la misma forma que los superiores calculados anteriormente.

En segundo término, se encuentran los **perfiles centrales**. Estos son perfiles conformados de gran tamaño encargados de soportar las cargas proveniente de las vigas TT y parte de la carga de losas alveolares. Estos tienen una luz de 11,25 metros y descargan directamente sobre las columnas. A continuación, se verificará en, primer lugar, los perfiles de borde y posteriormente los centrales. Ambos fueron predimensionados mediante Cype3D para posteriormente verificar su resistencia y deformaciones.

6.8.1 Perfiles de borde

Son prácticamente idénticos a los perfiles superiores, con la salvedad de que deben soportar cargas mas significativas debido a la sobrecarga de uso existente en el nivel que soportan y las cargas permanentes típicas en este tipo de edificios (cerramientos, revestimientos, capa de compresión, etc.)

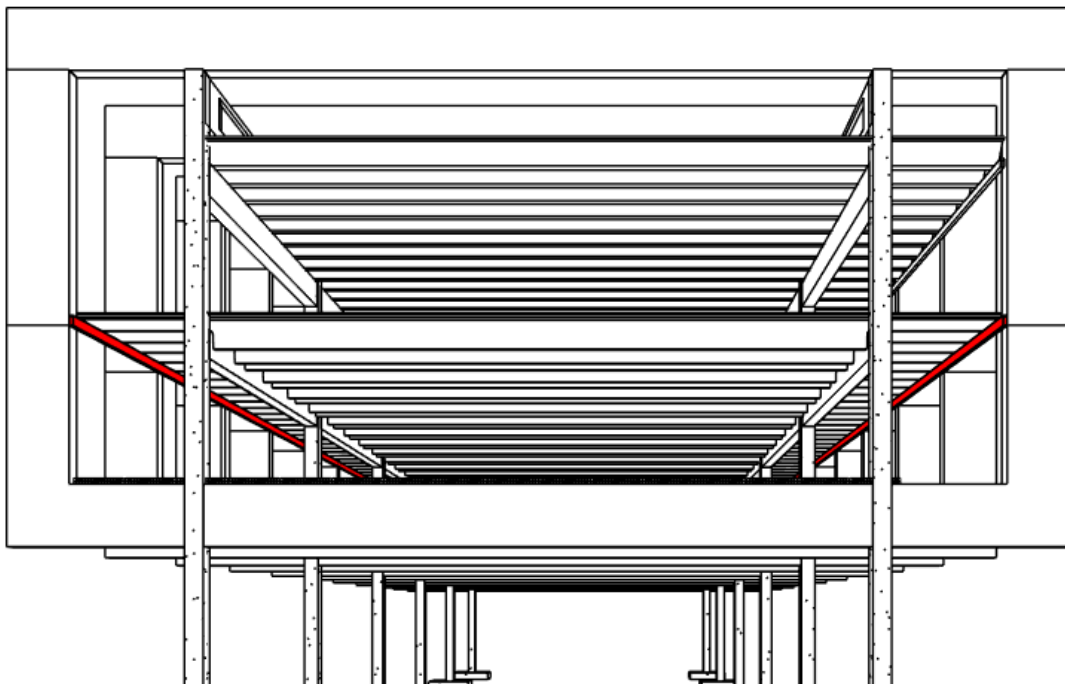
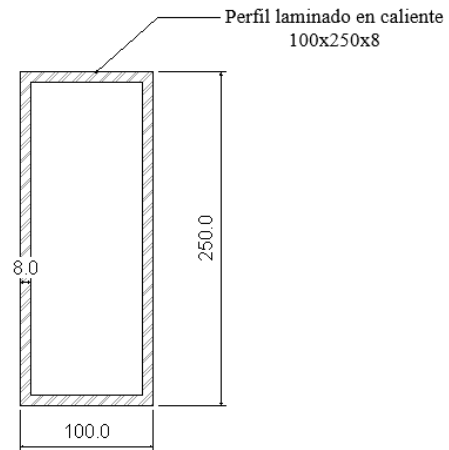


Figura 6.14 – Ubicación de los perfiles intermedios de borde. Fuente: Autor.

Datos mecánicos de los perfiles de borde

- Acero F-24
 - $F_y = 235 \text{ Mpa} = 235000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

- Perfil laminado 100mm x 250mm x 8mm
 - $Z_{\text{perfil}} = 392,39 \text{ cm}^3$
 - $A_g = 53,39 \text{ cm}^2$
 - $\text{Peso} = 40,03 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 0,4 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
 - $I_{\text{máx}} = 3797,45 \text{ cm}^4 = 37.974.500 \text{ mm}^4$



Cargas actuantes

1. Losetas ASTORI A-16 T1 sin capa de compresión: 2,4 KN/m².
2. Capa de compresión de H°A°: 1,2 KN/m².
3. Carpeta de nivelación (1900 kg/m³): 0,38 KN/m².
4. Cerramiento de panel cementicio: 0,02 KN/m².
5. Revestimiento de porcelanato: 0,3 KN/m².
6. Cielorraso suspendido: 0,036 KN/m².
7. Muro cortina: 2,4 KN/m → simplificado: 0,107 KN/m².
8. Peso propio del perfil: 0,4 KN/m.
9. Sobrecarga de uso en aulas: 3,0 KN/m². → Según CIRSOC 101 – 2005

Como se mencionó anteriormente, el esquema de carga para estos perfiles es idéntico al que aplica para los perfiles superiores, variando únicamente la magnitud de las cargas tanto permanentes como sobrecargas.

- *Cargas permanentes "D" = Cargas permanentes * ancho actuante + Peso del perfil*

$$D = \left(4,45 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1,5\text{m} \right) + 0,4 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 7,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

- *Sobrecarga de uso "L" = sobrecarga específica * ancho actuante*

$$L = 3,0 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1,5\text{m} = 4,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Luego, se mayorizan las cargas según CIRSOC 301-2005. Condición A.4-3:

- $q_u = 1,2 D + 1,6 L$

$$q_u = 1,2 * 7,08 \frac{KN}{m} + 1,6 * 4,5 \frac{KN}{m} = 15,7 \frac{KN}{m}$$

Al igual que los perfiles superiores, se considera a cada tramo de perfil como elementos individuales (no continuo) y articulado en ambos extremos. Por lo tanto, se obtienen los diagramas característicos a partir de la carga última determinada.

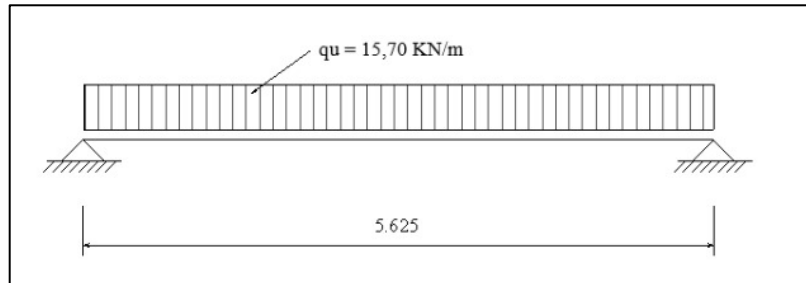


Figura 6.15 – Esquema de carga sobre perfil intermedio de borde. Fuente: Autor.

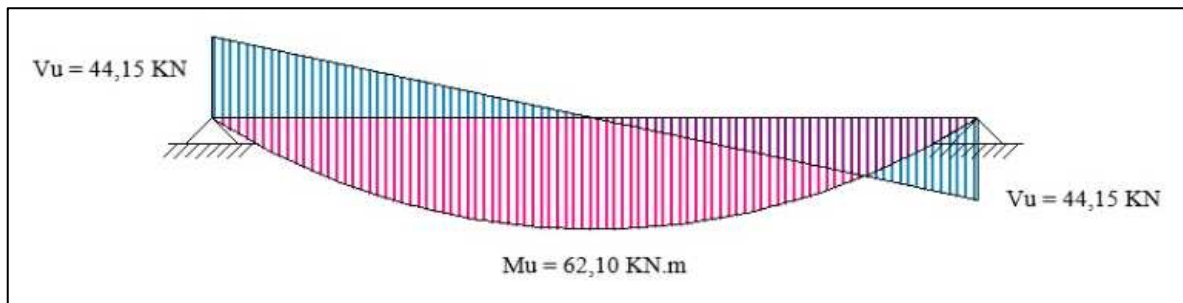


Figura 6.16 – Diagrama de esfuerzos últimos sobre perfil superior. Fuente: Autor.

6.8.1.1 Verificación a flexión

Considerando al tramo de viga analizado como articulado en ambos extremos, el esfuerzo último solicitante será:

- $M_u = \frac{q \cdot l^2}{8} = 15,7 \frac{KN}{m} * \frac{(5,625m)^2}{8} = 62,1 KNm$

Dicho valor nos permite estimar la resistencia mínima requerida a flexión del elemento:

- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 62,1 \frac{KNm}{0,9} = 68,99 KNm$

Mediante dicho valor, se procede a determinar el módulo resistente plástico “Z_{mínimo}” necesario para resistir dicho esfuerzo:

- $Z_{mínimo} = \frac{M_n}{F_y}$

$$Z_{mínimo} = \frac{68,99 KNm}{240000KN/m^2} = 2,93 \times 10^{-4} m^3 = 293 cm^3$$

$$Z_{perfil} \geq Z_{mínimo}$$

$$392,39 \text{ cm}^3 > 293 \text{ cm}^3 \quad \checkmark$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

- $Mn * \varphi \geq Mu$

$$Mn * \varphi = Z_{\text{perfil}} * Fy * 0,9 = 392,39 \text{ cm}^3 * 240 \text{ Mpa} * 0,9 = \mathbf{84,75 \text{ KNm}}$$

$$Mn * \varphi = \mathbf{84,75 \text{ KNm}} > Mu = \mathbf{68,99 \text{ KNm}} \quad \checkmark$$

6.8.1.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.16, el mayor esfuerzo de corte se da en los apoyos y tiene la siguiente magnitud:

- $Vu = \frac{ql}{2} = \frac{15,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 5,625 \text{ m}}{2} = \mathbf{44,15 \text{ KN}}$

En principio se verifica sin colocar rigidizadores de corte. Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1100}{Fy w^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona inelástica: } \frac{1100}{Fy w^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1375}{Fy w^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{Fy w^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw} \right) \leq 260$$

Calculando las esbelteces límite, se determina la zona correspondiente de la curva de tensiones:

$$\lambda_p = \frac{1100}{Fy w^{\frac{1}{2}}} = \frac{1100}{240^{\frac{1}{2}}} = 71,00$$

$$\lambda_r = \frac{1375}{Fy w^{\frac{1}{2}}} = \frac{1375}{240^{\frac{1}{2}}} = 88,75$$

$$\lambda = \frac{250 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 31,25$$

Por lo tanto, la tensión crítica vendrá dada por:

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1100}{Fy w^{\frac{1}{2}}} \rightarrow 31,25 < 71,00$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$

Con: $C_v = 1$ en zona plástica

$$V_n = 0,6 * 240 \text{ Mpa} * (2 * 250 \text{ mm} * 8 \text{ mm}) * 1$$

$$V_n = 576 \text{ KN}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $V_c = \phi_v * V_n \geq V_u$

$$V_c = 0,9 * 576 \text{ KN} = 518,4 \text{ KN}$$

$518,4 \text{ KN} > 44,15 \text{ KN} \quad \checkmark$

6.8.1.3 Verificación de deformaciones

Los valores límites para deformaciones verticales para elementos que soporten pisos en general según CIRSOC 301-2005:

- $\text{Flecha total} = \frac{L}{250} = \frac{5625 \text{ mm}}{250} = 22,5 \text{ mm}$

- $\text{Flecha por carga variable} = \frac{L}{300} = \frac{5625 \text{ mm}}{300} = 18,75 \text{ mm}$

Cálculo de flechas reales

$$\text{Flecha máxima } (D + Lr) = \frac{5}{384} * \frac{(D + Lr) * l^4}{E * I_{m\acute{a}x}} = \frac{5}{384} * \frac{11,58 \frac{\text{N}}{\text{mm}} * (5625 \text{ mm})^4}{200000 \text{ Mpa} * 37.974.500 \text{ mm}^4}$$

$$\text{Flecha máxima } (D + Lr) = 21,42 \text{ mm}$$

$19,88 \text{ mm} < 22,5 \text{ mm} \quad \checkmark$

$$\text{Flecha máxima } (Lr) = \frac{5}{384} * \frac{(Lr) * l^4}{E * I_{m\acute{a}x}} = \frac{5}{384} * \frac{4,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}} * (5625 \text{ mm})^4}{200000 \text{ Mpa} * 37.974.500 \text{ mm}^4}$$

$$\text{Flecha máxima } (Lr) = 7,72 \text{ mm}$$

$7,72 \text{ mm} < 18,75 \text{ mm} \quad \checkmark$

Conclusión: El perfil escogido supera ampliamente las condiciones de resistencia. El condicionante máximo es la deformación bajo cargas totales, con un aprovechamiento del 88,36 % se trata del perfil comercial que mejor se adecúa a las solicitaciones de proyecto, esto se comprobó mediante Cype3D.

6.8.2 Perfiles centrales

Los perfiles centrales constituyen el soporte más importante del entrepiso sobre el primer nivel. La magnitud de las cargas que deben soportar es considerablemente mayor que los perfiles de borde, lo cual queda demostrado en el tamaño que poseen en comparación al resto.

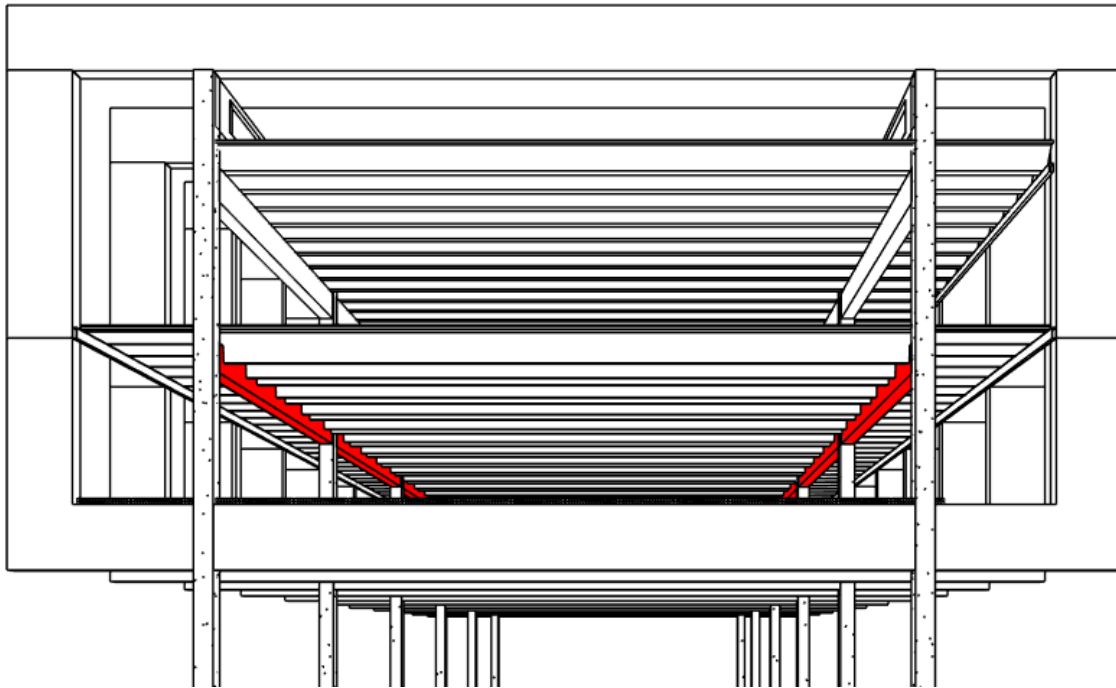
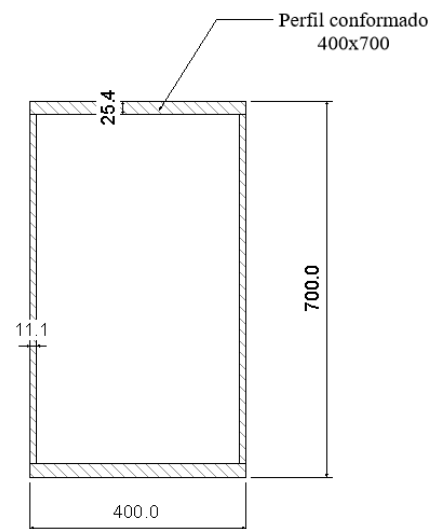


Figura 6.17 – Ubicación de los perfiles intermedios centrales. Fuente: Autor.

Datos físicos de los perfiles centrales

- Acero F-24
 - $F_y = 235 \text{ Mpa} = 235000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- Perfil conformado 400mm x 700mm
 - $Z_{\text{perfil}} = 9193 \text{ cm}^3$
 - $A_g = 347,32 \text{ cm}^2$
 - $\text{Peso} = 268 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 2,68 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
 - $I_{\text{máx}} = 281.911 \text{ cm}^4 = 2.819.110.000 \text{ mm}^4$



Cargas actuantes

1. Losetas ASTORI A-16 T1 sin capa de compresión: 2,4 KN/m².
2. Vigas ASTORI TT-80: 3,22 KN/m².
3. Capa de compresión de H°A° + carpeta de nivelación: 1,58 KN/m².
4. Cerramiento de panel cementicio: 0,02 KN/m².
5. Revestimiento de porcelanato: 0,3 KN/m².
6. Cielorraso suspendido: 0,036 KN/m².
7. Muro cortina: 2,4 KN/m → simplificado: 0,107 KN/m².
8. Peso propio del perfil: 2,68 KN/m.
9. Sobrecarga de uso en aulas: 3,0 KN/m². → Según CIRSOC 101 – 2005

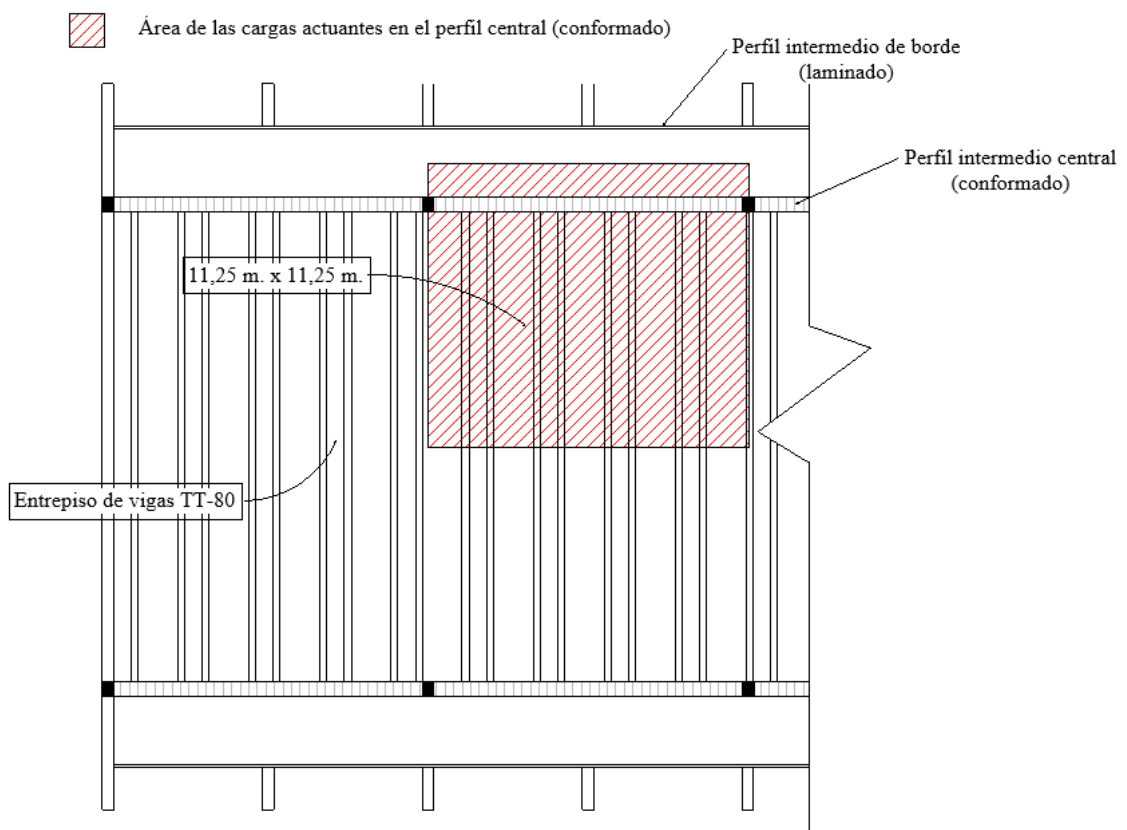


Figura 6.18 – Vista en planta de la superficie de carga actuante sobre perfil central. Fuente: Autor.

- Cargas permanentes "D" = Cargas permanentes * ancho actuante + Peso de perfil

$$D = \left(31,4 \frac{KN}{m} + 3,6 \frac{KN}{m} + 21,78 \frac{KN}{m} \right) + 2,68 \frac{KN}{m} = 59,456 \frac{KN}{m}$$

- Sobrecarga de uso "L" = sobrecarga específica * ancho actuante

$$L = 3,0 \frac{KN}{m^2} * (1,5 m + 9,75m) = 33,75 \frac{KN}{m}$$

Luego, se mayorizan las cargas según CIRSOC 301-2005. Condición A.4-3:

- $q_u = 1,2 D + 1,6 L$

$$q_u = 1,2 * 59,456 \frac{KN}{m} + 1,6 * 33,75 \frac{KN}{m} = \mathbf{125,34 \frac{KN}{m}}$$

Al igual que los perfiles superiores y los intermedios de borde, se considera a cada tramo de perfil como elementos individuales (no continuo) y articulado en ambos extremos. Por lo tanto, se obtienen los diagramas característicos a partir de la carga última determinada.

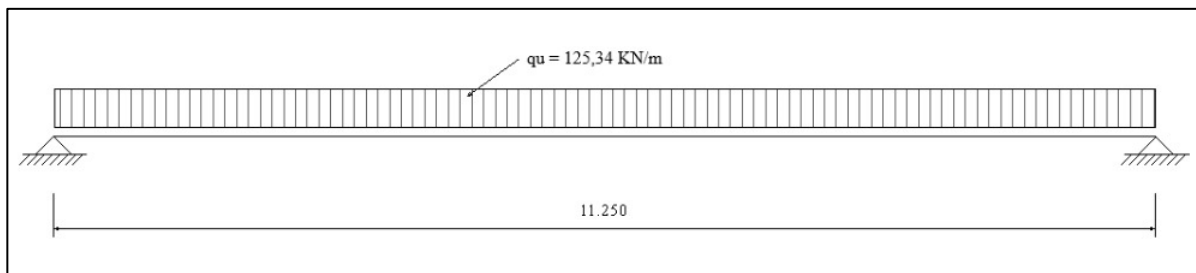


Figura 6.19 – Esquema de carga sobre perfil intermedio central. Fuente: Autor.

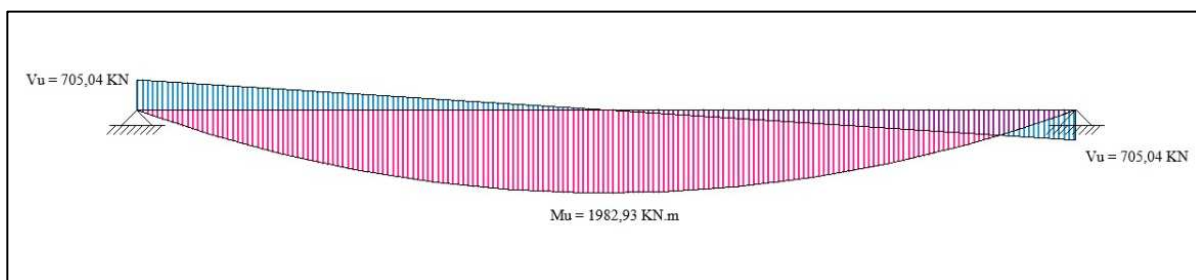


Figura 6.20 – Diagrama de esfuerzos últimos sobre perfil superior. Fuente: Autor.

6.8.2.1 Verificación a flexión

Considerando al tramo de viga analizado como articulado en ambos extremos, el esfuerzo último solicitante será:

- $M_u = \frac{q_l^2}{8} = \frac{125,34 \frac{KN}{m} * (11,25m)^2}{8} = \mathbf{1982,93 KNm}$

Dicho valor nos permite estimar la resistencia mínima requerida a flexión del elemento:

- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1982,93KNm}{0,9} = \mathbf{2203,25 KNm}$

Mediante dicho valor, se procede a determinar el módulo resistente plástico “Zmínimo” necesario para resistir dicho esfuerzo:

- $Z_{mínimo} = \frac{M_n}{F_y}$

$$Z_{\text{mínimo}} = \frac{2203,25 \text{ KNm}}{240000 \text{ KN/m}^2} = 9,18 \times 10^{-3} \text{ m}^3 = \mathbf{9180 \text{ cm}^3}$$

$$Z_{\text{perfil}} \geq Z_{\text{mínimo}}$$

$$\mathbf{9193 \text{ cm}^3 > 9180 \text{ cm}^3 \quad \checkmark}$$

Como se trata de un **perfil conformado**, para que una sección desarrolle su resistencia por **Momento Plástico** es necesario que la relación ancho-espesor de todos sus elementos comprimidos sea menor o igual al límite λ_p y que las alas estén unidas en forma continua al alma o almas. Si esto se asegura, la sección está capacitada para desarrollar su momento plástico **M_p** sin que se produzca pandeo local.

a- Relación de esbeltez del **Ala** (elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{400 \text{ mm} - (2 \times 11,1 \text{ mm})}{25,4 \text{ mm}} = 14,87$$

$$(\text{Caso 10}) \lambda_p = \frac{500}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{500}{240 \frac{1}{2}} = 32,27$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Ala compacta}$$

b- Relación de esbeltez del **Alma** (elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{700 \text{ mm}}{11,1 \text{ mm}} = 63,06$$

$$(\text{Caso 9}) \lambda_p = \frac{1680}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{1680}{240 \frac{1}{2}} = 108,44$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Alma compacta}$$

- **Estado límite de pandeo local del ala**

Como el ala es **compacta**, entonces **M_n = M_p**.

- **Estado límite de pandeo local del alma**

Como el alma **compacta**, entonces **M_n = M_p**.

- **Estado límite de pandeo lateral**

Se acepta arriostramiento continuo, dado por la continuidad de la capa de compresión del entrepiso debido a que las vigas TT-80 se solidarizan a la viga cajón mediante soldadura. Por lo tanto, **M_n = M_p**.

Entonces, es correcto suponer que se desarrolla el momento de plastificación. A su vez, se debe verificar la condición del factor de forma (Z / S). Si el factor de forma es grande las deformaciones de un

elemento flexado en estado de servicio pueden ser grandes y permanentes. Por ello las Especificaciones para la determinación del momento resistente nominal limitan la relación “Z / S” a un valor máximo de 1,5 aunque la forma seccional tuviera un mayor factor de forma.

$$\frac{Z}{S} \leq 1,5$$

$$S = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{281911 \text{ cm}^4}{35 \text{ cm}} = 8054,6 \text{ cm}^3$$

$$\frac{9193 \text{ cm}^3}{8054,6 \text{ cm}^3} \leq 1,5$$

$$1,14 < 1,5 \quad \checkmark$$

Entonces, se debe cumplir:

- $M_n * \phi \geq M_u$

$$M_n * \phi = Z_{\text{perfil}} * F_y * 0,9 = 9,193 \times 10^{-3} \text{ m}^3 * 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,9 = \mathbf{1985,7 \text{ KNm}}$$

$$M_n * \phi = 1985,7 \text{ KNm} > M_u = 1982,93 \text{ KNm} \quad \checkmark$$

6.8.2.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.20, el mayor esfuerzo de corte se da en los apoyos y tiene la siguiente magnitud:

- $V_u = \frac{ql}{2} = \frac{125,34 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 11,25 \text{ m}}{2} = \mathbf{705,04 \text{ KN}}$

En principio se verifica sin colocar rigidizadores de corte. Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona inelástica: } \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw} \right) \leq 260$$

Calculando las esbelteces límite, se determina la zona correspondiente de la curva de tensiones:

$$\lambda_p = \frac{1100}{F_y w^{\frac{1}{2}}} = \frac{1100}{240^{\frac{1}{2}}} = 71,00$$

$$\lambda_r = \frac{1375}{F_y w^{\frac{1}{2}}} = \frac{1375}{240^{\frac{1}{2}}} = 88,75$$

$$\lambda = \frac{700\text{mm}}{11,1\text{mm}} = 63,06$$

Por lo tanto, la tensión crítica vendrá dada por:

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1100}{F_y w^{\frac{1}{2}}} \rightarrow 63,06 < 71,00$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$

Con: $C_v = 1$ en zona plástica

$$V_n = 0,6 * 240 \text{ Mpa} * (2 * 700 \text{ mm} * 11,1\text{mm}) * 1$$

$$V_n = 2237,76 \text{ KN}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $V_c = \phi_v * V_n \geq V_u$

$$V_c = 0,9 * 2237,76 \text{ KN} = 2013,98 \text{ KN}$$

$2013,98 \text{ KN} > 705,04 \text{ KN} \checkmark$

Se verifica cómodamente la resistencia a esfuerzos de corte sin la presencia de rigidizadores en las almas del perfil.

6.8.2.3 Verificación de deformaciones

Los valores límites para deformaciones verticales para elementos que soporten pisos en general según CIRSOC 301-2005:

- $\text{Flecha total} = \frac{L}{300} = \frac{11250\text{mm}}{300} = 37,5 \text{ mm}$

- $\text{Flecha por carga variable} = \frac{L}{350} = \frac{11250\text{mm}}{350} = 32,14 \text{ mm}$

Cálculo de flechas reales

$$\text{Flecha máxima } (D + Lr) = \frac{5}{384} * \frac{(D + L) * l^4}{E * Imáx} = \frac{5}{384} * \frac{93,20 \frac{N}{mm} * (11250 \text{ mm})^4}{200000 \text{ Mpa} * 2.819.110.000 \text{ mm}^4}$$

$$\text{Flecha máxima } (D + L) = 34,47 \text{ mm}$$

$$\boxed{34,47 \text{ mm} < 37,5 \text{ mm} \quad \checkmark}$$

$$\text{Flecha máxima } (Lr) = \frac{5}{384} * \frac{(L) * l^4}{E * Imáx} = \frac{5}{384} * \frac{33,75 \frac{N}{mm} * (11250 \text{ mm})^4}{200000 \text{ Mpa} * 2.819.110.000 \text{ mm}^4}$$

$$\text{Flecha máxima } (L) = 12,48 \text{ mm}$$

$$\boxed{12,48 \text{ mm} < 32,14 \text{ mm} \quad \checkmark}$$

Conclusión: El perfil escogido se encuentra optimizado tanto para condiciones de resistencia (99,86%) como para deformación bajo cargas totales, con un aprovechamiento del 91,65%. Estos valores comprueban que se trata del perfil armado que mejor se adecúa a las solicitaciones de proyecto.

6.9 Dimensionado de marcos metálicos

Los marcos metálicos dan soporte a la totalidad del edificio y representan el eje central del presente análisis estructural. Como se mencionó anteriormente, los marcos pueden estar apoyados o bien colgados según se puede observar en la Figura 5.40, y serán analizados por separado ya que presentan esfuerzos completamente diferentes uno del otro. Es importante destacar, además, que el análisis se limita a dos marcos los cuales se suponen como los **más solicitados del proyecto**, por lo cual, es posible que, en el resto del edificio, estos queden sobredimensionados y se deba ajustar su tamaño a su situación particular para así reducir los costos de construcción.

Por simplicidad, se supondrá que, en general, todo el área que abarca el proyecto estará solicitado de forma similar, y tanto los perfiles como las uniones y demás elementos estructurales serán idénticos en cada módulo.

6.9.1 Marco comprimido o “apoyado”

El marco comprimido está compuesto por perfiles conformados de igual altura y ancho, variando en cada tramo los espesores de alma o ala según los esfuerzos que lo soliciten. Dichos esfuerzos pueden ser de compresión o tracción, combinados con flexión y corte en prácticamente todos los elementos. El objetivo principal en este tipo de casos es lograr que, para dimensiones similares, se logre el **máximo aprovechamiento** posible de la sección, ya que el acero constituye un material muy costoso.

Los esfuerzos actuantes se presentan en las Figuras 6.21, 6.22 y 6.23, los cuales se utilizarán directamente para la verificación de los distintos estados límites, ya que el análisis estructural para cada elemento de forma individual representa un procedimiento complejo que no constituye un objetivo en el presente proyecto. No obstante, para los casos en los cuales la determinación de los esfuerzos de algún elemento se pueda llevar a cabo de forma manual (por su simplicidad), se expresará debidamente el proceso de cálculo.

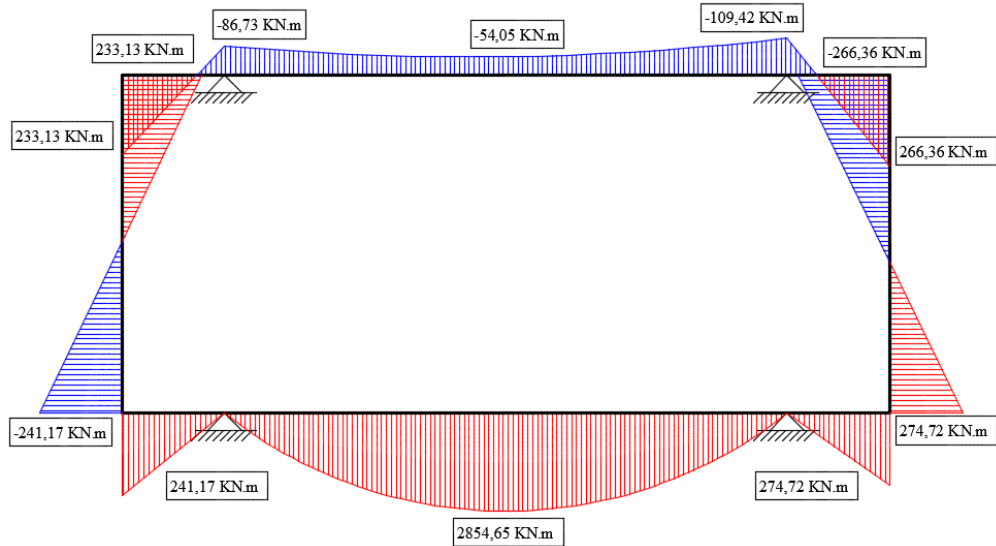


Figura 6.21 – Diagrama de esfuerzos flectores en marco apoyado. Fuente: Autor.

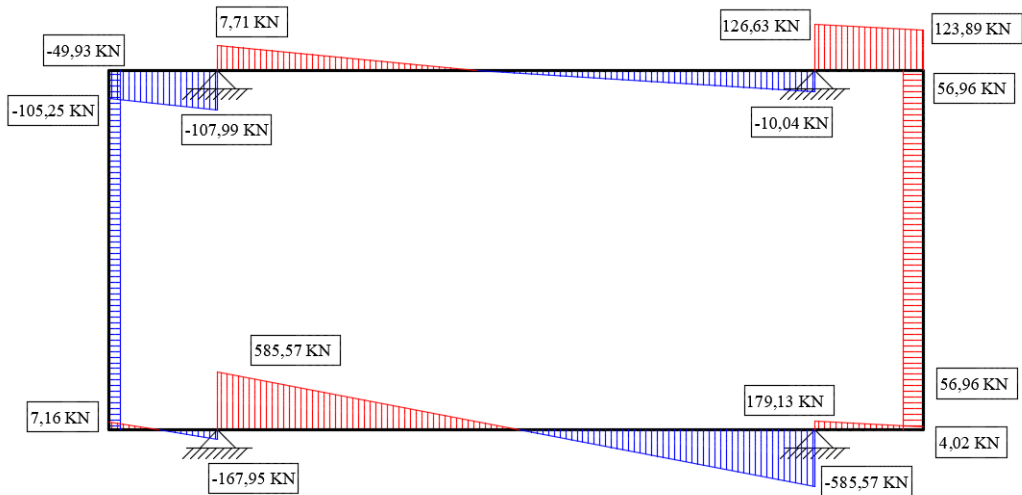


Figura 6.22 – Diagrama de esfuerzos cortantes en marco apoyado. Fuente: Autor.

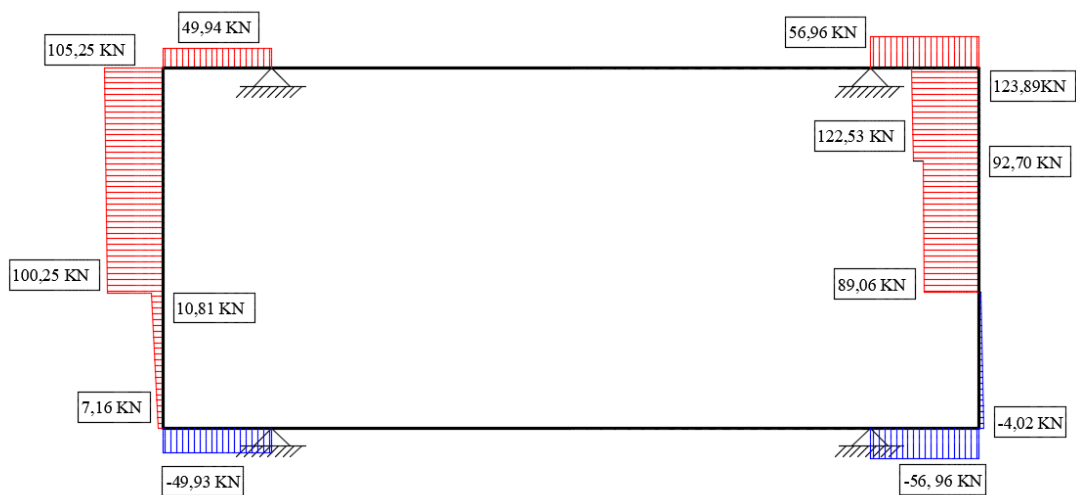


Figura 6.23 – Diagrama de esfuerzos normales en marco apoyado. Fuente: Autor.

Se dividió al marco en diferentes partes que constituyen elementos individuales unidos entre sí por distintos mecanismos que se describirán en apartados posteriores. Estos son:

- **Viga inferior central.**
- **Vigas inferiores laterales.**
- **Vigas laterales.**
- **Viga superior.**

6.9.1.1 Viga inferior central

Dentro de los elementos que componen al marco comprimido, esta sección es la más solicitada ante esfuerzos de flexión, principalmente por la gran luz de cálculo (19,50 m.).

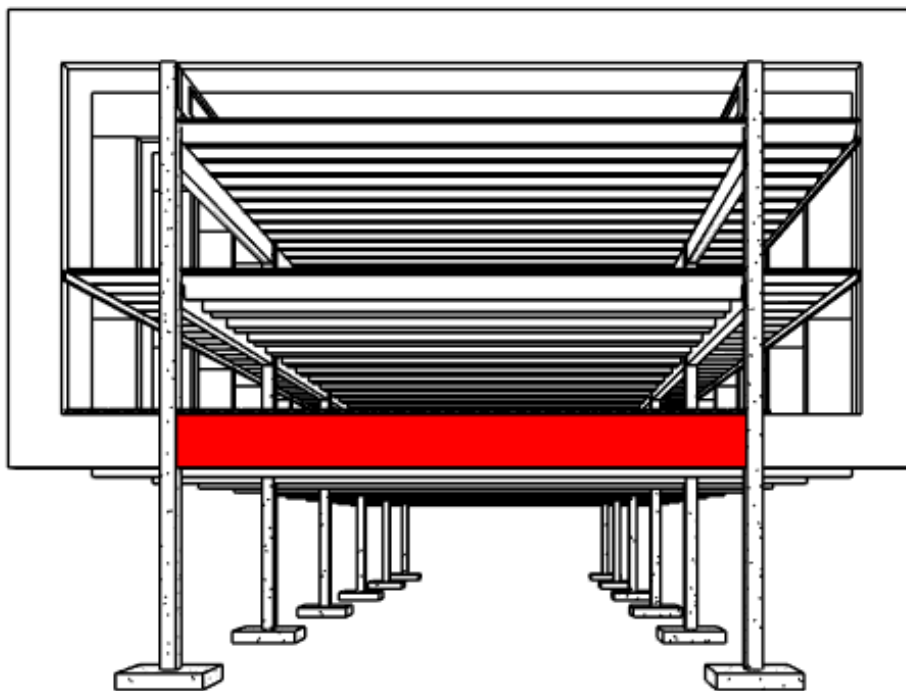


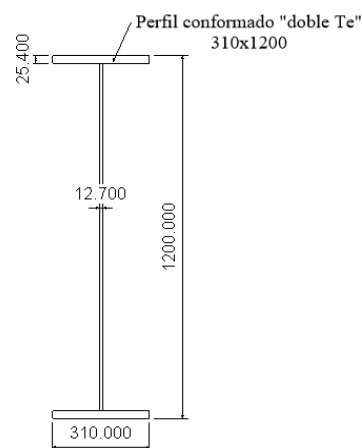
Figura 6.24 – Ubicación de viga inferior central de marco metálico apoyado. Fuente: Autor.

Como primer paso, se adoptó una sección conformada “doble T” con las siguientes características.

- **Altura total:** 1200 mm.
- **Altura del ala:** 310 mm.
- **Espesor del alma:** 12,7 mm.
- **Espesor de alas:** 25,4 mm.

Datos mecánicos del elemento

- Acero F-24
 - $F_y = 240 \text{ Mpa} = 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$



- Perfil doble “Te” conformado
 - Área = $303,43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Peso}: 234,6 \text{ Kg/m}$
 - Momento de inercia (I_x) = $703890,3 \text{ cm}^4 = 7.038.903.000 \text{ mm}^4$
 - Momento de inercia (I_y) = $12631,14 \text{ cm}^4 = 1.263.114.000 \text{ mm}^4$
 - $Z = 13441,9 \text{ cm}^3 = 1,344 \times 10^{-2} \text{ m}^3$

Cargas actuantes

1. Losetas ASTORI A-16 T2 sin capa de compresión: $2,4 \text{ KN/m}^2$.
2. Capa de compresión de H°A°: $1,2 \text{ KN/m}^2$.
3. Carpeta de nivelación (1900 kg/m^3): $0,38 \text{ KN/m}^2$.
4. Cerramiento de panel cementicio: $0,02 \text{ KN/m}^2$.
5. Revestimiento de porcelanato: $0,3 \text{ KN/m}^2$.
6. Cielorraso suspendido: $0,036 \text{ KN/m}^2$.
7. Muro cortina: $2,4 \text{ KN/m} \rightarrow$ simplificado: $0,107 \text{ KN/m}^2$.
8. Peso propio del perfil: $2,346 \text{ KN/m}$.
9. Sobrecarga de uso en aulas: $3,0 \text{ KN/m}^2$. \rightarrow Según CIRSOC 101 – 2005

Como la viga analizada en este caso constituye un elemento articulado en sus extremos, la determinación de los esfuerzos actuantes es un procedimiento sencillo, el cual se expresa a continuación.

- Cargas permanentes "D" = Cargas permanentes * ancho actuante + Peso de perfil

$$D = (4,336 \text{ KN/m}) * (5,625\text{m}) + 2,346 \text{ KN/m} = \mathbf{26,736 \frac{KN}{m}}$$

- Sobrecarga de uso "L" = sobrecarga específica * ancho actuante

$$L = 3,0 \frac{KN}{m^2} * (5,625\text{m}) = \mathbf{16,875 \frac{KN}{m}}$$

Luego, se mayorizan las cargas según CIRSOC 301-2005. Condición A.4-3:

- $qu = 1,2 D + 1,6 L$

$$qu = 1,2 * 26,736 \frac{KN}{m} + 1,6 * 16,875 = \mathbf{59,08 \frac{KN}{m}}$$

6.9.1.1.1 Verificación a flexión

Considerando al tramo de viga analizado como articulado en ambos extremos, el esfuerzo último solicitante será:

- $M_u = \frac{ql^2}{8} = \frac{59,08 \frac{KN}{m} * (19,50m)^2}{8} = 2854,65 KNm$

Dicho valor nos permite estimar la resistencia mínima requerida a flexión del elemento:

- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2854,65 KNm}{0,9} = 3171,83 KNm$

Mediante dicho valor, se procede a determinar el módulo resistente plástico “Z_{mínimo}” necesario para resistir dicho esfuerzo:

- $Z_{mínimo} = \frac{M_n}{F_y}$

$$Z_{mínimo} = \frac{3171,83 KNm}{240000KN/m^2} = 13216 cm^3$$

$$Z_{perfil} \geq Z_{mínimo}$$

13441,9 cm³ > 13216 cm³ ✓

Ahora bien, para que una sección desarrolle su resistencia por Momento Plástico es necesario que la relación ancho-espesor de todos sus elementos comprimidos sea menor o igual al límite λ_p y que las alas estén unidas en forma continua al alma o almas. En tal caso, la sección está capacitada para desarrollar su momento plástico M_p sin que se produzca el pandeo local en ningún elemento.

a- Relación de esbeltez del **Ala** (elemento no rigidizado):

$$\lambda = \frac{310mm}{2 * 25,4mm} = 6,1$$

$$(Caso 2) \lambda_p = \frac{170}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{170}{240 \frac{1}{2}} = 10,47$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Ala compacta$$

b- Relación de esbeltez del **Alma** (elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{1200mm - (2 * 25,4mm)}{12,7mm} = 90,48$$

$$(Caso 9) \lambda_p = \frac{1680}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{1680}{240 \frac{1}{2}} = 108,44$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Alma compacta$$

- **Estado límite de pandeo local del ala**
Como el ala es **compacta**, entonces $M_n = M_p$.
- **Estado límite de pandeo local del alma**
Como el alma **compacta**, entonces $M_n = M_p$.
- **Estado límite de pandeo lateral**
Se acepta arriostramiento continuo, dado por la continuidad de la capa de compresión del entrepiso debido a que las losas alveolares se solidarizan a la viga bulones de corte. Por lo tanto, $M_n = M_p$.

Entonces, es correcto suponer que se desarrolla el momento de plastificación. A su vez, se debe verificar la condición del factor de forma (Z / S).

Si el factor de forma es grande las deformaciones de un elemento flexado en estado de servicio pueden ser grandes y permanentes. Por ello las Especificaciones para la determinación del momento resistente nominal limitan la relación “ Z / S ” a un valor máximo de 1,5 aunque la forma seccional tuviera un mayor factor de forma.

$$\frac{Z}{S} \leq 1,5$$

$$S = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{703890,3 \text{ cm}^4}{60 \text{ cm}} = 11731,5 \text{ cm}^3$$

$$\frac{13441,9 \text{ cm}^3}{11731,5 \text{ cm}^3} \leq 1,5$$

1,146 < 1,5 ✓

Se debe cumplir:

- $M_n * \phi \geq M_u$

$$M_n * \phi = Z_{perfil} * F_y * 0,9 = 1,344 \times 10^{-2} \text{ m}^3 * 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,9 = 3225,6 \text{ KNm}$$

$M_n * \phi = 3225,6 \text{ KNm} > M_u = 2854,65 \text{ KNm} \checkmark$

6.9.1.1.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.22, el mayor esfuerzo de corte se da en los apoyos y tiene la siguiente magnitud:

- $V_u = \frac{ql}{2} = \frac{59,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 19,50 \text{ m}}{2} = 585,57 \text{ KN}$

En principio se verifica sin colocar rigidizadores de corte. Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1100}{F_y w^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona inelástica: } \frac{1100}{F_y w^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1375}{F_y w^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_y w^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260$$

Calculando las esbelteces límite, se determina la zona correspondiente de la curva de tensiones:

$$\lambda_p = \frac{1100}{F_y w^{\frac{1}{2}}} = \frac{1100}{240^{\frac{1}{2}}} = 71,00$$

$$\lambda_r = \frac{1375}{F_y w^{\frac{1}{2}}} = \frac{1375}{240^{\frac{1}{2}}} = 88,75$$

$$\lambda = \frac{1200mm - (2 * 25,4mm)}{12,7mm} = 90,48$$

Por lo tanto, la tensión crítica vendrá dada por:

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_y w^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260 \rightarrow 88,75 < 90,48 < 260$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $V_n = \frac{90400 * A_w}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2}$

$$V_n = \frac{90400 * (120cm - (2 * 2,54mm)) * 1,27cm}{\left(\frac{1200mm - (2 * 25,4mm)}{12,7mm}\right)^2}$$

$$\mathbf{V_n = 1611,62 KN}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $V_c = \varphi v * V_n \geq V_u$

$$V_c = 0,9 * 1611,62 \text{ KN} = \mathbf{1450,46 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{1450,46 \text{ KN} > 585,57 \text{ KN} \quad \checkmark}$$

Se verifica claramente la resistencia a esfuerzos de corte sin la presencia de rigidizadores en las almas del perfil.

6.9.1.1.3 Verificación de deformaciones

Valores límites para deformaciones verticales para elementos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración según CIRSOC 301-2005:

- $Flecha \text{ total} = \frac{L}{300} = \frac{19500 \text{ mm}}{300} = \mathbf{65 \text{ mm}}$
- $Flecha \text{ por carga variable} = \frac{L}{350} = \frac{19500 \text{ mm}}{350} = \mathbf{55,71 \text{ mm}}$

Cálculo de flechas reales

$$Flecha \text{ máxima } (D + L) = \frac{5}{384} * \frac{(D + L) * l^4}{E * I_{máx}} = \frac{5}{384} * \frac{43,61 \frac{N}{mm} * (19500 \text{ mm})^4}{200000 \text{ Mpa} * 7.038.903.000 \text{ mm}^4}$$

$$Flecha \text{ máxima } (D + L) = \mathbf{58,32 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{58,32 \text{ mm} < 65 \text{ mm} \quad \checkmark}$$

$$Flecha \text{ máxima } (L) = \frac{5}{384} * \frac{(L) * l^4}{E * I_{máx}} = \frac{5}{384} * \frac{16,875 \frac{N}{mm} * (19500 \text{ mm})^4}{200000 \text{ Mpa} * 7.038.903.000 \text{ mm}^4}$$

$$Flecha \text{ máxima } (L) = \mathbf{22,57 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{22,57 \text{ mm} < 55,71 \text{ mm} \quad \checkmark}$$

Conclusión: El perfil escogido se encuentra optimizado tanto para condiciones de resistencia (88,5%) como para deformación bajo cargas totales, con un aprovechamiento del 89,72%.

6.9.1.2 Vigas inferiores laterales

Se ubican en la zona inferior del marco apoyado. Aunque los esfuerzos solicitantes difieren en ambas, se optó por darles las mismas dimensiones a partir de la verificaciones en la más solicitada, con el fin de obtener cierta continuidad en la forma del marco.

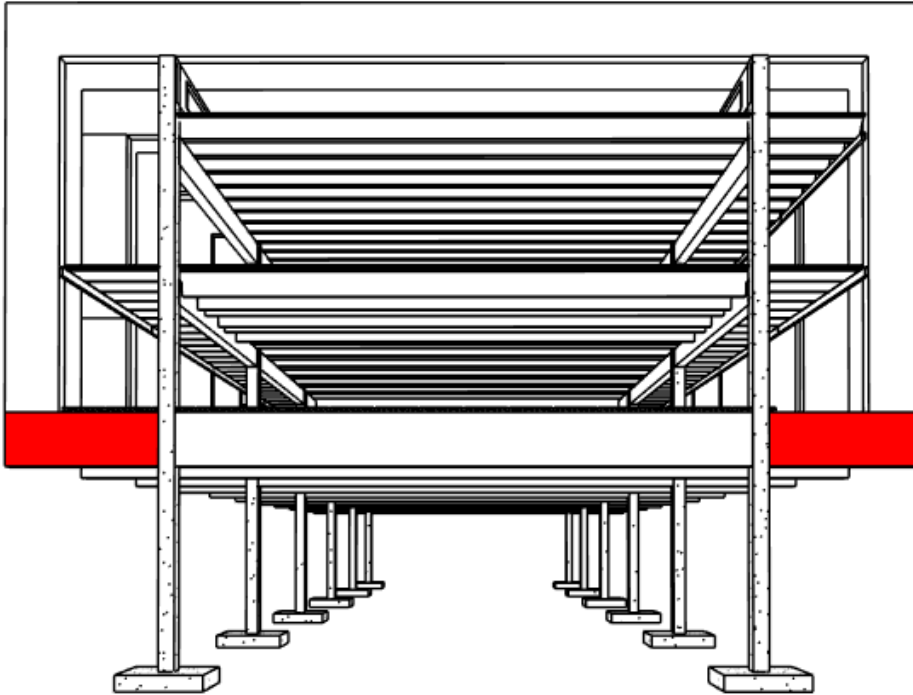


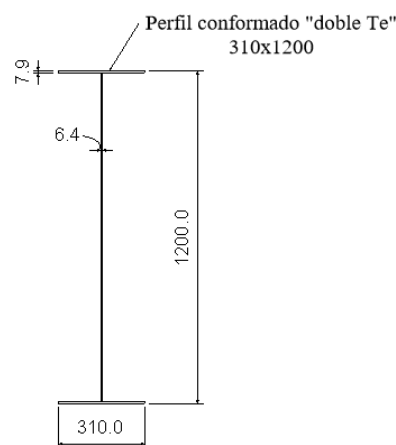
Figura 6.25 – Ubicación de vigas inferiores laterales en marco apoyado. Fuente: Autor.

Como primer paso, se adoptó una sección conformada “doble T” con las siguientes características.

- **Altura total:** 1200 mm.
- **Altura del ala:** 310 mm.
- **Espesor del alma:** 6,4 mm.
- **Espesor de alas:** 7,9 mm.

Datos mecánicos del elemento

- Acero F-24
 - $F_y = 240 \text{ Mpa} = 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- Perfil doble “Te” conformado
 - Área = $124,18 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Peso: } 95,99 \text{ Kg/m}$
 - Momento de inercia (I_x) = $261.892,01 \text{ cm}^4 = 2.618.892.010 \text{ mm}^4$
 - Momento de inercia (I_y) = $3925,01 \text{ cm}^4 = 39.250.100 \text{ mm}^4$



Cargas actuantes

1. Losetas ASTORI A-16 T1 sin capa de compresión: 2,4 KN/m².
2. Capa de compresión de H°A°: 1,2 KN/m².
3. Carpeta de nivelación (1900 kg/m³): 0,38 KN/m².
4. Cerramiento de panel cementicio: 0,02 KN/m².
5. Revestimiento de porcelanato: 0,3 KN/m².
6. Cielorraso suspendido: 0,036 KN/m².
7. Muro cortina: 2,4 KN/m → simplificado: 0,107 KN/m².
8. Peso del perfil: 9,59 KN/m.
9. Sobrecarga de uso en aulas: 3,0 KN/m². → Según CIRSOC 101 – 2005

Se realizarán las verificaciones correspondientes a partir de los diagramas de esfuerzos expresados anteriormente en la Figuras 6.21, 6.22 y 6.23.

6.9.1.2.1 Verificación a flexión

El esfuerzo último solicitante será:

- **$M_u = 274,72 \text{ KNm}$**

Se analizará la esbeltez de cada uno de los elementos para determinar los estados límites a verificar.

- a- Relación de esbeltez del **Alma** (elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 7,9\text{mm})}{6,4\text{mm}} = 185,03$$

$$(\text{Caso 9}) \lambda_p = \frac{1680}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{1680}{240 \frac{1}{2}} = 108,44$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{2550}{240 \frac{1}{2}} = 164,6$$

$$\lambda_r < \lambda < 260 \rightarrow \text{Alma esbelta}$$

- **Estado límite de plastificación del ala traccionada**

No es necesario su análisis debido a que la sección es simétrica respecto al eje de flexión.

- **Estado límite de pandeo lateral torsional**

Se acepta arriostamiento continuo, dado por la continuidad del entrepiso conectado con pernos de corte soldados a las vigas ($L_b = 0$). Por lo tanto, no constituye un estado límite.

• Estado límite de pandeo del ala comprimida

$$Mn = Sxc * Rpg * Fcr$$

$$Sxc = Sx = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{261.892,01 \text{ cm}^4}{60 \text{ cm}} = 4364,86 \text{ cm}^3$$

La tensión crítica “**Fcr**” vendrá dado por la esbeltez del ala. Por lo tanto, se calculan los límites de esbeltez más desfavorable según cada caso.

$$\lambda = \frac{310 \text{ mm}}{2 * 7,9 \text{ mm}} = 19,62$$

λ_p (caso 5) → No aplicable

$$\lambda_r \text{ (caso 5)} = \frac{285}{((Fy)/kc)^{\frac{1}{2}}}; \text{ con: } kc = \frac{4}{\left(\frac{h}{tw}\right)^{\frac{1}{2}}} \rightarrow 0,35 \leq kc \leq 0,763$$

Donde:

- **h**: altura del alma.
- **tw**: ancho del alma.

$$kc = \frac{4}{\left(\frac{1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm})}{6,4 \text{ mm}}\right)^{\frac{1}{2}}} = 0,294 \rightarrow 0,35$$

$$\lambda_r = \frac{285}{(240/0,35)^{\frac{1}{2}}} = 10,88$$

$\lambda > \lambda_r \rightarrow$ Ala esbelta

Por lo tanto, la tensión crítica será la correspondiente a zona elástica:

$$Fcr = Cpg/\lambda^2$$

La tensión crítica será la menor de las correspondientes a los estados límites de pandeo lateral y pandeo local el ala. Como no se tiene pandeo lateral, manda el estado límite de **pandeo local del ala**:

$$Cpg = 180.650 * kc$$

$$Cpg = 180.650 * 0,35 = 63.227,5$$

$$F_{cr} = 63.227,5 \text{ Mpa}/19,62^2$$

$$F_{cr} = 163,65 \text{ Mpa}$$

$$R_{pg} = 1 - \left(\frac{ar}{1200 + 300 * ar} * \left(\frac{hc}{tw} - 5,7 * \left(\frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) \leq 1$$

$$ar = \frac{A_w}{A_f} \leq 10$$

$$ar = \frac{6,4 \text{ mm} * (1200 \text{ mm} - (2 * 7,9 \text{ mm}))}{310 \text{ mm} * 7,9 \text{ mm}} \leq 10$$

$$ar = 3,1 \leq 10$$

$$R_{pg} = 1 - \left(\frac{3,1}{1200 + 300 * 3,1} * \left(\frac{(1200 \text{ mm} - (2 * 7,9 \text{ mm}))}{6,4 \text{ mm}} - 5,7 * \left(\frac{200000}{240} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) \leq 1$$

$$R_{pg} = 0,97$$

Por lo tanto, el momento resistente será:

$$M_n = S_{xc} * R_{pg} * F_{cr} = 4364,86 \text{ cm}^3 * 0,97 * 163,65 \text{ Mpa}$$

$$M_n = 692,88 \text{ KNm}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $M_n * \phi \geq M_u$

$$692,88 \text{ KNm} * 0,9 \geq 274,72 \text{ KNm}$$

$$623,59 \text{ KNm} \geq 274,72 \text{ KNm} \quad \checkmark$$

6.9.1.2.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.22, el mayor esfuerzo de corte en el elemento posee la siguiente magnitud:

- $V_u = 179,13 \text{ KN}$

En principio se verifica sin colocar rigidizadores de corte. Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona inelástica: } \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260$$

Calculando las esbelteces límite, se determina la zona correspondiente de la curva de tensiones:

$$\lambda_p = \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1100}{240^{\frac{1}{2}}} = 71,00$$

$$\lambda_r = \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1375}{240^{\frac{1}{2}}} = 88,75$$

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 7,9\text{mm})}{6,4\text{mm}} = 185,03$$

Por lo tanto, la tensión crítica vendrá dada por:

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260 \rightarrow 88,75 < 185,03 < 260$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $V_n = \frac{90400 * A_w}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2}$

$$V_n = \frac{90400 * (120\text{cm} - (2 * 0,79\text{mm})) * 0,64\text{cm}}{\left(\frac{1200\text{mm} - (2 * 7,9\text{mm})}{6,4\text{mm}}\right)^2}$$

$$V_n = 200,11 \text{ KN}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $V_c = \phi_v * V_n \geq V_u$

$$V_c = 0,9 * 200,11 \text{ KN} = 180,11 \text{ KN}$$

$180,11 \text{ KN} > 179,13 \text{ KN} \quad \checkmark$

Se verifica la resistencia a esfuerzos de corte sin la presencia de rigidizadores en las almas del perfil con un aprovechamiento del 99,46%.

6.9.1.2.3 Verificación de deformaciones

Valores límites para deformaciones verticales para elementos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración según CIRSOC 301-2005:

- $Flecha\ total = \frac{L}{300} = \frac{3000mm}{300} = 10\ mm$
- $Flecha\ por\ carga\ variable = \frac{L}{350} = \frac{3000mm}{350} = 8,57\ mm$

Flechas reales

Debido a que las deformaciones en un elemento de un pórtico son fuertemente influenciadas por las deformaciones de los demás elementos del mismo y a la dificultad del cálculo preciso de las deformaciones relativas de estas vigas, no se considera de aplicación práctica al presente trabajo y se aceptan las brindadas por el software de cálculo utilizado.

$$Flecha\ máxima\ (D + L) = (0,231\ mm + 0,152\ mm) = 0,383\ mm$$

$$0,383\ mm < 10\ mm \quad \checkmark$$

$$Flecha\ máxima\ (L) = 0,152\ mm$$

$$0,152\ mm < 8,57\ mm \quad \checkmark$$

6.9.1.2.4 Verificación a compresión

La resistencia a la compresión vendrá dada por su resistencia con respecto al eje débil. La resistencia requerida a la compresión, como se observa en la Figura 6.23, es:

- $Pu = 56,96\ KN$

La resistencia nominal a compresión viene dada por la siguiente ecuación:

$$Pn = Fcr * A$$

Donde:

- Longitud de la barra = 3000 mm.
- Factor de longitud efectiva “k” = 1.00
- Radio de giro respecto del eje débil = 56,2 mm.

En primer lugar, se debe determinar el factor de reducción por pandeo local “Q”:

$$Q = Qs * Qa$$

Para alas, ángulos y elementos salientes de elementos armados en compresión o flexión:

$$\text{Cuando: } \frac{285}{\left(\frac{Fy}{kc}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} \leq \frac{b}{t} \leq \frac{525}{\left(\frac{Fy}{kc}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$\frac{285}{\left(\frac{240}{0,35}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} \leq \frac{310 \text{ mm}}{2 * 7,9 \text{ mm}} \leq \frac{525}{\left(\frac{240}{0,35}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$10,88 \leq 19,62 \leq 20,04$$

$$Qs = 1,415 - 0,00145 * \left(\frac{b}{t}\right) * \left(\frac{Fy}{kc}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)} \leq 1$$

$$Qs = 1,415 - 0,00166 * \left(\frac{310 \text{ mm}}{2 * 7,9 \text{ mm}}\right) * \left(\frac{240}{0,35}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)} \leq 1$$

$$Qs = 0,67$$

$$Qa = \frac{Aef}{A}$$

$$\text{Cuando: } \frac{b}{t} \geq \frac{665}{(f)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$be = \frac{855 * t}{(f)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} * \left(1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t}\right) * (f)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}\right)$$

Con $f = Fcr$ asumiendo $Q = 1,0$:

$$Fcr = Q * \left(0,658^{Q * \left(\frac{Fy}{Fe}\right)}\right) * Fy$$

$$Fe = \frac{Pi^2 * E}{\lambda^2}$$

$$Fe = \frac{Pi^2 * 200000 \text{ Mpa}}{\left(\frac{3000\text{mm}}{56,2\text{mm}}\right)^2} = 692,74 \text{ Mpa}$$

$$Fcr = 1 * \left(0,658^{1 * \left(\frac{240}{692,74}\right)}\right) * 240$$

$$F_{cr} = 207,6 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1200\text{mm} - (2 * 7,9\text{mm})}{6,4\text{mm}} \geq \frac{665}{(207,6)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$185 \geq 46,15$$

$$b_e = \frac{855 * 6,4 \text{ mm}}{(207,6)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} * \left(1 - \frac{150}{\left(\frac{1200\text{mm} - (2 * 7,9\text{mm})}{6,4\text{mm}}\right) * (207,6)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} \right)$$

$$b_e = 358,41 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = A_g - ((b - b_e) * t)$$

$$A_{ef} = 124,18 \text{ cm}^2 - \left(((120\text{cm} - (2 * 0,79\text{cm})) - 35,841 \text{ cm}) * 0,64\text{cm} \right)$$

$$A_{ef} = 71,33 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{71,33 \text{ cm}^2}{124,18 \text{ cm}^2}$$

$$Q_a = 0,574$$

Por lo tanto, el valor de “Q” será:

$$Q = Q_a * Q_s = 0,574 * 0,67$$

$$Q = 0,384$$

La tensión crítica de pandeo será:

$$F_{cr} = Q * \left(0,658^{Q * \left(\frac{F_y}{F_e}\right)} \right) * F_y$$

$$F_{cr} = 0,384 * \left(0,658^{0,384 * \left(\frac{240}{692,74}\right)} \right) * 240$$

$$F_{cr} = 87,17 \text{ Mpa}$$

Así, la resistencia nominal a la compresión será:

$$P_n = 87,17 \text{ Mpa} * 12418 \text{ mm}^2$$

$$Pn = 1082,47 \text{ KN}$$

Entonces, se debe cumplir:

$$Pn * \varphi \geq Pu$$

$$1082,42 * 0,9 \text{ KN} \geq 5,696 \text{ KN}$$

$$974,178 < 56,96 \quad \checkmark$$

6.9.1.2.5 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y compresión

Debe verificarse la más exigente de éstas dos verificaciones:

- Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

$$\text{Para: } \frac{Pr}{Pc} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right)$$

$$\text{Como: } Mry = 0 \rightarrow \eta = \frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)$$

Donde:

- **Pr**: Resistencia a compresión requerida = 56,96 KN.
- **Pc**: Resistencia de diseño a compresión = 974,18 KN.
- **Mrx**: Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 274,72 KNm.
- **Mcx**: Resistencia de diseño a flexión = 645,23 KNm.

$$\eta = \frac{56,96 \text{ KN}}{2 * 974,178 \text{ KN}} + \left(\frac{274,72 \text{ KNm}}{645,23 \text{ KNm}} \right)$$

$$\eta = 0,455$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,455 < 1 \quad \checkmark$$

- Secciones doblemente simétricas sometidas a flexo compresión simple

$$\text{Para: } \frac{Pr}{Pc} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Pr}{Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)^2$$

$$\eta = \frac{56,96 \text{ KN}}{974,178 \text{ KN}} + \left(\frac{274,72 \text{ KNm}}{645,23 \text{ KNm}} \right)^2$$

$$\eta = 0,24$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,24 < 1 \quad \checkmark$$

6.9.1.3 Vigas laterales

Las vigas laterales o vigas “columna” enlazan las vigas inferiores con las superiores y ayudan a transmitir las cargas provenientes de los entresijos y la cubierta.

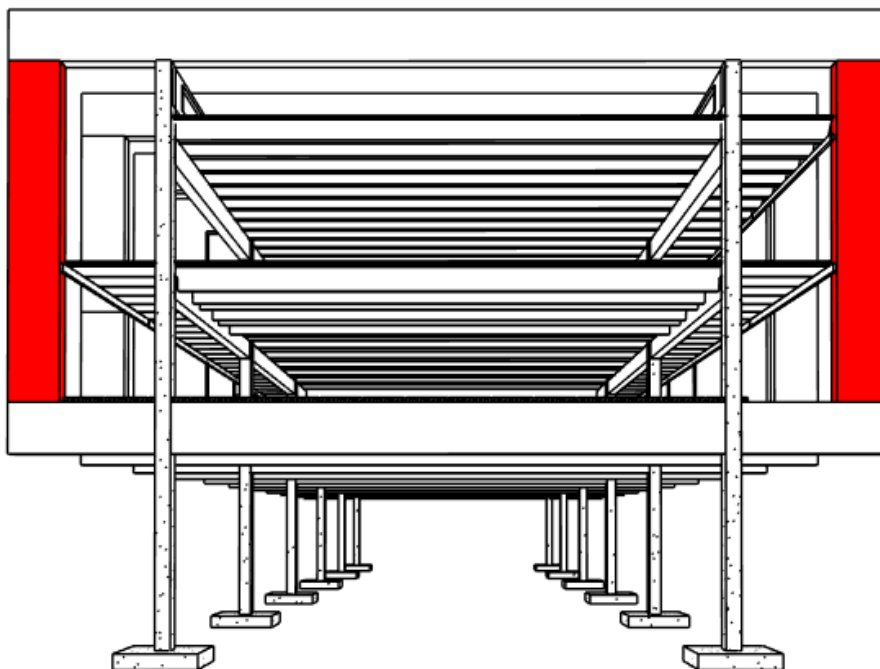


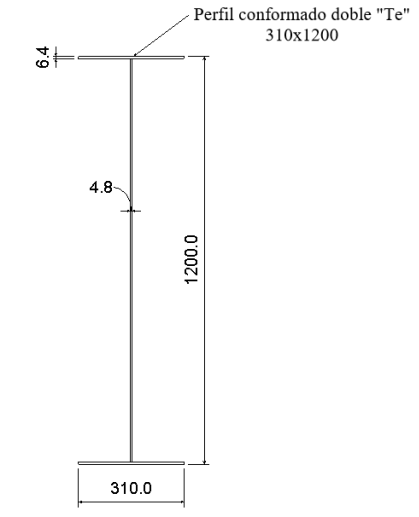
Figura 6.26 – Ubicación de vigas laterales en marco apoyado. Fuente: Autor.

Como primer paso, se adoptó una sección conformada “doble T” con las siguientes características.

- **Altura total:** 1200 mm.
- **Altura del ala:** 310 mm.
- **Espesor del alma:** 4,8 mm.
- **Espesor de alas:** 6,4 mm.

Datos mecánicos del elemento

- Acero F-24
 - $Fy = 240 \text{ Mpa} = 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- Perfil doble “Te” conformado
 - Área = $96,67 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Peso: } 74,72 \text{ Kg/m}$
 - Momento de inercia (I_x) = $208.261,37 \text{ cm}^4 = 2.082613.700 \text{ mm}^4$
 - Momento de inercia (I_y) = $3178,80 \text{ cm}^4 = 31.788.000 \text{ mm}^4$



6.9.1.3.1 Verificación a flexión

Se verifica sólo la más solicitada dado que ambas son de idénticas dimensiones. El esfuerzo último solicitante será:

- **$Mu = 274,72 \text{ KNm}$**

Se analizará la esbeltez de cada uno de los elementos para determinar los estados límites a verificar.

- Relación de esbeltez del **Alma** (elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 6,4\text{mm})}{4,8\text{mm}} = 247,33$$

$$(\text{Caso 9}) \lambda_p = \frac{1680}{Fy^{\frac{1}{2}}} = \frac{1680}{240^{\frac{1}{2}}} = 108,44$$

$$\lambda_p = \frac{2550}{Fy^{\frac{1}{2}}} = \frac{2550}{240^{\frac{1}{2}}} = 164,6$$

$$\lambda_r < \lambda < 260 \rightarrow \text{Alma esbelta}$$

- **Estado límite de plastificación del ala traccionada**
 No es necesario su análisis debido a que la sección es simétrica respecto al eje de flexión.
- **Estado límite de pandeo del ala comprimida**

$$Mn = Sxc * Rpg * Fcr$$

$$S_{xc} = S_x = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{208.261,37 \text{ cm}^4}{60 \text{ cm}} = 3471,02 \text{ cm}^3$$

La tensión crítica “**Fcr**” vendrá dado por la esbeltez del ala. Por lo tanto, se calculan los límites de esbeltez más desfavorable según cada caso.

$$\lambda = \frac{310 \text{ mm}}{2 * 6,4 \text{ mm}} = 24,21$$

(Caso 5) $\lambda_p = \text{no aplicable}$

$$\lambda_r = \frac{285}{((F_y)/kc)^{\frac{1}{2}}}; \text{ con: } kc = \frac{4}{\left(\frac{h}{tw}\right)^{\frac{1}{2}}} \rightarrow 0,35 \leq kc \leq 0,763$$

Donde:

- **h**: altura del alma.
- **tw**: espesor del alma.

$$kc = \frac{4}{\left(\frac{1200 - 2 * 6,4 \text{ mm}}{4,8 \text{ mm}}\right)^{\frac{1}{2}}} = 0,254 \rightarrow 0,35$$

$$\lambda_r = \frac{285}{(240/0,35)^{\frac{1}{2}}} = 10,88$$

$\lambda > \lambda_r \rightarrow \text{Ala esbelta}$

Por lo tanto, la tensión crítica será la correspondiente a zona elástica:

$$F_{cr} = C_{pg}/\lambda^2$$

Los parámetros de esbelteces serán los correspondientes a cada estado límite. Se tomará el **menor valor de tensión crítica** correspondiente al estado límite más solicitante.

- **Para estado límite de pandeo local de ala:**

$$C_{pg} = 180.650 * kc$$

$$C_{pg} = 180.650 * 0,35 = 63.227,5$$

$$F_{cr} = 63.227,5 \text{ Mpa}/24,21^2$$

$$F_{cr} = 107,87 \text{ Mpa}$$



- Para estado límite de pandeo lateral torsional:

$$C_{pg} = 1.970.000 * C_b$$

$$C_b = \frac{12,5 * M_{m\acute{a}x}}{2,5 * M_{max} + 3 * M_a + 4 * M_b + 3 * M_c} \geq 1$$

Donde:

- **M_{máx}**: valor absoluto del máximo momento flector en el segmento no arriostrado.
- **M_a**: Momento flector en la sección ubicada en el cuarto de la luz del segmento no arriostrado.
- **M_b**: Momento flector en la sección ubicada en el centro de la luz del segmento no arriostrado.
- **M_c**: Momento flector en la sección ubicada a tres cuartos de la luz del segmento no arriostrado.

$$C_b = \frac{12,5 * 274,72 \text{ KNm}}{2,5 * 274,72 \text{ KNm} + 3 * 144,75 \text{ KNm} + 4 * 23,15 \text{ KNm} + 3 * 153,11 \text{ KNm}} \geq 1$$

$C_b = 2,05 \rightarrow$ No obstante se considera $C_b = 1$ de forma conservadora.

$$C_{pg} = 1.970.000 * 1 = 1.970.000$$

$$F_{cr} = C_{pg} / \lambda^2$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_t} = \frac{9500 \text{ mm}}{73,6 \text{ mm}} = 129,07$$

$$\lambda_r = \frac{1985}{(F_y)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} = 128,13$$

$\lambda > \lambda_r \rightarrow$ Estado elástico

$$F_{cr} = 1.970.000 \text{ Mpa} / 129,07^2$$

$$F_{cr} = 118,25 \text{ Mpa}$$

En la verificación mediante software se adopta la longitud entre arriostres considerando el proporcionado por los diafragmas del edificio. Para el cálculo manual se tuvo en cuenta la posibilidad de que dichos diafragmas no materialicen una restricción real y se consideró la luz total de 9500mm.

Como la tensión crítica es menor para el estado límite de pandeo local del ala, se calcula la resistencia nominal a flexión utilizando dicho valor. Entonces, se tiene:

$$M_n = S_{xc} * R_{pg} * F_{cr}$$

$$R_{pg} = 1 - \left(\frac{ar}{1200 + 300 * ar} * \left(\frac{hc}{tw} - 5,7 * \left(\frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) \leq 1$$

$$ar = \frac{A_w}{A_f} \leq 10$$

$$ar = \frac{4,8 \text{ mm} * (1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm}))}{310 \text{ mm} * 6,4 \text{ mm}} \leq 10$$

$$ar = 2,87 \leq 10$$

$$R_{pg} = 1 - \left(\frac{2,87}{1200 + 300 * 2,87} * \left(\frac{(1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm}))}{4,8 \text{ mm}} - 5,7 * \left(\frac{200000}{240} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) \leq 1$$

$$R_{pg} = 0,885 > 1 \rightarrow R_{pg} = \mathbf{0,885}$$

$$M_n = 3471,02 \text{ cm}^3 * 0,885 * 107,87 \text{ Mpa}$$

$$\mathbf{M_n = 331,36 \text{ KNm}}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $M_n * \varphi \geq M_u$

$$\mathbf{331,36 \text{ KNm} * 0,9 \geq 274,72 \text{ KNm}}$$

$$\mathbf{298,22 \text{ KNm} \geq 274,72 \text{ KNm} \quad \checkmark}$$

Se verifica la resistencia a esfuerzos de corte sin la presencia de rigidizadores en las almas del perfil con un aprovechamiento del 92,12%.

6.9.1.3.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.22, el mayor esfuerzo de corte en el elemento posee la siguiente magnitud:

- $V_u = 56,96 \text{ KN}$

En principio se verifica sin colocar rigidizadores de corte. Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona inelástica: } \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260$$

Calculando las esbelteces límite, se determina la zona correspondiente de la curva de tensiones:

$$\lambda_p = \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1100}{240^{\frac{1}{2}}} = 71,00$$

$$\lambda_r = \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1375}{240^{\frac{1}{2}}} = 88,75$$

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 6,4\text{mm})}{4,8\text{mm}} = 247,33$$

Por lo tanto, la tensión crítica vendrá dada por:

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260 \rightarrow 88,75 < 247,33 < 260$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $V_n = \frac{90400 * A_w}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2}$

$$V_n = \frac{90400 * (120\text{cm} - (2 * 0,64\text{mm})) * 0,48\text{cm}}{\left(\frac{1200\text{mm} - (2 * 6,4\text{mm})}{4,8\text{mm}}\right)^2}$$

$$V_n = 84,21 \text{ KN}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $V_c = \phi_v * V_n \geq V_u$

$$V_c = 0,9 * 84,21 \text{ KN} = 75,79 \text{ KN}$$

$75,79 \text{ KN} > 56,96 \text{ KN} \quad \checkmark$

Se verifica la resistencia a esfuerzos de corte sin la presencia de rigidizadores en las almas del perfil con un aprovechamiento del 75,15%.

6.9.1.3.3 Verificación a compresión.

La resistencia a la compresión vendrá dada por la resistencia con respecto al eje débil de la sección. La resistencia requerida a la compresión, como se observa en la Figura 6.23, es:

- $P_u = 4,02 \text{ KN}$

La resistencia nominal a compresión viene dada por la siguiente ecuación:

$$P_n = F_{cr} * A$$

Donde:

- Longitud de la barra = 9500 mm
- Factor de longitud efectiva (k) = 0,42
- Radio de giro respecto del eje débil = 57,3 mm.

En primer lugar, se debe determinar el factor de reducción por pandeo local “Q”:

$$Q = Q_s * Q_a$$

Para alas, ángulos y elementos salientes de elementos armados en compresión o flexión:

$$\text{Cuando: } \frac{b}{t} \geq \frac{525}{\left(\frac{F_y}{k_c}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$\frac{310 \text{ mm}}{2 * 6,4 \text{ mm}} \geq \frac{525}{\left(\frac{240}{0,35}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$24,21 > 20,04$$

$$Q_s = \left(\frac{180.650}{F_y * \left(\frac{b}{t}\right)^2} \right) * k_c \leq 1$$

$$Q_s = \left(\frac{180.650}{240 * \left(\frac{310 \text{ mm}}{2 * 6,4 \text{ mm}}\right)^2} \right) * 0,35 \leq 1$$

$$Q_s = 0,45$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A}$$

$$\text{Cuando: } \frac{b}{t} \geq \frac{665}{(f)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$be = \frac{855 * t}{(f)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} * \left(1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t}\right) * (f)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} \right)$$

Con $f = Fcr$ asumiendo $Q = 1,0$

$$Fcr = Q * \left(0,658^{Q * \left(\frac{Fy}{Fe}\right)} \right) * Fy$$

$$Fe = \frac{Pi^2 * E}{\lambda^2}$$

$$Fe = \frac{Pi^2 * 200000 \text{ Mpa}}{\left(\frac{0,42 * 9500\text{mm}}{57,3\text{mm}}\right)^2} = 407,1 \text{ Mpa}$$

$$Fcr = 1 * \left(0,658^{1 * \left(\frac{240}{407,1}\right)} \right) * 240$$

$$\mathbf{Fcr = 187,52 \text{ Mpa}}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{1200\text{mm} - (2 * 6,4\text{mm})}{4,8\text{mm}} \geq \frac{665}{(187,52)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$\mathbf{247,33 \geq 48,56}$$

$$be = \frac{855 * 4,8 \text{ mm}}{(187,52)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} * \left(1 - \frac{150}{\left(\frac{1200\text{mm} - (2 * 6,4\text{mm})}{4,8\text{mm}}\right) * (187,52)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} \right)$$

$$be = 286,42 \text{ mm}$$

$$Aef = Ag - ((b - be) * t)$$

$$Aef = 96,67 \text{ cm}^2 - \left(\left((120\text{cm} - (2 * 0,64\text{cm})) - 28,642 \text{ cm} \right) * 0,48\text{cm} \right)$$

$$A_{ef} = 53,43 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{53,43 \text{ cm}^2}{96,67 \text{ cm}^2}$$

$$Q_a = 0,55$$

Por lo tanto, el valor de “Q” será:

$$Q = Q_a * Q_s = 0,55 * 0,45 = 0,25$$

La tensión crítica de pandeo será:

$$F_{cr} = Q * \left(0,658^{Q * \left(\frac{F_y}{F_e}\right)}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 0,25 * \left(0,658^{0,25 * \left(\frac{240}{407,1}\right)}\right) * 240$$

$$F_{cr} = 56,41 \text{ Mpa}$$

Así, la resistencia nominal a la compresión será:

$$P_n = F_{cr} * A$$

$$P_n = 56,41 \text{ Mpa} * 96,67 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 5453,15 \text{ KN}$$

Verificación:

$$P_n * \varphi \geq P_u$$

$$5453,15 * 0,9 \text{ KN} \geq 40,02 \text{ KN}$$

$$4907,83 < 4,02 \quad \checkmark$$

6.9.1.3.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y compresión.

Debe verificarse la más exigente de éstas dos verificaciones:

- Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

$$\text{Para: } \frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$\eta = \frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)$$



$$\text{Como: } M_{ry} = 0 \rightarrow \eta = \frac{Pr}{2 * P_c} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)$$

Donde:

- **Pr:** Resistencia a compresión requerida = 4,02 KN.
- **Pc:** Resistencia de diseño a compresión = 4907,83 KN.
- **Mrx:** Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 274,72 KNm.
- **Mcx:** Resistencia de diseño a flexión = 298,02 KNm.

$$\eta = \frac{4,02 \text{ KN}}{2 * 4907,83 \text{ KN}} + \left(\frac{274,72 \text{ KNm}}{298,02 \text{ KNm}} \right)$$

$$\eta = 0,926$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,926 < 1 \quad \checkmark$$

- **Secciones doblemente simétricas sometidas a flexo compresión simple**

$$\text{Para: } \frac{Pr}{P_c} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Pr}{P_c} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)^2$$

Donde:

- **Pr:** Resistencia a compresión requerida = 4,02 KN.
- **Pc:** Resistencia de diseño a compresión = 4907,83 KN.
- **Mrx:** Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 274,72 KNm.
- **Mcx:** Resistencia de diseño a flexión = 298,02 KNm.

$$\eta = \frac{4,02 \text{ KN}}{4907,83 \text{ KN}} + \left(\frac{274,72 \text{ KNm}}{298,02 \text{ KNm}} \right)^2$$

$$\eta = 0,858$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,858 < 1 \quad \checkmark$$

6.9.1.4 Viga superior

La viga superior se encuentra sometida a esfuerzo flector positivo, debido al bajo peso propio que posee y la gran magnitud de las cargas provenientes de las vigas laterales.

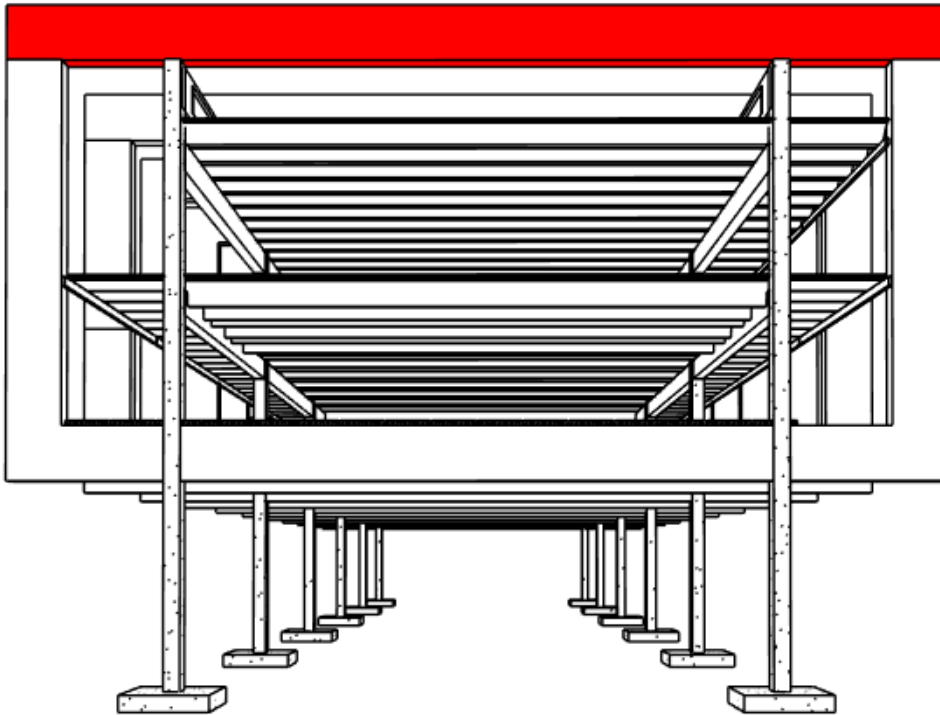


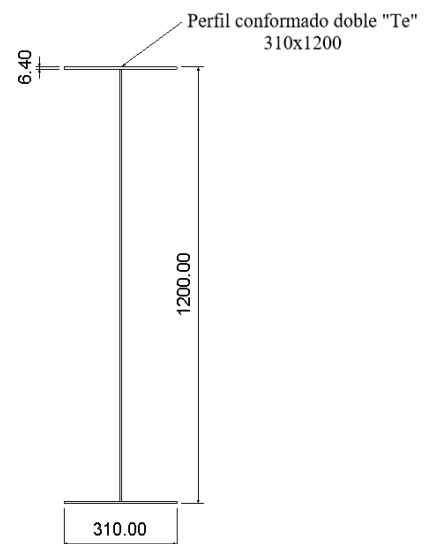
Figura 6.27 – Ubicación de viga superior en marco apoyado. Fuente: Autor.

Como primer paso, se adoptó una sección conformada “doble T” con las siguientes características.

- **Altura total:** 1200 mm.
- **Altura del ala:** 310 mm.
- **Espesor del alma:** 4,8 mm.
- **Espesor de alas:** 6,4 mm.

Datos mecánicos del elemento

- Acero F-24
 - $F_y = 240 \text{ Mpa} = 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- Perfil doble “Te” conformado
 - Área = $265,97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Peso: } 205,59 \text{ Kg/m}$
 - Momento de inercia (I_x) = $578.850,1 \text{ cm}^4 = 5.788.501.000 \text{ mm}^4$
 - Momento de inercia (I_y) = $9503,3 \text{ cm}^4 = 95.033.000 \text{ mm}^4$
 - Módulo resistente plástico (Z_x) = $11.277,66 \text{ cm}^3 = 11.277.660 \text{ mm}^3$



6.9.1.4.1 Verificación a flexión

Se verifica el tramo con mayor luz sin arriostramiento contra pandeo lateral (tramo central). El esfuerzo último solicitante, como se observa en la Figura 6.21, será:

- $M_u = 109,42 \text{ KNm}$

Se analizará la esbeltez de cada uno de los elementos para determinar los estados límites a verificar.

- a- Relación de esbeltez del **Alma** (elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 6,4\text{mm})}{4,8\text{mm}} = 247,33$$

$$(\text{Caso 9}) \lambda_p = \frac{1680}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{1680}{240 \frac{1}{2}} = 108,44$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{2550}{240 \frac{1}{2}} = 164,6$$

$$\lambda_r < \lambda < 260 \rightarrow \text{Alma esbelta}$$

- b- Relación de esbelteces **Ala** (elemento no rigidizado):

$$\lambda = \frac{310\text{mm}}{2 * 19,05\text{mm}} = 8,14$$

$$(\text{Caso 2}) \lambda_p = \frac{170}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{170}{240 \frac{1}{2}} = 10,47$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Ala compacta}$$

- **Estado límite de plastificación del ala traccionada**

No es necesario su análisis debido a que la sección es simétrica respecto al eje de flexión.

- **Estado límite de pandeo del ala comprimida**

$$M_n = S_{xc} * R_{pg} * F_{cr}$$

$$S_{xc} = S_x = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{208.261,37 \text{ cm}^4}{60\text{cm}} = 3471,02 \text{ cm}^3$$

La tensión crítica “**Fcr**” vendrá dado por la esbeltez del ala. Por lo tanto, se calculan los límites de esbeltez más desfavorable según cada caso.

$$\lambda = \frac{310mm}{2 * 6,4 mm} = 24,21$$

(Caso 5) $\lambda p = no\ aplicable$

$$\lambda r = \frac{285}{((Fy)/kc)^{\frac{1}{2}}}; \text{ con: } kc = \frac{4}{\left(\frac{h}{tw}\right)^{\frac{1}{2}}} \rightarrow 0,35 \leq kc \leq 0,763$$

Donde:

- **h**: altura del alma.
- **tw**: espesor del alma.

$$kc = \frac{4}{\left(\frac{1200 - 2 * 6,4 mm}{4,8 mm}\right)^{\frac{1}{2}}} = 0,254 \rightarrow 0,35$$

$$\lambda r = \frac{285}{(240/0,35)^{\frac{1}{2}}} = 10,88$$

$\lambda > \lambda r \rightarrow Ala\ esbelta$

Por lo tanto, la tensión crítica será la correspondiente a zona elástica:

$$Fcr = Cpg/\lambda^2$$

Los parámetros de esbelteces serán los correspondientes a cada estado límite. Se tomará el **menor valor de tensión crítica** correspondiente al estado límite más solicitante.

- **Para estado límite de pandeo local de ala:**

$$Cpg = 180.650 * kc$$

$$Cpg = 180.650 * 0,35 = 63.227,5$$

$$Fcr = 63.227,5 Mpa/24,21^2$$

$$Fcr = 107,87 Mpa$$

- **Para estado límite de pandeo lateral torsional:** Se materializará un arriostramiento en el centro del tramo con tensores. Por lo tanto, la longitud entre puntos de arriostramiento será de 9,75 metros.

$$Cpg = 1.970.000 * Cb$$



Se considera $C_b = 1$ de forma conservadora.

$$C_{pg} = 1.970.000 * 1 = 1.970.000$$

$$F_{cr} = C_{pg} / \lambda^2$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_t} = \frac{9750 \text{ mm}}{73,6 \text{ mm}} = 132,47$$

$$\lambda_r = \frac{1985}{(F_y)^{\frac{1}{2}}} = 128,13$$

$\lambda > \lambda_r \rightarrow$ Estado elástico

$$F_{cr} = 1.970.000 \text{ Mpa} / 132,47^2$$

$$F_{cr} = 112,26 \text{ Mpa}$$

Como la tensión crítica es menor para el estado límite de pandeo local del ala, se calcula la resistencia nominal a flexión utilizando dicho valor. Entonces, se tiene:

$$M_n = S_{xc} * R_{pg} * F_{cr}$$

$$R_{pg} = 1 - \left(\frac{ar}{1200 + 300 * ar} * \left(\frac{hc}{tw} - 5,7 * \left(\frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) \leq 1$$

$$ar = \frac{A_w}{A_f} \leq 10$$

$$ar = \frac{4,8 \text{ mm} * (1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm}))}{310 \text{ mm} * 6,4 \text{ mm}} \leq 10$$

$$ar = 2,87 \leq 10$$

$$R_{pg} = 1 - \left(\frac{2,87}{1200 + 300 * 2,87} * \left(\frac{(1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm}))}{4,8 \text{ mm}} - 5,7 * \left(\frac{200000}{240} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) \leq 1$$

$$R_{pg} = 0,885 > 1 \rightarrow R_{pg} = 0,885$$

$$M_n = 3471,02 \text{ cm}^3 * 0,885 * 107,87 \text{ Mpa}$$

$$M_n = 331,36 \text{ KNm}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $M_n * \varphi \geq M_u$

$$331,36 \text{ KNm} * 0,9 \geq 109,42 \text{ KNm}$$

$$298,22 \text{ KNm} \geq 109,42 \text{ KNm} \quad \checkmark$$

6.9.1.4.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.22, el mayor esfuerzo de corte se da en los extremos de la viga y tiene la siguiente magnitud:

- $V_u = 126,63 \text{ KN}$

Se verifica el extremo de la viga con la presencia de rigidizadores de corte. En los paneles extremos de vigas armadas de cualquier tipo **no se permite la acción del campo a tracción**, pues la componente horizontal de la fuerza de tracción diagonal no tiene cómo equilibrarse.

Para que los rigidizadores sean efectivos debe cumplirse:

$$\frac{a}{h} \leq \left(\frac{260}{\frac{h}{tw}} \right)^2 \leq 3$$

$$\frac{1000 \text{ mm} - 4,8 \text{ mm}}{1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm})} \leq \left(\frac{260}{\frac{1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm})}{4,8 \text{ mm}}} \right)^2 \leq 3$$

$$0,838 < 1,05 < 3 \quad \checkmark$$

Se verifica que los rigidizadores son efectivos.

Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw} \right) \leq 492 * (kv/F_{yw})^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{Zona inelástica: } 492 * (kv/Fyw)^{\frac{1}{2}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 613 * (kv/Fyw)^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{Zona elástica: } 613 * (kv/Fyw)^{\frac{1}{2}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260$$

Calculando, se tiene:

$$kv = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{1000 \text{ mm} - 4,8 \text{ mm}}{1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm})}\right)^2} \rightarrow kv = 12,12$$

$$\lambda_p = 492 * (kv/Fyw)^{\frac{1}{2}} = 492 * (12,12/240)^{\frac{1}{2}} = 110,56$$

$$\lambda_r = 613 * (kv/Fyw)^{\frac{1}{2}} = 613 * (12,12/240)^{\frac{1}{2}} = 137,75$$

$$\lambda = \left(\frac{h}{tw}\right) = \frac{1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm})}{4,8 \text{ mm}} = 247,33$$

Por lo tanto:

$$\text{Zona elástica: } 613 * (kv/Fyw)^{\frac{1}{2}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260 \rightarrow 137,75 < 247,33 < 260$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $V_n = \frac{18200}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2} * kv * A_w$

$$V_n = \frac{18200 * 12,12 * ((120 \text{ cm} - (2 * 0,64 \text{ mm})) * 0,48 \text{ cm})}{\left(\frac{1200 \text{ mm} - (2 * 6,4 \text{ mm})}{4,8 \text{ mm}}\right)^2}$$

$$\mathbf{V_n = 208,26 \text{ KN}}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $V_c = \phi v * V_n \geq V_u$

$$V_c = 0,9 * 208,26 \text{ KN} = \mathbf{187,43 \text{ KN}}$$

$$187,43 \text{ KN} > 126,63 \text{ KN} \quad \checkmark$$

Se verifica la resistencia a esfuerzos de corte con la presencia de rigidizadores en las almas del perfil con un aprovechamiento del 67,56%.

6.9.1.4.3 Verificación a tracción

La resistencia requerida a la tracción, como se observa en la Figura 6.23, es:

- $P_u = 56,96 \text{ KN}$

La resistencia nominal a la tracción vendrá dada por cualquiera de los siguientes estados límites:

- **Estado límite de rotura del área neta**
Como el área neta y el área bruta coinciden, la resistencia estará definida por el estado límite de fluencia del área bruta.
- **Estado límite de fluencia del área bruta**
La resistencia viene dada por la siguiente fórmula:

$$P_n = F_y * A_g$$

Donde:

- F_y : tensión de fluencia del acero = 240 Mpa.
- A_g : área bruta de la sección transversal = 96,67 cm².

Reemplazando, se tiene:

$$P_n = 240 \text{ Mpa} * 96,67 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 2320,08 \text{ KN}$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

$$P_n * \phi \geq P_u$$

$$2320,08 \text{ KN} * 0,9 \geq 56,96 \text{ KN}$$

$$2088,07 \text{ KN} > 56,96 \text{ KN} \quad \checkmark$$

6.9.1.4.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y tracción

Debe verificarse la más exigente de éstas dos condiciones:

- **Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción**

$$\text{Para: } \frac{Tr}{Tc} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Tr}{2 * Tc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right)$$

$$\text{Como: } Mry = 0 \rightarrow \eta = \frac{Tr}{2 * Tc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)$$

Donde:

- **Tr:** Resistencia a compresión requerida = 56,96 KN.
- **Tc:** Resistencia de diseño a compresión = 2088,07 KN.
- **Mrx:** Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 274,72 KNm.
- **Mcx:** Resistencia de diseño a flexión = 298,22 KNm.

$$\eta = \frac{56,96 \text{ KN}}{2 * 2088,07 \text{ KN}} + \left(\frac{266,36 \text{ KNm}}{298,22 \text{ KNm}} \right)$$

$$\eta = 0,906$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,906 < 1 \quad \checkmark$$

- **Secciones doblemente simétricas sometidas a flexo compresión simple**

$$\text{Para: } \frac{Tr}{Tc} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Tr}{Tc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)^2$$

Donde:

- **Tr:** Resistencia a compresión requerida = 56,96 KN.
- **Tc:** Resistencia de diseño a compresión = 2088,07 KN.
- **Mrx:** Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 274,72 KNm.
- **Mcx:** Resistencia de diseño a flexión = 298,22 KNm.

$$\eta = \frac{56,96 \text{ KN}}{2088,07 \text{ KN}} + \left(\frac{274,72 \text{ KNm}}{298,22 \text{ KNm}} \right)^2$$

$$\eta = 0,876$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,876 < 1 \quad \checkmark$$

6.9.1.4.5 Verificación de deformaciones

Valores límites para deformaciones verticales para elementos donde la deformación puede afectar el aspecto CIRSOC 301-2005:

- $Flecha \text{ total} = \frac{L}{250} = \frac{25500 \text{ mm}}{250} = 102 \text{ mm}$

Flechas reales

Debido a que las deformaciones en un elemento de un pórtico son fuertemente influenciadas por las deformaciones de los demás elementos del mismo y a la dificultad del cálculo preciso de las deformaciones relativas de estas vigas, no se considera de aplicación práctica al presente trabajo y se aceptan las brindadas por el software de cálculo utilizado.

Podrá observarse que las deformaciones de peso propio, las dadas por cargas muertas y sobrecargas son negativas, correspondiéndose con ascensos, esto ocurre por la influencia de la deformación de las demás barras del pórtico en la deformación de la barra considerada.

$$Flecha \text{ máxima } (Pp + D + L) = (-1,350 \text{ mm} - 25,717 \text{ mm} - 17,331 \text{ mm}) = -44,398 \text{ mm}$$

$$44,398 \text{ mm} < 102 \text{ mm} \quad \checkmark$$

6.9.2 Marco traccionado o “colgado”

El marco traccionado se diferencia del comprimido en los espesores de los elementos que lo componen, debido a la gran magnitud de los esfuerzos que lo solicitan. Como el nombre lo indica, el marco traccionado está sometido a grandes tensiones normales de tracción, combinadas con flexión y corte en la mayoría de los casos.

Los esfuerzos actuantes se presentan en las Figuras 6.28, 6.29 y 6.30, los cuales se utilizarán directamente para la verificación de los distintos estados límites, por los motivos antes mencionados. No obstante, para los casos en los cuales la determinación de los esfuerzos de algún elemento se pueda llevar a cabo de forma manual (por su simplicidad), se expresará debidamente el proceso de cálculo.

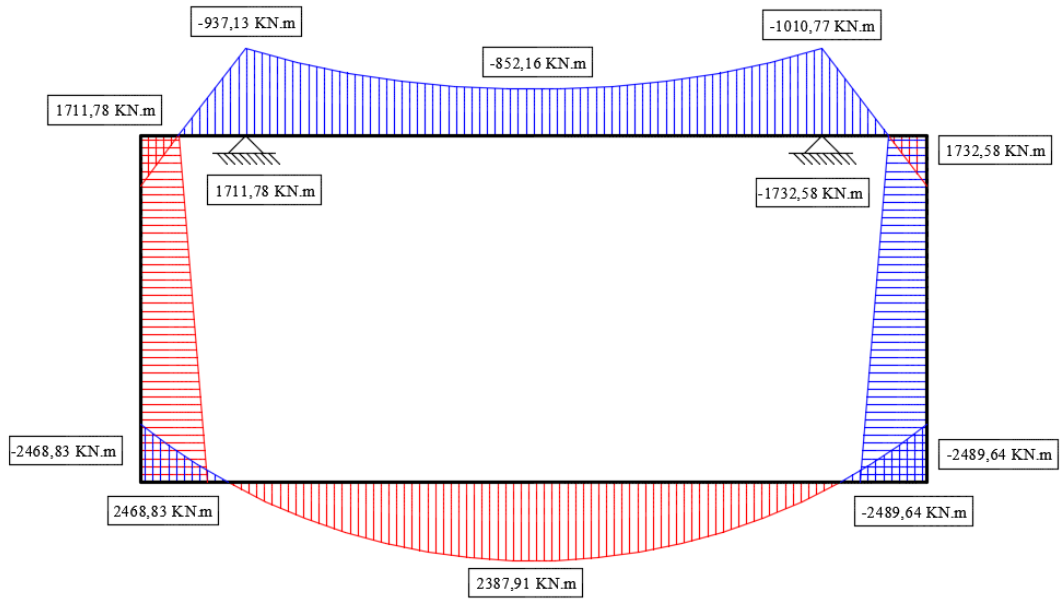


Figura 6.28 – Diagrama de esfuerzos flectores en marco colgado. Fuente: Autor.

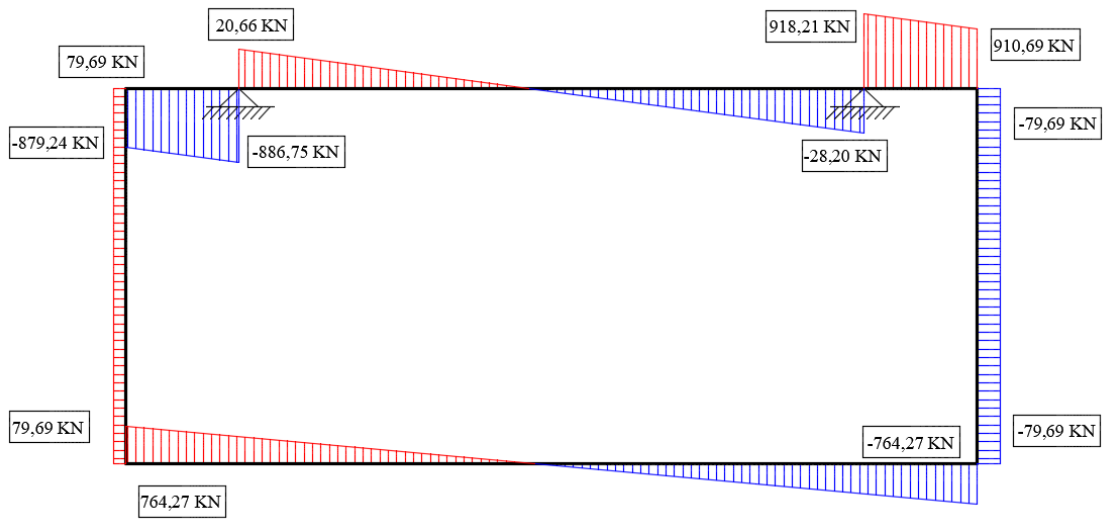


Figura 6.29 – Diagrama de esfuerzos cortantes. Fuente: Autor.

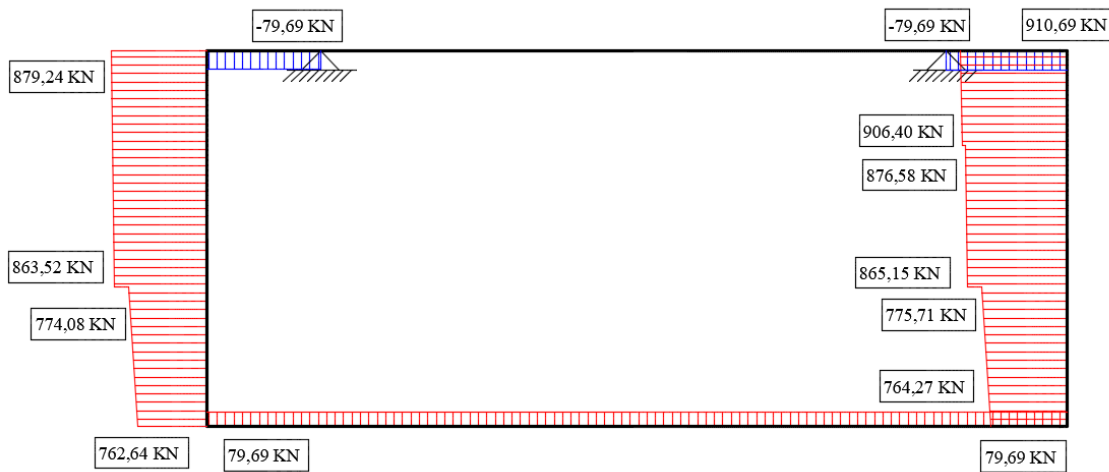


Figura 6.30 – Diagrama de esfuerzos normales. Fuente: Autor.

6.9.2.1 Viga inferior

Como se puede observar en las Figuras 6.28 y 6.29, este elemento se encuentra sometido a grandes esfuerzos de flexión y de corte, y en menor medida a tracción. Esto se debe, lógicamente, a que no posee ningún apoyo inferior en donde descargar, sino que debe transmitir las hasta la parte superior donde se ubican las vigas de apoyo.

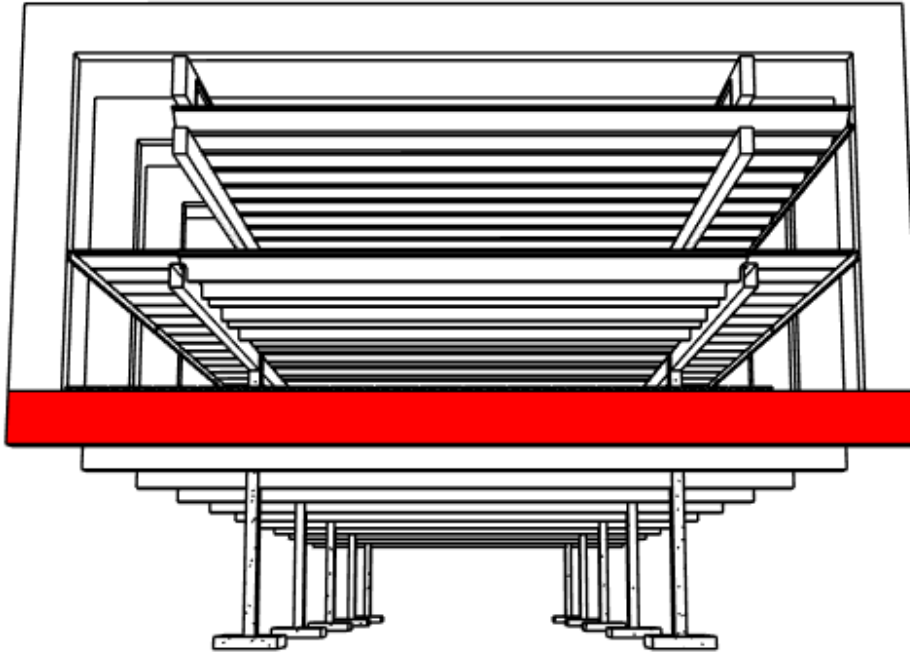


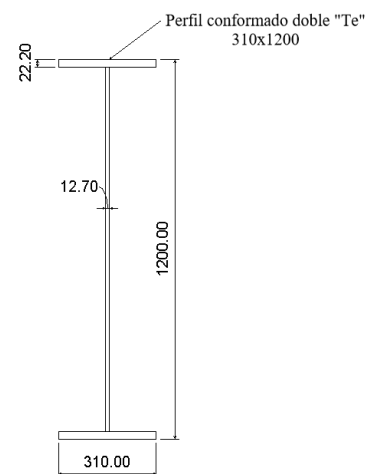
Figura 6.31 – Ubicación de la viga inferior del marco colgado. Fuente: Autor.

Como primer paso, se adoptó una sección conformada “doble T” con las siguientes características.

- **Altura total:** 1200 mm.
- **Altura del ala:** 310 mm.
- **Espesor del alma:** 12,7 mm.
- **Espesor de alas:** 22,2 mm.

Datos mecánicos del elemento

- Acero F-24
 - $F_y = 240 \text{ Mpa} = 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- Perfil doble “Te” conformado
 - Área = $284,40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Peso}: 219,84 \text{ Kg/m}$
 - Momento de inercia (I_x) = $640.718,61 \text{ cm}^4 = 6.407.186.100 \text{ mm}^4$
 - Momento de inercia (I_y) = $11.042,4 \text{ cm}^4 = 11.042.400 \text{ mm}^4$
 - Módulo resistente plástico (Z_x) = $12.345,55 \text{ cm}^3 = 12.345.550 \text{ mm}^3$



6.9.2.1.1 Verificación a flexión

El esfuerzo último solicitante. Como se observa en la Figura 6.28, será:

- $M_u = 2489,64 \text{ KNm}$

Se analizará la esbeltez de cada uno de los elementos para determinar los estados límites a verificar.

a- Relación de esbeltez del **Alma** (elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 22,2\text{mm})}{12,7 \text{ mm}} = 90,99$$

$$(\text{Caso 9}) \lambda_p = \frac{1680}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{1680}{240 \frac{1}{2}} = 108,44$$

$$\lambda_p > \lambda \rightarrow \text{Alma compacta}$$

b- Relación de esbelteces **Ala** (elemento no rigidizado):

$$\lambda = \frac{310\text{mm}}{2 * 22,2\text{mm}} = 6,98$$

$$(\text{Caso 2}) \lambda_p = \frac{170}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{170}{240 \frac{1}{2}} = 10,47$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Ala compacta}$$

- **Estado límite de pandeo local del ala**

Como el ala es **compacta**, entonces $M_n = M_p$.

- **Estado límite de pandeo local del alma**

Como el alma **compacta**, entonces $M_n = M_p$.

- **Estado límite de pandeo lateral**

Se acepta arriostramiento continuo, dado por la continuidad del entrepiso conectado con pernos de corte soldados a las vigas. $L_b = 0$. Por lo tanto, no constituye un estado límite. $M_n = M_p$.

Entonces, es correcto suponer que se desarrolla el momento de plastificación. A su vez, se debe verificar la condición del factor de forma (Z / S).

Si el factor de forma es grande las deformaciones de un elemento flexado en estado de servicio pueden ser grandes y permanentes. Por ello las Especificaciones para la determinación del momento resistente nominal limitan la relación “ Z / S ” a un valor máximo de 1,5 aunque la forma seccional tuviera un mayor factor de forma

$$\frac{Z}{S} \leq 1,5$$

$$S = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{640.718,61 \text{ cm}^4}{60 \text{ cm}} = 10678,64 \text{ cm}^3$$

$$\frac{12.345,55 \text{ cm}^3}{10678,64 \text{ cm}^3} \leq 1,5$$

$$1,156 < 1,5 \quad \checkmark$$

Verificación del estado límite de plastificación

La resistencia nominal a flexión será:

$$M_n = Z * F_y = 0,01234555 \text{ m}^3 * 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 2962,93 \text{ KNm}$$

Por lo tanto, se debe verificar:

$$M_n * \phi \geq M_u$$

$$2962,93 \text{ KNm} * 0,9 \geq 2489,64 \text{ KNm}$$

$$2666,64 \text{ KNm} > 2489,64 \text{ KNm} \quad \checkmark$$

Se verifica la resistencia a esfuerzos de flexión con un aprovechamiento del 93,36%.

6.9.2.1.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.29, el mayor esfuerzo de corte en el elemento posee la siguiente magnitud:

- $V_u = 764,43 \text{ KN}$

En principio se verifica sin colocar rigidizadores de corte. Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona inelástica: } \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260$$

Calculando las esbelteces límite, se determina la zona correspondiente de la curva de tensiones:

$$\lambda_p = \frac{1100}{F_y w^{\frac{1}{2}}} = \frac{1100}{240^{\frac{1}{2}}} = 71,00$$

$$\lambda_r = \frac{1375}{F_y w^{\frac{1}{2}}} = \frac{1375}{240^{\frac{1}{2}}} = 88,75$$

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 22,2\text{mm})}{12,7\text{mm}} = 90,99$$

Por lo tanto, la tensión crítica vendrá dada por:

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_y w^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260 \rightarrow 88,75 < 90,99 < 260$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $V_n = \frac{90400 * A_w}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2}$

$$V_n = \frac{90400 * \left(\left(120\text{cm} - (2 * 2,2\text{cm})\right) * 1,27\text{cm}\right)}{\left(\frac{1200\text{mm} - (2 * 22,2\text{mm})}{12,7\text{mm}}\right)^2}$$

$$V_n = 1602,96\text{ KN}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $V_c = \phi_v * V_n \geq V_u$

$$V_c = 0,9 * 1602,96\text{ KN} = 1442,66\text{ KN}$$

$1442,66\text{ KN} > 764,43\text{ KN} \quad \checkmark$

Se verifica la resistencia a esfuerzos de corte sin la presencia de rigidizadores en las almas del perfil con un aprovechamiento del 52,99%.

6.9.2.1.3 Verificación a tracción

La resistencia requerida a la tracción, como se observa en la Figura 6.30, es:

- $P_u = 76,96\text{ KN}$

Por otro lado, la resistencia nominal a la tracción vendrá dada por cualquiera de los siguientes estados límites:

- **Estado límite de rotura del área neta**

Como el área neta y el área bruta coinciden, la resistencia estará definida por el estado límite de fluencia del área bruta.

- **Estado límite de fluencia del área bruta**

La resistencia viene dada por la siguiente fórmula:

$$P_n = F_y * A_g$$

Donde:

- **F_y**: tensión de fluencia del acero = 240 Mpa.
- **A_g**: área bruta de la sección transversal = 28440 mm².

Reemplazando, se tiene:

$$P_n = 240 \text{ Mpa} * 28.440 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 6825,6 \text{ KN}$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

$$P_n * \varphi \geq P_u$$

$$6825,6 \text{ KN} * 0,9 \geq 79,69 \text{ KN}$$

$$6143,04 \text{ KN} > 79,69 \text{ KN} \quad \checkmark$$

6.9.2.1.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y tracción

Debe verificarse la más exigente de éstas dos verificaciones:

- **Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción**

$$\text{Para: } \frac{T_r}{T_c} < 0,2$$

$$\eta = \frac{T_r}{2 * T_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)$$

$$\text{Como: } M_{ry} = 0 \rightarrow \eta = \frac{T_r}{2 * T_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)$$

Donde:

- **T_r**: Resistencia a tracción requerida = 79,69 KN.
- **T_c**: Resistencia de diseño a tracción = 6143,04 KN.
- **M_{rx}**: Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 2489,64 KNm.
- **M_{cx}**: Resistencia de diseño a flexión = 2666,64 KNm.

$$\eta = \frac{79,69 \text{ KN}}{2 * 6143,04 \text{ KN}} + \left(\frac{2489,64 \text{ KNm}}{2666,64 \text{ KNm}} \right)$$

$$\eta = 0,94$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,94 < 1 \quad \checkmark$$

- **Secciones doblemente simétricas sometidas a flexo tracción simple**

$$\text{Para: } \frac{Tr}{Tc} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Tr}{Tc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)^2$$

Donde:

- **Tr:** Resistencia a tracción requerida = 79,69 KN.
- **Tc:** Resistencia de diseño a tracción = 6143,04 KN.
- **Mrx:** Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 2489,64 KNm.
- **Mcx:** Resistencia de diseño a flexión = 2666,64 KNm.

$$\eta = \frac{79,69 \text{ KN}}{6143,04 \text{ KN}} + \left(\frac{2489,64 \text{ KNm}}{2666,64 \text{ KNm}} \right)^2$$

$$\eta = 0,947$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,884 < 1 \quad \checkmark$$

6.9.2.1.5 Verificación de deformaciones

Valores límites para deformaciones verticales para elementos que soporten revestimientos susceptibles de fisuración CIRSOC 301-2005:

- $Flecha \text{ total} = \frac{L}{300} = \frac{25500mm}{300} = \mathbf{85mm}$
- $Flecha \text{ por carga variable} = \frac{L}{350} = \frac{25500mm}{350} = \mathbf{72,86 mm}$

Flechas reales

Debido a que las deformaciones en un elemento de un pórtico son fuertemente influenciadas por las deformaciones de los demás elementos del mismo y a la dificultad del cálculo preciso de las

deformaciones relativas de estas vigas, no se considera de aplicación práctica al presente trabajo y se aceptan las brindadas por el software de cálculo utilizado.

$$\text{Flecha máxima } (Pp + D + L) = (3,858 \text{ mm} + 42,930 \text{ mm} + 29,161 \text{ mm}) = 75,95 \text{ mm}$$

$$75,95 \text{ mm} < 85 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$\text{Flecha máxima } (L) = 29,161 \text{ mm}$$

$$29,161 \text{ mm} < 72,86 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Aunque se cumplen las exigencias establecidas en el Reglamento, debe tenerse en cuenta que una deformación de 7,5 cm en una viga puede comprometer a los cerramientos interiores que son frágiles. Por este motivo, deben materializarse apoyos flexibles que permitan la deformación de estas vigas sin comprometer a los paneles de cerramiento. Otra alternativa, consiste en recalcular los elementos con deformaciones admisibles más restrictivas.

6.9.2.2 Vigas laterales

Las vigas laterales del marco traccionado son los elementos más solicitados ante esfuerzos de tracción de toda la estructura, como puede observarse en la Figura 6.30.

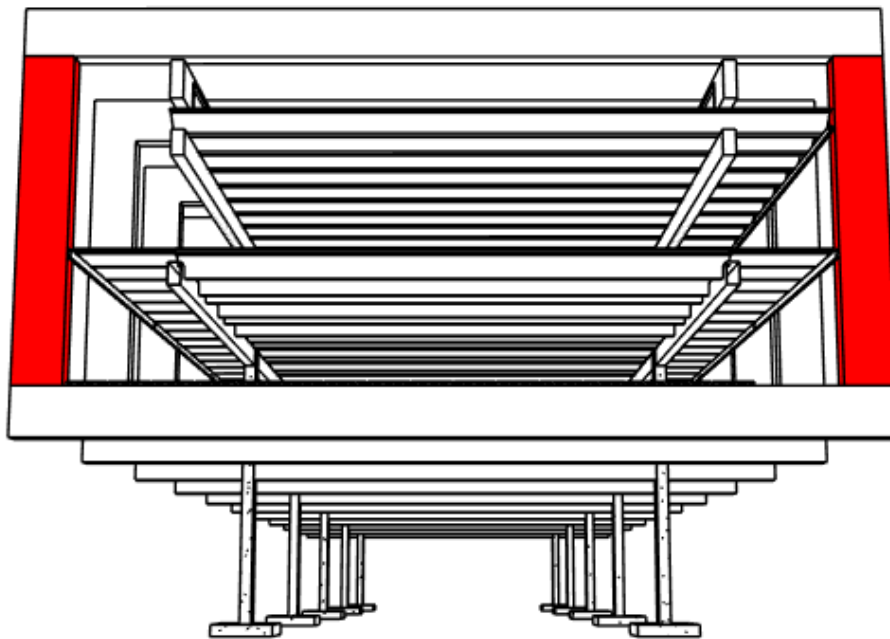


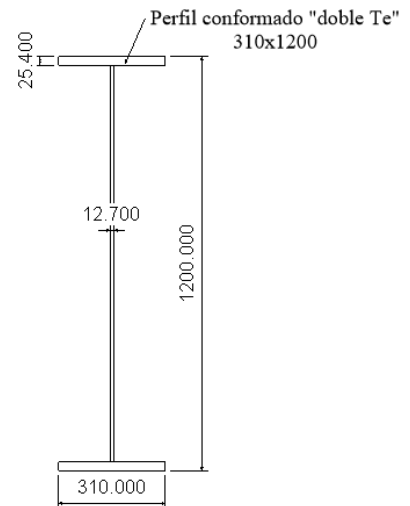
Figura 6.32 – Ubicación de las vigas laterales en el marco traccionado. Fuente: Autor.

Como primer paso, se adoptó una sección conformada “doble T” con las siguientes características.

- **Altura total:** 1200 mm.
- **Altura del ala:** 310 mm.
- **Espesor del alma:** 12,7 mm.
- **Espesor de alas:** 25,4 mm.

Datos mecánicos del elemento

- Acero F-24
 - $F_y = 240 \text{ Mpa} = 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- Perfil doble “Te” conformado
 - $\text{Área} = 303,43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Peso}: 234,55 \text{ Kg/m}$
 - $\text{Momento de inercia } (I_x) = 703.890,3 \text{ cm}^4$
 - $\text{Momento de inercia } (I_y) = 12.631,14 \text{ cm}^4$



6.9.2.2.1 Verificación a flexión

El esfuerzo último solicitante, como se observa en la Figura 6.28, será:

- **$M_u = 2489,64 \text{ KNm}$**

Se analizará la esbeltez de cada uno de los elementos para determinar los estados límites a verificar.

a- Relación de esbeltez del **Alma** (elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 25,4\text{mm})}{12,7 \text{ mm}} = 90,48$$

$$(\text{Caso 9}) \lambda_p = \frac{1680}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{1680}{240 \frac{1}{2}} = 108,44$$

$$\lambda_p > \lambda \rightarrow \text{Alma compacta}$$

b- Relación de esbelteces **Ala** (elemento no rigidizado):

$$\lambda = \frac{310\text{mm}}{2 * 25,4\text{mm}} = 6,10$$

$$(\text{Caso 2}) \lambda_p = \frac{170}{F_y \frac{1}{2}} = \frac{170}{240 \frac{1}{2}} = 10,47$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Ala compacta}$$

- **Estado límite de pandeo local del ala**
 Como el ala es **compacta**, entonces **$M_n = M_p$** .
- **Estado límite de pandeo local del alma**

Como el alma **compacta**, entonces **Mn = Mp**.

- **Estado límite de pandeo lateral**

Cada nivel de losa se corresponde con un arriostramiento lateral debido a la vinculación entre marcos que generan los perfiles soporte de las losas de los diferentes niveles. Debe considerarse el estado límite con **Lb = 5500 mm** y un momento flector último máximo en ese tramo de **2150 KN.m** Determinación de longitudes no arriostradas límites:

$$Lp = \frac{ry * 788}{Fyf^{\frac{1}{2}}}$$

$$ry = \left(\frac{Iy}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{12.631,14 \text{ cm}^4}{303,43 \text{ cm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} = 6,45 \text{ cm}$$

$$Lp = \frac{6,45 \text{ cm} * 788}{240^{\frac{1}{2}}}$$

$$Lp = 328,08 \text{ cm}$$

$$Lr = \frac{ry * X1}{FL} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 * FL^2}}$$

$$X1 = \frac{Pi}{Sx} * \sqrt{\frac{E * G * J * A}{2}}$$

$$X2 = \frac{4 * Cw}{Ix} * \left(\frac{Sx}{G * J}\right)^2$$

Calculando:

$$X1 = \frac{Pi}{11.731,51 \text{ cm}^3} * \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa} * 77200 \text{ Mpa} * 417,13 \text{ cm}^4 * 303,43 \text{ cm}^2}{2}}$$

$$X1 = 8370,85 \text{ Mpa}$$

$$X2 = \frac{4 * 43.567.491,08 \text{ cm}^6}{12.631,14 \text{ cm}^4} * \left(\frac{11.731,51 \text{ cm}^2}{77200 \text{ Mpa} * 417,13 \text{ cm}^4}\right)^2$$

$$X2 = 1,83 \times 10^{-3} \text{ Mpa}^{-2}$$

$$Lr = \frac{ry * X1}{FL} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 * FL^2}}$$

$$FL = \min(Fyw; Fy - 114) = 126 \text{ Mpa}$$



$$r_y = \left(\frac{I_y}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{12.631,14 \text{ cm}^4}{303,43 \text{ cm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} = 6,45 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{6,45 \text{ cm} * 8370,85 \text{ Mpa}}{126 \text{ Mpa}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 1,83 * 10^{-3} \text{ Mpa}^{-2} * (126 \text{ Mpa})^2}}$$

$$L_r = 1083,21 \text{ cm}$$

Entonces, se tiene:

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \right) \leq M_p$$

$$M_r = F_L * S_x$$

$$M_r = 126 \text{ Mpa} * 11.731,51 \text{ cm}^3$$

$$M_r = 1478,17 \text{ KNm}$$

$$M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 240 \text{ Mpa} * 13.441,9 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 3226,06 \text{ KNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 * M_{\text{máx}}}{2,5 * 2150 M_{\text{máx}} + 3 * 1821,35 M_a + 4 * 1930,92 M_b + 3 * 2040,5 M_c} \geq 1$$

Donde:

- **Mmáx**: valor absoluto (abs.) del máximo momento flector en el segmento no arriostrado.
- **Ma**: abs. Momento flector en el cuarto de la luz del segmento no arriostrado.
- **Mb**: abs. Momento flector en el centro de la luz del segmento no arriostrado.
- **Mc**: abs. Momento flector a tres cuartos de la luz del segmento no arriostrado.

$$C_b = \frac{12,5 * 2150 \text{ KNm}}{2,5 * 2150 \text{ KNm} + 3 * 1821,35 \text{ KNm} + 4 * 1930,92 \text{ KNm} + 3 * 2040,5 \text{ KNm}} \geq 1$$

$$C_b = 1,09 \rightarrow \text{se adopta conservadoramente } C_b = 1$$

Entonces, la resistencia nominal será:

$$M_n = 1 * \left(3226,06 \text{ KNm} - (3226,06 \text{ KNm} - 1478,17 \text{ KNm}) * \left(\frac{5,50 \text{ m} - 3,28 \text{ m}}{10,83 \text{ m} - 3,28 \text{ m}}\right) \right)$$

$$M_n = 2712,11 \text{ KNm}$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

$$M_n * \phi \geq M_u$$

$$2712,11 \text{ KNm} * 0,9 \geq 2150 \text{ KNm}$$

$$2440,9 \text{ KNm} > 2150 \text{ KNm} \quad \checkmark$$

Se verifica la resistencia a esfuerzos de flexión con un aprovechamiento del 88,08%.

6.9.2.2.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.29, el mayor esfuerzo de corte en el elemento posee la siguiente magnitud:

- $V_u = 79,69 \text{ KN}$

En principio se verifica sin colocar rigidizadores de corte. Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona inelástica: } \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260$$

Calculando las esbelteces límite, se determina la zona correspondiente de la curva de tensiones:

$$\lambda_p = \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1100}{240^{\frac{1}{2}}} = 71,00$$

$$\lambda_r = \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1375}{240^{\frac{1}{2}}} = 88,75$$

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 25,4\text{mm})}{12,7 \text{ mm}} = 90,48$$

Por lo tanto, la tensión crítica vendrá dada por:

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw}\right) \leq 260 \rightarrow 88,75 < 90,48 < 260$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $$Vn = \frac{90400 \cdot Aw}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2}$$
$$Vn = \frac{90400 * \left((120cm - (2 * 2,54mm)) * 1,27cm \right)}{\left(\frac{1200mm - (2 * 25,4mm)}{12,7 mm} \right)^2}$$
$$Vn = 1611,32 KN$$

Entonces, se debe cumplir:

- $Vc = \phi v * Vn \geq Vu$

$$Vc = 0,9 * 1611,32 KN = 1450,2 KN$$

$1450,2 KN > 79,69 KN \quad \checkmark$

6.9.2.2.3 Verificación a tracción

La resistencia requerida a la tracción, como se observa en la Figura 6.30, es:

- $Pu = 910,69 KN$

La resistencia nominal a la tracción vendrá dada por cualquiera de los siguientes estados límites:

- **Estado límite de rotura del área neta**

Como el área neta y el área bruta coinciden, la resistencia estará definida por el estado límite de fluencia del área bruta.

- **Estado límite de fluencia del área bruta**

La resistencia viene dada por la siguiente fórmula:

$$Pn = Fy * Ag$$

Donde:

- **Fy:** tensión de fluencia del acero = 240 Mpa.
- **Ag:** área bruta de la sección transversal = 303,43 cm².

Reemplazando, se tiene:

$$Pn = 240 Mpa * 303,43cm^2$$

$$Pn = 7282,32 KN$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

$$Pn * \varphi \geq Pu$$

$$7282,32 \text{ KN} * 0,9 \geq 910,69 \text{ KN}$$

$$6554,09 \text{ KN} > 910,69 \text{ KN} \quad \checkmark$$

6.9.2.2.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y tracción

Debe verificarse la más exigente de éstas dos verificaciones:

- Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

$$\text{Para: } \frac{Tr}{Tc} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Tr}{2 * Tc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right)$$

$$\text{Como: } Mry = 0 \rightarrow \eta = \frac{Tr}{2 * Tc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)$$

Donde:

- **Tr:** Resistencia a tracción requerida = 910,69 KN.
- **Tc:** Resistencia de diseño a tracción = 6554,09 KN.
- **Mrx:** Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 2150 KNm.
- **Mcx:** Resistencia de diseño a flexión = 2440,9 KNm.

$$\eta = \frac{910,69 \text{ KN}}{2 * 6554,09 \text{ KN}} + \left(\frac{2150 \text{ KNm}}{2440,9 \text{ KNm}} \right)$$

$$\eta = 0,95$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,95 < 1 \quad \checkmark$$

- Secciones doblemente simétricas sometidas a flexo tracción simple

$$\text{Para: } \frac{Tr}{Tc} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Tr}{Tc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)^2$$

Donde:

- **Tr:** Resistencia a tracción requerida = 910,69 KN.

- **Tc:** Resistencia de diseño a tracción = 6554,09 KN.
- **Mrx:** Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 2150 KNm.
- **Mcx:** Resistencia de diseño a flexión = 2440,9 KNm.

$$\eta = \frac{910,69 \text{ KN}}{6554,09 \text{ KN}} + \left(\frac{2489,64 \text{ KNm}}{2660,58 \text{ KNm}} \right)^2$$

$$\eta = 0,915$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,915 < 1 \quad \checkmark$$

6.9.2.3 Viga superior

Este elemento se encuentra sollicitado por esfuerzo flector negativo, por lo cual presenta una ligera deformación anti gravitatoria. En líneas generales, dicho esfuerzo es el que más lo exige.

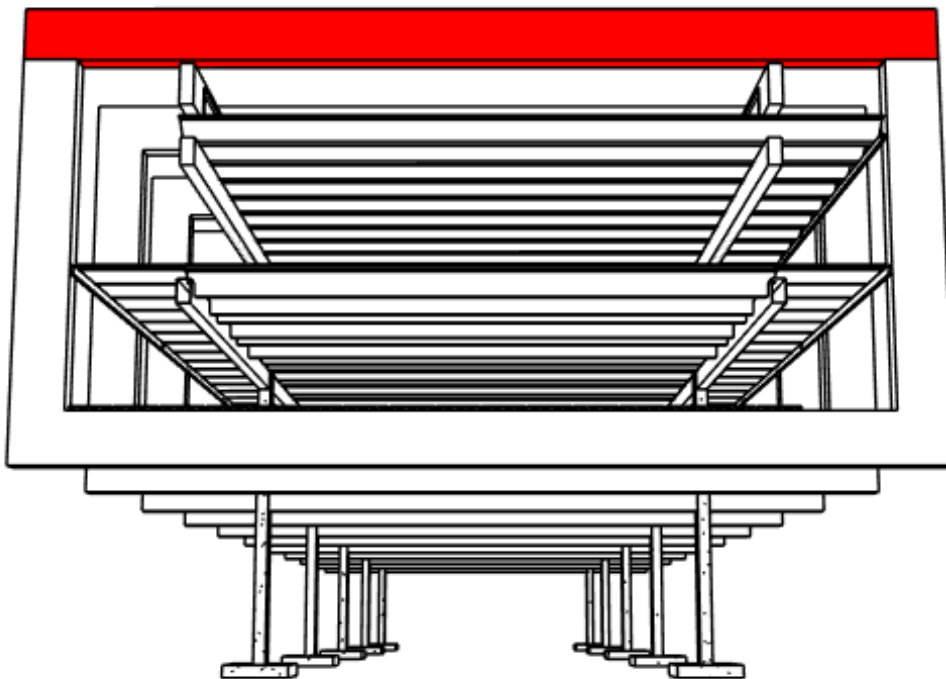


Figura 6.33 – Ubicación de viga superior de marco traccionado. Fuente: Autor.

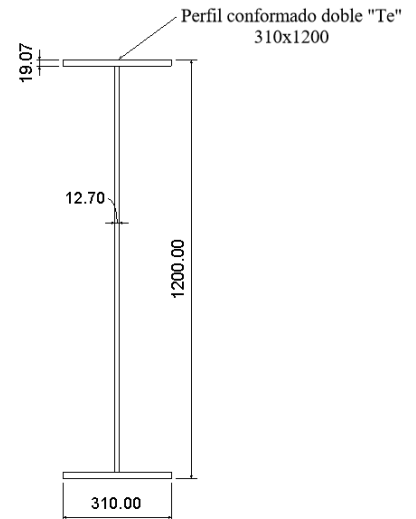
Como primer paso, se adoptó una sección conformada “doble T” con las siguientes características.

- **Altura total:** 1200 mm.
- **Altura del ala:** 310 mm.
- **Espesor del alma:** 12,7 mm.
- **Espesor de alas:** 19,05 mm.

Datos mecánicos del elemento

- Acero F-24
 - $F_y = 240 \text{ Mpa} = 240000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
 - $\gamma_e = 77,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
 - $E = 200000 \text{ Mpa} = 200.000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

- Perfil doble “Te” conformado
 - Área = $265,97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Peso: } 205,59 \text{ Kg/m}$
 - Momento de inercia (I_x) = $578.850,1 \text{ cm}^4$
 - Momento de inercia (I_y) = $9503,3 \text{ cm}^4$
 - Módulo resistente plástico (Z_x) = $11.277,6 \text{ cm}^3$



6.9.2.3.1 Verificación a flexión

Se verificará el tramo con mayor luz sin arriostramientos contra el pandeo lateral (tramo central). El esfuerzo último solicitante, según la Figura 6.28, será:

- **$M_u = 1010,77 \text{ KNm}$**

Se analizará la esbeltez de cada uno de los elementos para determinar los estados límites a verificar.

- a- Relación de esbeltez del **Alma** (elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 19,05\text{mm})}{12,7 \text{ mm}} = 91,49$$

$$(\text{Caso 9}) \lambda_p = \frac{1680}{F_y^{\frac{1}{2}}} = \frac{1680}{240^{\frac{1}{2}}} = 108,44$$

$$\lambda_p > \lambda \rightarrow \text{Alma compacta}$$

- b- Relación de esbelteces **Ala** (elemento no rigidizado):

$$\lambda = \frac{310\text{mm}}{2 * 19,05\text{mm}} = 8,14$$

$$(\text{Caso 2}) \lambda_p = \frac{170}{F_y^{\frac{1}{2}}} = \frac{170}{240^{\frac{1}{2}}} = 10,47$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Ala compacta}$$

- **Estado límite de pandeo local del ala**
Como el ala es **compacta**, entonces **$M_n = M_p$** .

- **Estado límite de pandeo local del alma**
Como el alma **compacta**, entonces **$M_n = M_p$** .

- **Estado límite de pandeo lateral**

Se materializará un arriostramiento en el centro del tramo con tensores. Por lo tanto, la longitud entre puntos de arriostramiento será de 9,75 metros. Para determinar la resistencia nominal a flexión, se deben determinar las longitudes no arriostradas límites:

$$L_p = \frac{r_y * 788}{F_y f^{\frac{1}{2}}}$$

$$r_y = \left(\frac{I_y}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{9503,3 \text{ cm}^4}{265,97 \text{ cm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} = 5,978 \text{ cm}$$

$$L_p = \frac{5,978 \text{ cm} * 788}{240^{\frac{1}{2}}}$$

$$L_p = 304,07 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y * X_1}{FL} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 * FL^2}}$$

$$X_1 = \frac{P_i}{S_x} * \sqrt{\frac{E * G * J * A}{2}}$$

$$X_2 = \frac{4 * C_w}{I_x} * \left(\frac{S_x}{G * J}\right)^2$$

Calculando:

$$X_1 = \frac{P_i}{9647,5 \text{ cm}^3} * \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa} * 77200 \text{ Mpa} * 223,33 \text{ cm}^4 * 265,97 \text{ cm}^2}{2}}$$

$$X_1 = 6973,22 \text{ Mpa}$$

$$X_2 = \frac{4 * 33.131.469,40 \text{ cm}^6}{9503,3 \text{ cm}^4} * \left(\frac{9647,5 \text{ cm}^2}{77200 \text{ Mpa} * 223,33 \text{ cm}^4}\right)^2$$

$$X_2 = 7,64 \times 10^{-3} \text{ Mpa}^{-2}$$

$$Lr = \frac{r_y * X1}{FL} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 * FL^2}}$$

$$FL = \min(F_{yw}; F_y - 114) = 126 \text{ Mpa}$$

$$Lr = \frac{5,978 \text{ cm} * 6973,22 \text{ Mpa}}{126 \text{ Mpa}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 7,64 \times 10^{-3} \text{ Mpa}^{-2} * (126 \text{ Mpa})^2}}$$

$$Lr = 1148,86 \text{ cm}$$

Entonces, se tiene:

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_r = FL * S_x$$

$$M_r = 126 \text{ Mpa} * 9647,50 \text{ cm}^3$$

$$M_r = 1215,59 \text{ KNm}$$

$$M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 240 \text{ Mpa} * 11.277,66 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 2706,63 \text{ KNm}$$

$$C_b = 1 \text{ (se adopta de forma conservadora)}$$

Entonces, la resistencia nominal será:

$$M_n = 1 * \left(2706 \text{ KNm} - (2706 \text{ KNm} - 1215,59 \text{ KNm}) * \left(\frac{9,75 \text{ m} - 3,04 \text{ m}}{11,48 \text{ m} - 3,04 \text{ m}} \right) \right)$$

$$M_n = 1521,08 \text{ KNm}$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

$$M_n * \phi \geq M_u$$

$$1521,08 \text{ KNm} * 0,9 \geq 1010,77 \text{ KNm}$$

$$1368,97 \text{ KNm} > 1010,77 \text{ KNm} \quad \checkmark$$

Se verifica la resistencia a esfuerzos de flexión con un aprovechamiento 73,89%. Siendo éste el estado límite más solicitante.

6.9.2.3.2 Verificación a corte

Como se puede observar en la Figura 6.29, el mayor esfuerzo de corte en el elemento posee la siguiente magnitud:

- $V_u = 918,21 \text{ KN}$

En principio se verifica sin colocar rigidizadores de corte. Deben entonces, establecerse los límites para cada una de las zonas de comportamiento del material.

$$\text{Zona plástica: } \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona inelástica: } \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw} \right) \leq \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw} \right) \leq 260$$

Calculando las esbelteces límite, se determina la zona correspondiente de la curva de tensiones:

$$\lambda_p = \frac{1100}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1100}{240^{\frac{1}{2}}} = 71,00$$

$$\lambda_r = \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} = \frac{1375}{240^{\frac{1}{2}}} = 88,75$$

$$\lambda = \frac{1200\text{mm} - (2 * 19,05\text{mm})}{12,7 \text{ mm}} = 91,49$$

Por lo tanto, la tensión crítica vendrá dada por:

$$\text{Zona elástica: } \frac{1375}{F_{yw}^{\frac{1}{2}}} < \left(\frac{h}{tw} \right) \leq 260 \rightarrow 88,75 < 91,49 < 260$$

Así, la resistencia nominal al corte será:

- $V_n = \frac{90400 * A_w}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2}$

$$V_n = \frac{90400 * \left((120\text{cm} - (2 * 1,905\text{mm})) * 1,27\text{cm} \right)}{\left(\frac{1200\text{mm} - (2 * 19,05\text{mm})}{12,7\text{mm}} \right)^2}$$

$$V_n = 1646,26 \text{ KN}$$

Entonces, se debe cumplir:

- $V_c = \phi v * V_n \geq V_u$

$$V_c = 0,9 * 1646,26 \text{ KN} = 1481,63 \text{ KN}$$

1481,63 KN > 918,21 KN ✓

Se verifica la resistencia a esfuerzos de corte sin la presencia de rigidizadores en las almas del perfil con un aprovechamiento del 66,22%.

6.9.2.3.3 Verificación a compresión

La resistencia a la compresión vendrá dada por la resistencia con respecto al eje débil de la sección. La resistencia requerida a la compresión, como se observa en la Figura 6.30, es:

- $P_u = 79,69 \text{ KN}$

La resistencia nominal a compresión viene dada por la siguiente ecuación:

$$P_n = F_{cr} * A$$

Donde:

- **Longitud de la barra** = 3000 mm.
- **Factor de longitud efectiva (k)** = 0,12.
- **Radio de giro respecto del eje débil** = 57,3 mm.

En primer lugar, se debe determinar el factor de reducción por pandeo local “Q”:

$$Q = Q_s * Q_a$$

Para alas, ángulos y elementos salientes de elementos armados en compresión o flexión:

$$\text{Cuando: } \left(\frac{b}{t}\right) < \frac{285}{\left(\frac{F_y}{kc}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} \rightarrow Q_s = 1$$

$$\left(\frac{310 \text{ mm}}{2 * 19,05 \text{ mm}}\right) < \left(\frac{285}{\left(\frac{240}{0,35}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}\right)$$

$$8,136 < 10,88 \rightarrow Qs = 1$$

$$Qa = \frac{Aef}{A}$$

$$\text{Cuando: } \frac{b}{t} \geq \frac{665}{(f)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$be = \frac{855 * t}{(f)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} * \left(1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t}\right) * (f)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}\right)$$

Con $f = Fcr$ asumiendo $Q = 1,0$

$$Fcr = Q * \left(0,658^{Q * \left(\frac{Fy}{Fe}\right)}\right) * Fy$$

$$Fe = \frac{Pi^2 * E}{\lambda^2}$$

$$Fe = \frac{Pi^2 * 200000 \text{ Mpa}}{\left(\frac{3000 \text{ mm}}{59,8 \text{ mm}}\right)^2} = 784,31 \text{ Mpa}$$

$$Fcr = 1 * \left(0,658^{1 * \left(\frac{240}{784,31}\right)}\right) * 240$$

$$\mathbf{Fcr = 211,15 \text{ Mpa}}$$

$$\frac{1200\text{mm} - (2 * 19,05\text{mm})}{12,7\text{mm}} \geq \frac{665}{(211,15)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

$$\mathbf{91,49 \geq 45,76}$$

$$be = \frac{855 * 12,7 \text{ mm}}{(211,15)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} * \left(1 - \frac{150}{\left(\frac{1200\text{mm} - (2 * 19,05 \text{ mm})}{12,7\text{mm}}\right) * (211,15)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}\right)$$

$$\mathbf{be = 662,95 \text{ mm}}$$

$$A_{ef} = A_g - ((b - b_e) * t)$$

$$A_{ef} = 265,97 \text{ cm}^2 - \left(((120 \text{ cm} - (2 * 1,905 \text{ cm})) - 66,295 \text{ cm}) * 1,27 \text{ cm} \right)$$

$$A_{ef} = 204,1 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{204,1 \text{ cm}^2}{265,97 \text{ cm}^2}$$

$$Q_a = 0,767$$

$$Q = Q_a * Q_s = 1 * 0,767 = 0,767$$

Entonces, la tensión crítica de pandeo será:

$$F_{cr} = Q * \left(0,658^{Q * \left(\frac{F_y}{F_e} \right)} \right) * F_y$$

$$F_{cr} = 0,767 * \left(0,658^{0,767 * \left(\frac{240}{784,31} \right)} \right) * 240$$

$$F_{cr} = 166,73 \text{ Mpa}$$

Así, la resistencia nominal a la compresión será:

$$P_n = F_{cr} * A$$

$$P_n = 166,73 \text{ Mpa} * 26597 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 4434,52 \text{ KN}$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

$$P_n * \varphi \geq P_u$$

$$4434,52 * 0,9 \text{ KN} \geq 79,69 \text{ KN}$$

$$3991,07 \text{ KN} < 76,69 \text{ KN} \quad \checkmark$$

6.9.2.3.4 Verificación a esfuerzos combinados de flexión y compresión

Debe verificarse la más exigente de éstas dos verificaciones:

- Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

$$\text{Para: } \frac{Pr}{P_c} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Pr}{2 * P_c} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right)$$

$$\text{Como: } Mry = 0 \rightarrow \eta = \frac{Pr}{2 * P_c} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} \right)$$

Donde:

- **Pr**: Resistencia a compresión requerida = 79,69 KN.
- **Pc**: Resistencia de diseño a compresión = 3991,07 KN.
- **Mrx**: Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 1010,77 KNm.
- **Mcx**: Resistencia de diseño a flexión = 1368,97 KNm

$$\eta = \frac{76,69 \text{ KN}}{2 * 3991,07 \text{ KN}} + \left(\frac{1010,77 \text{ KNm}}{1368,97 \text{ KNm}} \right)$$

$$\eta = 0,748$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$0,748 < 1$ ✓

- Secciones doblemente simétricas sometidas a flexo compresión simple

$$\text{Para: } \frac{Pr}{P_c} < 0,2$$

$$\eta = \frac{Pr}{P_c} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} \right)^2$$

Donde:

- **Pr**: Resistencia a compresión requerida = 79,69 KN.
- **Pc**: Resistencia de diseño a compresión = 3991,07 KN.
- **Mrx**: Resistencia a flexión requerida en eje fuerte = 1010,77 KNm.
- **Mcx**: Resistencia de diseño a flexión = 1368,97 KNm.

$$\eta = \frac{76,69 \text{ KN}}{3991,07 \text{ KN}} + \left(\frac{1010,77 \text{ KNm}}{1368,97 \text{ KNm}} \right)^2$$

$$\eta = 0,564$$

Se debe verificar:

$$\eta \leq 1$$

$$0,564 < 1 \quad \checkmark$$

6.9.2.3.5 Verificación de deformaciones

Valores límites para deformaciones verticales para elementos donde la deformación puede afectar el aspecto CIRSOC 301-2005:

- $Flecha\ total = \frac{L}{250} = \frac{25500mm}{250} = 102mm$

Flechas reales

Debido a que las deformaciones en un elemento de un pórtico son fuertemente influenciadas por las deformaciones de los demás elementos del mismo y a la dificultad del cálculo preciso de las deformaciones relativas de estas vigas, no se considera de aplicación práctica al presente trabajo y se aceptan las brindadas por el software de cálculo utilizado.

Podrá observarse que las deformaciones de peso propio, las dadas por cargas muertas y sobrecargas son negativas, correspondiéndose con ascensos, esto ocurre por la influencia de la deformación de las demás barras del pórtico en la deformación de la barra considerada.

$$Flecha\ máxima\ (Pp + D + L) = (-1,350\ mm - 25,717\ mm - 17,331\ mm) = -44,398\ mm$$

$$44,398\ mm < 102\ mm \quad \checkmark$$

6.10 Resumen de aprovechamiento

En este tipo de estructuras es muy importante el uso eficiente de los materiales, ya que su desaprovechamiento genera costos muy elevados innecesariamente. A continuación, se presenta una tabla en la cual se detalla, para cada elemento que componen los marcos metálicos, su estado límite solicitante y su grado de aprovechamiento.

MARCO APOYADO		
Elemento	Estado límite	Aprovechamiento
Viga inferior lateral 1	Corte	99%
Viga inferior lateral 2	Corte	99%
Vigas laterales	Flexo-compresión	93%
Viga superior	Flexo-tracción	91%
Viga inferior central	Plastificación por flexión	88%
MARCO COLGADO		
Elemento	Estado límite	Aprovechamiento
Vigas laterales	Flexo-tracción	95%
Viga inferior	Flexo-tracción	94%
Viga superior	Flexo-compresión	75%

Tabla 6.6 – Aprovechamiento de los elementos estructurales de los marcos. Fuente: Autor.

6.11 Dimensionado de vigas pretensadas superiores

Para la resolución de las vigas donde descansan los marcos colgados, se propone el empleo de vigas de hormigón prefabricadas pretensadas. El esquema estructural corresponde a una viga simplemente apoyada con una luz libre entre ejes de apoyos de 11,25 metros.

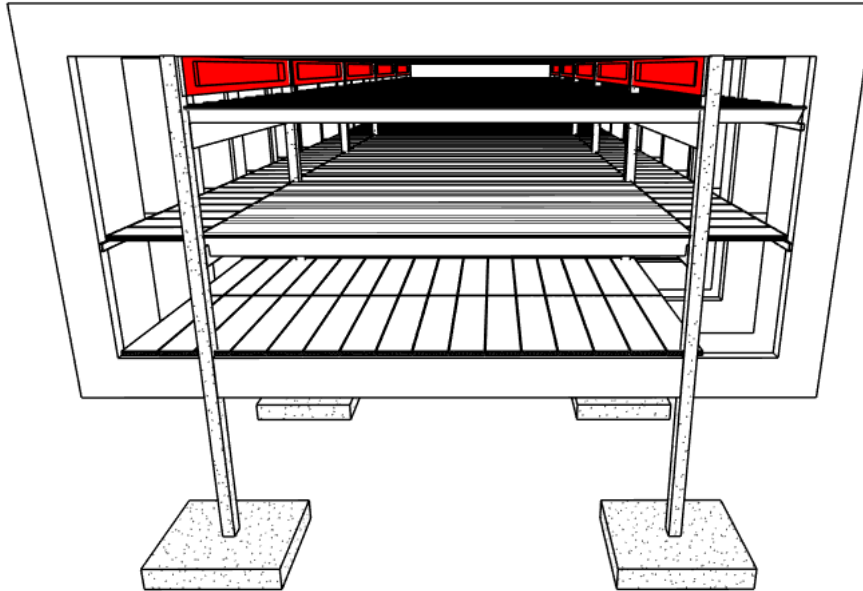


Figura 6.34 – Ubicación de vigas pretensadas superiores. Fuente: Autor.

Materiales

- **Hormigón**

Se adopta un hormigón de calidad H – 35 ($f'c = 35$ MPa). Según el artículo **18.13.4.3** del Reglamento CIRSOC 201-2005, a menos que se utilicen dispositivos de anclajes sobredimensionados para compensar la menor resistencia a la compresión, o que el acero de pretensado se tese con una fuerza igual o menor que el 50 % de la fuerza de pretensado final, el acero de pretensado no se debe tesar hasta que $f'ci$ alcance, como mínimo, el valor de **28 MPa** para cables multi-cordón.

- $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'c} \rightarrow 4700 \cdot \sqrt{35} = \mathbf{27805,58 \text{ MPa}}$.
- $E_{ci} = 4700 \cdot \sqrt{f'ci} \rightarrow 4700 \cdot \sqrt{28} = \mathbf{24870,06 \text{ MPa}}$.

- **Acero**

Las armaduras activas se proyectan con cordones de acero de baja relajación C – 1900 de 12,7 milímetros de diámetro nominal.

- F_{pu} – Tensión de rotura = **1864 MPa**.
- F_{py} – Tensión de fluencia = **1682 MPa**.

Las armaduras pasivas se diseñan con acero ADN 420 ($f_y = 420$ MPa).

6.11.1 Sección transversal

- A_g – sección bruta = $0,4283 \text{ m}^2$
- I – momento de inercia = $0,2624 \text{ m}^4$
- y_G – centro de gravedad = $0,6421 \text{ m}$
- y_b – distancia del centro de gravedad al borde inferior = $0,6421 \text{ m}$
- y_t – distancia del centro de gravedad al borde superior = $0,6579 \text{ m}$
- $e_0 = y_b - d_c = 0,6421 \text{ m} - 0,15 \text{ m} = 0,4921 \text{ m}$
- W_{sup} – modulo resistente borde superior = $\frac{I}{y_t} = \frac{0,2624 \text{ m}^4}{0,6579 \text{ m}} = 0,3988 \text{ m}^3$
- W_{inf} – módulo resistente borde inferior = $\frac{I}{y_b} = \frac{0,2624 \text{ m}^4}{0,6421 \text{ m}} = 0,4087 \text{ m}^3$

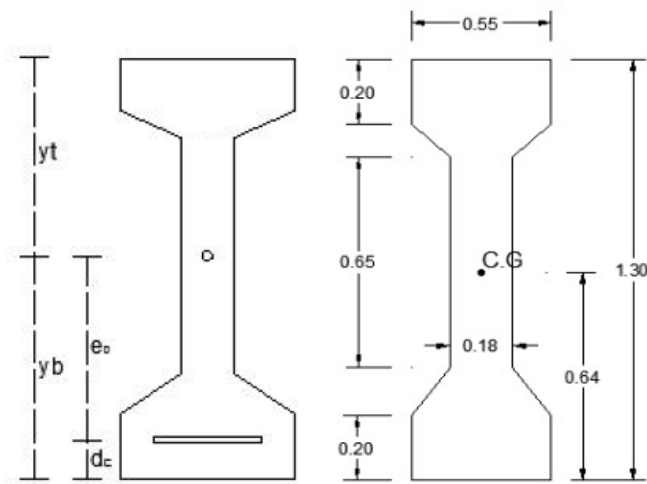


Figura 6.35 – Parámetros de sección transversal. Fuente: Autor.

La altura del recubrimiento, **dc**, se obtuvo a partir de la **Tabla 7.7.3** del Reglamento CIRSOC 201-2005, que establece los recubrimientos mínimos para el hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control en planta). Se consideró que el hormigón no está expuesto a la acción del aire libre ni se encuentra en contacto con el suelo inmediatamente luego de su elaboración. Por lo expuesto, se elige el menor valor de recubrimiento para armadura principal de vigas, **15 centímetros**. Para el cálculo y verificación de la viga pretensada se asumen tres estados de carga:

- **ESTADO 1:** Se tiene solo el peso propio de la viga.
- **ESTADO 2:** Se tiene el peso propio de la viga y el de la estructura que carga sobre ella.
- **ESTADO 3:** Se tiene el peso propio de la viga, el de la estructura y la sobrecarga de uso.

6.11.2 Cargas actuantes

- g_1 – Peso propio de la viga en el tramo macizo = $1,3 \text{ m} * 0,55 \text{ m} * 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 17,16 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- g_2 – Peso propio de la viga en el tramo doble té = $0,4283 \text{ m}^2 * 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 10,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- q – Cargas permanentes = $447,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- p – Sobrecarga de uso = $251,8 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

ESTADO	CARGAS			
	g1 (KN/m)	g2 (KN/m)	q (KN)	p (KN)
1	17,16	10,27	-	-
2	17,16	10,27	447,7	
3	17,16	10,27	447,7	251,8

Tabla 6.7 – Cargas según cada estado. Fuente: Autor.

Se calculan los momentos flectores en el centro del tramo y en la denominada “sección de transferencia” que es aquella en la que puede considerarse que los elementos tensores ya han transferido totalmente la carga de pretensado al hormigón. Del lado seguro, se supondrá que la sección de transferencia se encuentra ubicada a 50 veces el diámetro del cordón de acero del extremo de la viga, es decir, a 0,635 metros. El cálculo del momento en la sección de transferencia se tiene en cuenta sólo en el **Estado 1**, ya que las tensiones más desfavorables se producen cuando actúa la mayor carga de pretensado y la menor carga exterior, es decir, en el momento del tesado.

Estado 1

Como se señaló anteriormente, en este estado de cargas solamente se considera el peso propio de la viga. Se adoptó una sección maciza de un metro de longitud en la zona de los apoyos.

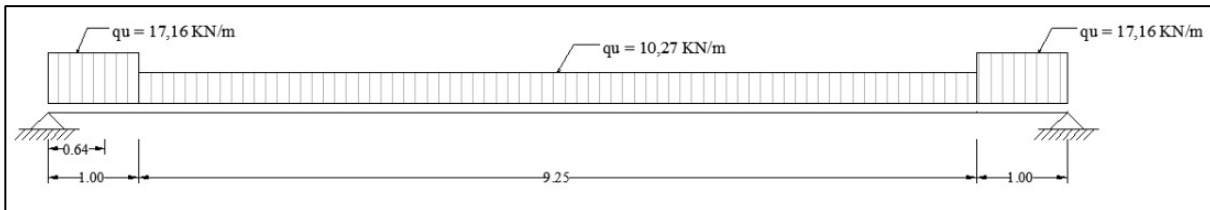


Figura 6.36 – Diagrama de carga en Estado I. Fuente: Autor.

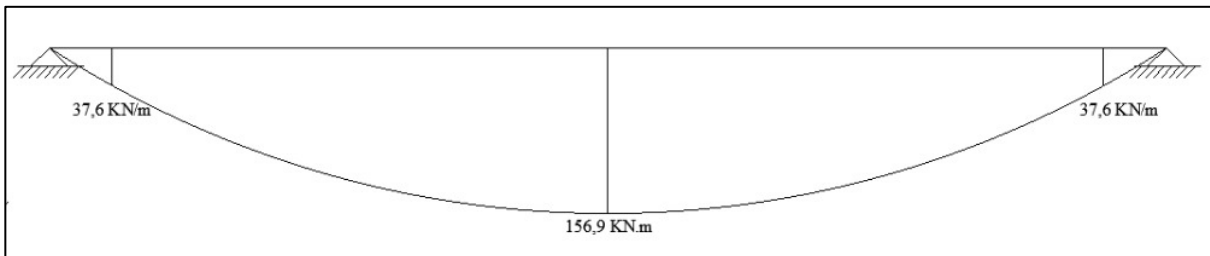


Figura 6.37 – Diagrama de flexión en Estado I. Fuente: Autor.

Estado 2

Adicionalmente al peso propio del elemento, el estado 2 considera el peso propio del resto de la estructura que actúa sobre la misma.

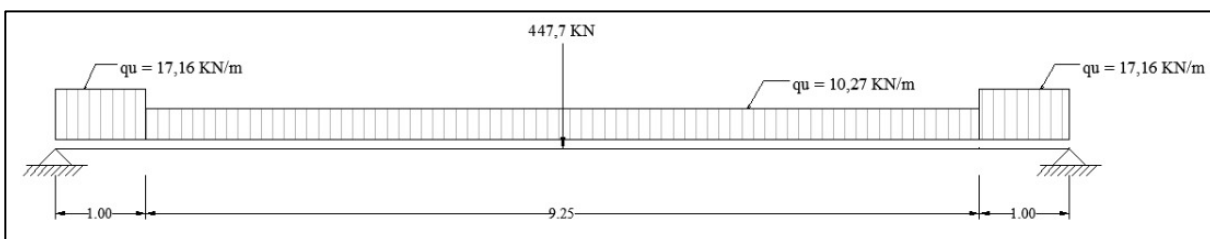


Figura 6.38 – Diagrama de carga en Estado II. Fuente: Autor.

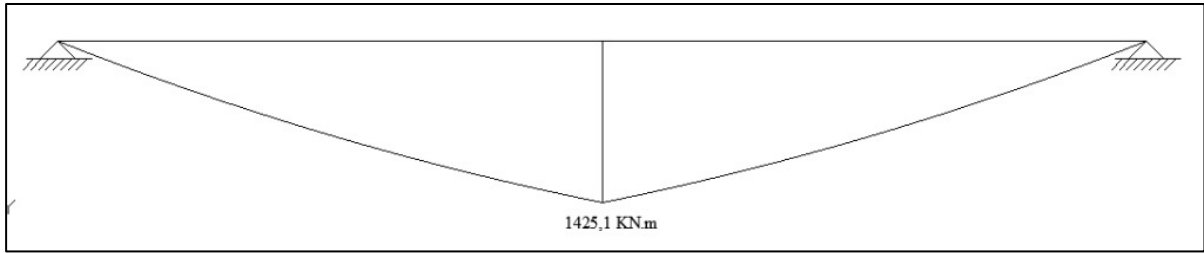


Figura 6.39 – Diagrama de flexión en Estado 2. Fuente: Autor.

Estado 3

En estado 3, el sistema de cargas corresponde a las cargas en estado 2 y la correspondiente a la sobrecarga de uso de la estructura.

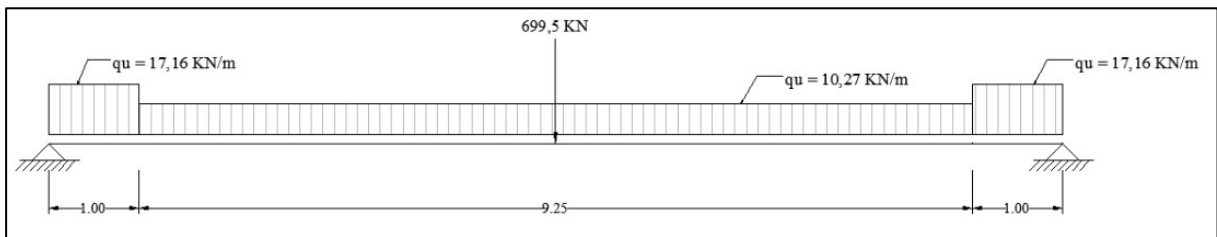


Figura 6.40 – Diagrama de carga para Estado III. Fuente: Autor.

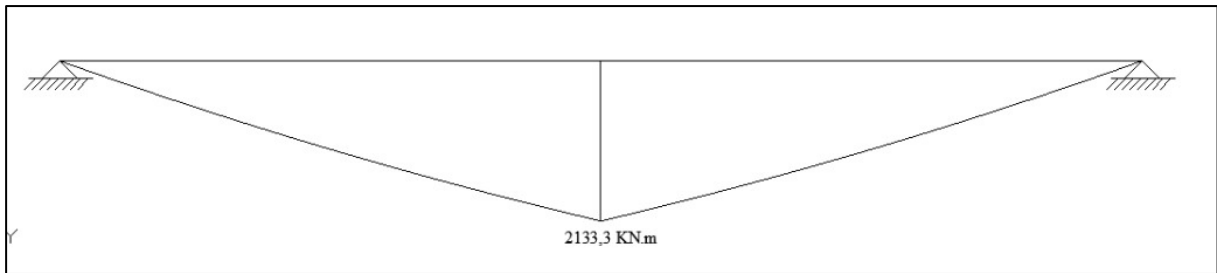


Figura 6.41 – Diagrama de flexión en Estado III. Fuente: Autor.

En la siguiente tabla se resumen los momentos obtenidos para cada uno de los estados de cargas, en el centro del tramo y en la sección de transición.

ESTADO	Momentos (KN.m)	
	L = 0,635 m	L = 5,625 m
1	37,6	165,9
2	-	1425,1
3	-	2133,3

Tabla 6.8 – Esfuerzos de flexión en cada estado de carga. Fuente: Autor.

En base a los esfuerzos de momento hallados, se calculan las tensiones en la fibra inferior y la superior de la viga para cada uno de los estados, como se indica.

- $\sigma_{sup} = \frac{M}{w_{sup}}$
- $\sigma_{inf} = \frac{M}{w_{inf}}$



Estado	Fibra	Tensiones (Mpa)	
		L = 0,635 m	L = 5,625 m
1	Superior	-0.09	-0.42
	Inferior	0.09	0.41
2	Superior	-	-3.57
	Inferior	-	3.49
3	Superior	-	5.35
	Inferior	-	5.22

Tabla 6.9 – Tensiones características en cada estado de carga. Fuente: Autor.

6.11.3 Tensiones admisibles en el hormigón

Los elementos pretensados solicitados a flexión se clasifican como Clase U, Clase T o Clase C, en función de la tensión en la fibra extrema traccionada “ft” en la zona traccionada precomprimida, determinada bajo las cargas de servicio.

El artículo 18.3.3 del CIRSOC 201-2005 establece el valor de la tensión de tracción máxima admisible según la clase del elemento pretensado. En el presente análisis, se consideró al elemento como **clase U**.

Clase	Descripción	Valor de la tensión ft
U	No fisurado (uncracked)	$ft \leq 0,7 \cdot \sqrt{f'c}$
T	Transición (transition)	$0,7 \cdot \sqrt{f'c} < ft \leq \sqrt{f'c}$
C	Fisurado (cracked)	$ft > \sqrt{f'c}$

Tabla 6.10 – Tensión de tracción admisible según clase. Fuente: Adaptado de CIRSOC 201-2005.

El artículo 18.4.1 establece las tensiones máximas admisibles en el hormigón, inmediatamente después de la transferencia del pretensado (antes de las pérdidas del pretensado que dependen del tiempo). En el caso de que las tensiones de tracción excedan los valores dados, se debe colocar armadura adicional (tesa o no tesa) en la zona traccionada, para absorber la fuerza total de tracción en el hormigón.

Las tensiones máximas admisibles en el hormigón bajo las cargas de servicio después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado no deben exceder los valores especificados en el artículo 18.4.2. Se presenta a continuación una tabla a modo de resumen de los valores de ambos artículos.

Tensiones admisibles en el hormigón		Descripción	Valor de la tensión "ft"	Valor (Mpa)
En el momento de tesado (t = 0)	Compresión	$0,6 \cdot f'ci$	0,6*28 Mpa	16,80
	Tracción	$0,25 \cdot \sqrt{f'ci}$	0,25*√28 Mpa	1,32
	Tracción en los apoyos de elementos simplemente apoyados	$0,5 \cdot \sqrt{f'ci}$	0,5*√28 Mpa	2,65
Luego de las pérdidas (t = ∞)	Compresión debida al pretensado mas cargas permanentes	$0,45 \cdot f'c$	0,45*35 Mpa	15,75
	Compresión debida al pretensado mas carga total	$0,6 \cdot f'c$	0,60*35 Mpa	21,00
	Tracción	$0,7 \cdot \sqrt{f'c}$	0,7*√35 Mpa	4,14

Tabla 6.11 – Tensiones máximas admisibles en el hormigón. Fuente: Autor.

6.11.4 Tensiones admisibles en el pretensado

El artículo 18.5.1 del CIRSOC 201-2005, establece las tensiones de tracción máximas admisibles en el acero de pretensado.

- Por acción del gato – mínimo (0,80 fpu; 0,94 fpy) = **1491 MPa**.
- Instante de transferencia – mínimo (0,74 fpu; 0,82 fpy) = **1379 MPa**.
- Para postesado antes del acuanamiento y a corto plazo – 0,70 fpu = **1305 MPa**.

6.11.5 Cálculo de fuerza de pretensado

La fuerza de tesado se dimensiona de modo de que para carga total la tensión en la fibra inferior no supere la tensión de tracción admisible en el centro del tramo (4,14 MPa). El pretensado deberá compensar entonces una tensión igual a la diferencia entre la tensión producida por la totalidad de las cargas y la tensión admisible.

$$T = 5,22 \text{ MPa} - 4,14 \text{ MPa} = \mathbf{1,08 \text{ MPa}}$$

La tensión de compresión producida en la fibra inferior de la sección media por la fuerza de tesado vale $\frac{Pe}{Ag} + \frac{Pe \cdot e}{Winf}$, siendo 'Pe' la fuerza de tesado efectiva luego de pérdidas y 'e' la excentricidad media de los elementos tensores e igual a 0,4921 metros. Si se despeja la fuerza de tesado de dicha ecuación, se obtiene:

$$Pe = \frac{1,08 \text{ MPa}}{\frac{1}{0,4283 \text{ m}^2} + \frac{0,4921 \text{ m}}{0,4087 \text{ m}^3}} = \mathbf{0,305 \text{ MN}}$$

Para estimar la sección necesaria de acero de pretensado se debe conocer la fuerza de tesado en el momento de la transferencia. Dado que esa fuerza surge del cálculo de pérdidas donde ella misma es un dato de partida, es necesario hacer una estimación. Para el presente análisis se supone que en el momento de la transferencia la fuerza es un 10% superior a la fuerza efectiva.

$$\text{Cantidad de cordones} = \frac{(1,10 * 0,305 \text{ MN})}{1379 \text{ MPa} * 98,7 \text{ mm}^2} = \mathbf{2,46}$$

Se proponen 5 cordones, distribuidos en una vaina corrugada de 51 milímetros de diámetro interior de acuerdo con el requisito del artículo 18.17.3 del Reglamento CIRSOC 201, en el cual se establece que las vainas para múltiples cordones deben tener una sección transversal interna, como mínimo, igual o mayor que 2 veces la sección transversal del acero de pretensado.

La fuerza de tesado en el momento de transferencia, **Pi**, se consigue a partir de la consideración del porcentaje de pérdidas antes mencionadas.

$$Pi = 1,10 * 0,305 \text{ MPa} = \mathbf{0,335 \text{ MPa}}$$

6.11.6 Verificación de las tensiones en el hormigón

La verificación de las tensiones debe realizarse en dos instantes diferentes, en el momento de tesado (t = 0) y luego de producidas las pérdidas (t = ∞).

En el momento de tesado (t = 0):

Considerando la tracción negativa y la compresión positiva:

- **Tensión de tracción en el hormigón en la sección de transferencia**

$$\sigma_{ti} = \frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \cdot e}{w_s} + \frac{M_{min}}{w_s} = P_i \cdot \left(\frac{1}{A_g} - \frac{e}{w_s} \right) + \frac{M_{min}}{w_s}$$

$$\sigma_{ti} = 0,335 \text{ MN} \cdot \left(\frac{1}{0,4283 \text{ m}^2} - \frac{0,4921 \text{ m}}{0,3988 \text{ m}^3} \right) - \frac{37,6 \text{ KNm}}{0,3988 \text{ m}^3} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\boxed{0,46 \text{ MPa} < -2,65 \text{ MPa} \checkmark}$$

- **Tensión de compresión en el hormigón en la sección de transferencia**

$$\sigma_{cs} = \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \cdot e}{w_i} - \frac{M_{min}}{w_i} = P_i \cdot \left(\frac{1}{A_g} + \frac{e}{w_i} \right) - \frac{M_{min}}{w_i}$$

$$\sigma_{cs} = 0,335 \text{ MN} \cdot \left(\frac{1}{0,4283 \text{ m}^2} + \frac{0,4921 \text{ m}}{0,4087 \text{ m}^3} \right) - \frac{37,6 \text{ KNm}}{0,4087 \text{ m}^3} = -1,09 \text{ MPa}$$

$$\boxed{-1,09 \text{ MPa} < -16,8 \text{ MPa} \checkmark}$$

- **Tensión de tracción en el hormigón**

$$\sigma_{ti} = \frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \cdot e}{w_s} + \frac{M_{min}}{w_s} = P_i \cdot \left(\frac{1}{A_g} - \frac{e}{w_s} \right) + \frac{M_{min}}{w_s}$$

$$\sigma_{ti} = 0,335 \text{ MN} \cdot \left(\frac{1}{0,4283 \text{ m}^2} - \frac{0,4921 \text{ m}}{0,3988 \text{ m}^3} \right) - \frac{165,9 \text{ KNm}}{0,3988 \text{ m}^3} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\boxed{0,79 \text{ MPa} < -1,32 \text{ MPa} \checkmark}$$

Como la tensión admisible es de tracción (-) y la tensión producida por la fuerza de tesado es de compresión (+), verifica.

- **Tensión de compresión en el hormigón**

$$\sigma_{cs} = \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \cdot e}{w_i} - \frac{M_{min}}{w_i} = P_i \cdot \left(\frac{1}{A_g} + \frac{e}{w_i} \right) - \frac{M_{min}}{w_i}$$

$$\sigma_{cs} = 0,335 \text{ MN} \cdot \left(\frac{1}{0,4283 \text{ m}^2} + \frac{0,4921 \text{ m}}{0,4087 \text{ m}^3} \right) - \frac{165,9 \text{ KNm}}{0,4087 \text{ m}^3} = -0,78 \text{ MPa}$$

$$\boxed{-0,78 \text{ MPa} < -16,8 \text{ MPa} \checkmark}$$

Luego de las pérdidas ($t = \infty$):

Se debe realizar la verificación en el tiempo $t = \infty$, el cual considera que ya se han producido todas las pérdidas reológicas (fluencia, contracción y relajación).

- **Tensión de tracción en el hormigón para cargas permanentes**

$$\sigma_{ts} = \frac{Pe}{Ag} + \frac{Pe \cdot e}{wi} - \frac{M_{max}}{wi} = Pe \cdot \left(\frac{1}{Ag} + \frac{e}{wi} \right) - \frac{M_{max}}{wi}$$

$$\sigma_{ts} = 0,305 \text{ MN} \cdot \left(\frac{1}{0,4283 \text{ m}^2} + \frac{0,4921 \text{ m}}{0,4087 \text{ m}^3} \right) - \frac{1425,1 \text{ KNm}}{0,4087 \text{ m}^3} = -2,41 \text{ MPa}$$

$$\boxed{-2,41 \text{ MPa} < -4,14 \text{ MPa} \checkmark}$$

- **Tensión de compresión en el hormigón**

$$\sigma_{ci} = \frac{Pe}{Ag} - \frac{Pe \cdot e}{ws} + \frac{M_{max}}{ws} = Pe \cdot \left(\frac{1}{Ag} - \frac{e}{ws} \right) + \frac{M_{max}}{ws}$$

$$\sigma_{ci} = 0,305 \text{ MN} \cdot \left(\frac{1}{0,4283 \text{ m}^2} - \frac{0,4921 \text{ m}}{0,3988 \text{ m}^3} \right) + \frac{1425,1 \text{ KNm}}{0,3988 \text{ m}^3} = 3,91 \text{ MPa}$$

$$\boxed{3,91 \text{ MPa} < 15,75 \text{ MPa} \checkmark}$$

- **Tensión de tracción en el hormigón**

$$\sigma_{ts} = \frac{Pe}{Ag} + \frac{Pe \cdot e}{wi} - \frac{M_{max}}{wi} = Pe \cdot \left(\frac{1}{Ag} + \frac{e}{wi} \right) - \frac{M_{max}}{wi}$$

$$\sigma_{ts} = 0,305 \text{ MN} \cdot \left(\frac{1}{0,4283 \text{ m}^2} + \frac{0,4921 \text{ m}}{0,4087 \text{ m}^3} \right) - \frac{2133,3 \text{ KNm}}{0,4087 \text{ m}^3} = -4,14 \text{ MPa}$$

$$\boxed{-4,14 \text{ MPa} \leq -4,14 \text{ MPa} \checkmark}$$

- **Tensión de compresión en el hormigón**

$$\sigma_{ci} = \frac{Pe}{Ag} - \frac{Pe \cdot e}{ws} + \frac{M_{max}}{ws} = Pe \cdot \left(\frac{1}{Ag} - \frac{e}{ws} \right) + \frac{M_{max}}{ws}$$

$$\sigma_{ci} = 0,305 \text{ MN} \cdot \left(\frac{1}{0,4283 \text{ m}^2} - \frac{0,4921 \text{ m}}{0,3988 \text{ m}^3} \right) + \frac{2133,3 \text{ KNm}}{0,3988 \text{ m}^3} = 5,68 \text{ MPa}$$

$$\boxed{5,68 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \checkmark}$$

Tiempo	Sección	Fibra	Sigma T	Sigma C
t = 0	Centro	Superior	-0.79	-
		Inferior	-	0.78
	Transferencia	Superior	-0.46	-
		Inferior	-	1.09
t = ∞	Permanente	Superior	-	3.91
		Inferior	-2.41	-
	Total	Superior	-	5.68
		Inferior	-4.14	-

Tabla 6.12 – Resumen de tensiones existentes en el hormigón. Fuente: Autor.

6.11.7 Verificación de la resistencia a flexión

Se determina el momento resistente de diseño para elementos solicitados a flexión en base a los métodos de diseño por resistencia establecidos en el reglamento CIRSOC 201-2005. En los cálculos de resistencia, para el acero pretensado se debe utilizar el valor de f_{ps} en lugar de f_y . Dicha verificación se desarrolla a partir de las siguientes hipótesis:

- Deformación de rotura del hormigón 0,3%.
- Mantenimiento de secciones planas (Bernoulli).
- Resistencia del hormigón traccionado = 0
- Bloque de tensiones = $0,85 F'c$.
- La profundidad del bloque de corte se ubica en el ala superior.
- La viga se comporta como rectangular.

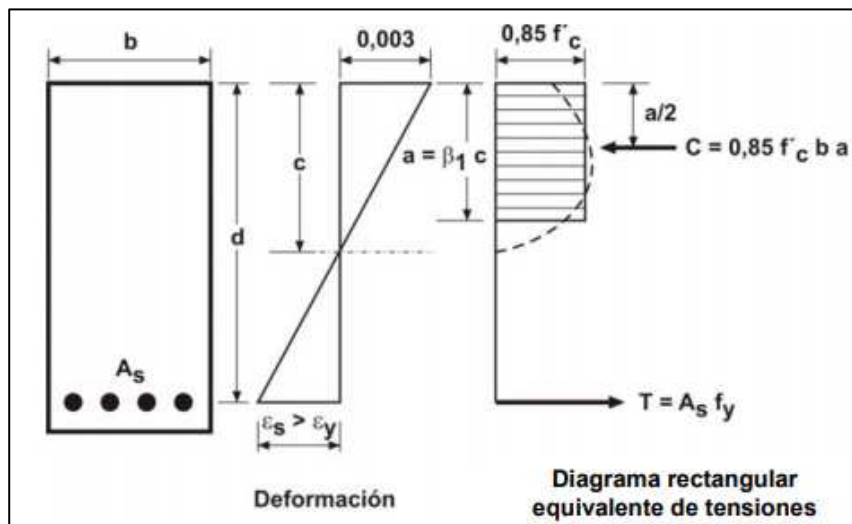


Figura 6.42 – Diagrama de tensiones últimas en el hormigón armado. Fuente: CIRSOC 201-2005.

Entonces, la tensión en el acero de pretensado nominal es:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left[\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot (\omega - \omega') \right] \right)$$

Donde:

- **fpu**: Tensión de la armadura tesa para el cálculo de la resistencia nominal = **1864 Mpa**
- **fps**: Tensión de tracción especificada para el acero de pretensado
- **fpv**: Tensión de fluencia especificada para el acero de pretensado = **1682 Mpa**
- γ_p = Factor que tiene en cuenta la forma del diagrama tensiones/deformaciones de los aceros (relajación normal, baja relajación, etc.) el cual está caracterizado por el cociente **Fpv/Fpu**.

Según el artículo 18.7.2 del CIRSOC 201 para alambres y cordones de baja relajación y una relación de $\frac{fpv}{fpu} \geq 0,9$ se obtiene $\gamma_p = 0,28$.

- **β_1** = Factor que relaciona la profundidad del eje neutro con la profundidad del bloque rectangular de tensiones utilizado para los cálculos de resistencia a flexión. Para un valor de tensión característica del hormigón mayor a 30 MPa se calcula con la siguiente expresión:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(f'c - 30\text{Mpa})}{7} = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(35\text{ Mpa} - 30\text{Mpa})}{7} = \mathbf{0,814}$$

- **b** = Ancho del borde comprimido de la sección = **0,55 m**
- **d** = Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura no tesa
Adoptando un recubrimiento de 3 cm $\rightarrow d = 1,3\text{ m} - 0,03\text{ m} = \mathbf{1,27\text{ m}}$
- **dp** = Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa

$$\mathbf{dp = y_{sup} + e = 0,66\text{ m} + 0,49\text{ m} = 1,15\text{ m}}$$

- **Aps** = sección de armadura tesa = **493,5 mm²**
- ρ_p = Cuantía de armadura tesa:

$$\rho_p = \frac{Aps}{(b \cdot dp)} = \frac{493,5\text{ mm}^2}{550\text{ mm} \cdot 1150\text{ mm}} = \mathbf{0,00078}$$

- ω = Cuantía mecánica de la armadura traccionada no tesa = $A_s \cdot f_y / (b \cdot d \cdot f'c)$
- ω' = Cuantía mecánica de la armadura comprimida no tesa = $A's \cdot f_y / (b \cdot d \cdot f'c)$
- ω_p = Cuantía mecánica de la armadura tesa = $\rho_p \cdot fps / f'c$

Éstas 3 últimos parámetros fueron despreciados, ya que se considera, en principio, que no se colocará armadura pasiva de flexión.

Teniendo en cuenta los valores adoptados, la tensión de la armadura tesa será:

$$\mathbf{fps = 1864\text{ Mpa} \cdot \left(1 - \frac{0,28}{0,814}\right) \cdot \left(0,00078 \cdot \frac{1864\text{ Mpa}}{35\text{ Mpa}}\right)}$$

$$\mathbf{fps = 1837,37\text{ Mpa}}$$

La condición de mayoración de cargas es:

$$M_u = 1,2 * M_d + 1,6 * M_l$$

Momento debido a cargas permanentes

$M_D = M_{\text{máx}}$ del ESTADO 2

$$M_D = 1425,1 \text{ KN.m}$$

Momento debido a la sobrecarga de uso

$M_L = (M_{\text{máx}}$ del ESTADO 3) – ($M_{\text{máx}}$ del ESTADO 2)

$$M_L = 708,2 \text{ KN.m}$$

Entonces, el esfuerzo requerido será:

$$M_u = 1,2 \cdot 1,425 \text{ MN.m} + 1,6 \cdot 0,708 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 2,84 \text{ MN.m}$$

Luego, se calcula el esfuerzo de tensión en el cable:

$$T = F_{ps} \cdot A_{ps} = 1837,37 \text{ Mpa} \cdot 493,5 \text{ mm}^2$$

$$T = 0,91 \text{ MN}$$

Se calcula la profundidad del eje neutro “c” y la profundidad del bloque de compresión “a”:

$$T = C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c$$

$$c = \frac{T}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1}$$

$$c = \frac{0,91 \text{ MN}}{0,85 \cdot 35 \text{ Mpa} \cdot 0,814 \cdot 0,55 \text{ m}}$$

$$c = 0,068 \text{ m}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,814 \cdot 0,068$$

$$a = 0,055 \text{ m}$$

$“a” = 0,055 \text{ m} \leq 0,20 \text{ m} = H_f \text{ (altura del ala comprimida) } \checkmark$

Por lo tanto, se cumple la hipótesis que expresa que la viga doble “T” debe tener un comportamiento igual al de una de sección rectangular. Luego, se calcula el momento nominal “Mn”:

$$Mn = T \cdot \left(dp - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 0,91 \text{ MN} \cdot \left(1,15 \text{ m} - \frac{0,055 \text{ m}}{2} \right) = \mathbf{1,02 \text{ MN} \cdot \text{m}}$$

Se deberá verificar la condición resistente:

$$Mu \leq \phi \cdot Mn$$

$$\phi \cdot Mn = 0,9 \cdot 1,02 \text{ MN} \cdot \text{m} = 0,92 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

2,84 MN.m > 0,92 MN.m X

Como no se verifica la condición, se deberá agregar armadura pasiva. Se adopta colocar inicialmente:

Armadura pasiva de flexión: 4 Ø 12 mm

Las mismas estarán ubicadas a una distancia desde la fibra más comprimida de 1,27 m, es decir, las barras tendrán un recubrimiento de **3 cm** como se adoptó en un principio. Luego, se determinan las tensiones de los cables y la armadura no tesa:

$$\mathbf{T' = T + T1}$$

Donde:

- **T1:** $A_s \cdot F_y \cdot n$ = Fuerza proporcionada por la armadura no tesa a colocar
- **As:** Área de una barra de armadura adicional a colocar.
- **Fy:** 420 Mpa (las barras a agregar no tesas, se suponen en fluencia en el momento de la rotura).
- **n** = número de barras a agregar.

Entonces:

$$T1 = 1,13 \text{ cm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa} \cdot 4 = 1898,4 \text{ KN} = \mathbf{1,90 \text{ MN}}$$

$$T' = T + T1 = 0,91 \text{ MN} + 1,90 \text{ MN} = \mathbf{2,81 \text{ MN}}$$

Se recalcula el valor de “a” con la nueva tensión obtenida:

$$a' = \frac{T'}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$a' = \frac{2,81 \text{ MN}}{0,85 \cdot 35 \text{ Mpa} \cdot 0,55 \text{ m}} = \mathbf{0,17 \text{ m}}$$

$$0,17\text{ m} < 0,20\text{ m} \quad \checkmark$$

Se determina el nuevo valor del momento nominal, ahora llamado “ Mn^* ”:

$$Mn^* = T \cdot \left(dp - \frac{a'}{2} \right) + T1 \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

$$Mn^* = 0,91\text{ MN} \cdot \left(1,15\text{ m} - \frac{0,17\text{ m}}{2} \right) + 1,90\text{ MN} \cdot \left(1,27\text{ m} - \frac{0,17\text{ m}}{2} \right)$$

$$Mn^* = 0,97\text{ MN} \cdot \text{m} + 2,25\text{ MN} \cdot \text{m} = 3,22\text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\emptyset \cdot Mn^* = 0,9 \cdot 3,22\text{ MN} \cdot \text{m} = 2,90\text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$2,84\text{ MN} \cdot \text{m} < 2,90\text{ MN} \cdot \text{m} \quad \checkmark$$

6.11.7.1 Verificación de la condición de sección controlada por tracción

Para que una sección esté controlada por tracción debe cumplirse que la deformación específica del acero traccionado sea mayor o igual a 0,5 %. Debe cumplirse que:

$$\epsilon_{ps} = 0,003 \cdot \frac{(dp - c)}{c} > 0,005$$

$$\epsilon_{ps} = 0,003 \cdot \frac{(1,15\text{ m} - 0,068\text{ m})}{0,068\text{ m}}$$

$$0,047 > 0,005 \quad \checkmark$$

6.11.7.2 Verificación de cuantía mínima

El reglamento CIRSOC 201-2005 en el artículo 18.8.2, indica que:

“La cantidad total de armadura tesa y no tesa debe ser la adecuada para desarrollar una carga mayorada igual, como mínimo, a 1,2 veces la carga de fisuración determinada en base al módulo de rotura, “ fr ” A pesar de que la prescripción del CIRSOC 201-2005 habla de “cargas” el párrafo puede leerse interpretando “cargas” por “momentos” por lo que resulta:

$$1,2 \cdot M_{cr} \leq \emptyset \cdot M_n$$

Donde:

- **M_{cr}** : Momento de fisuración calculado para las cargas que producen una tensión máxima de tracción igual a fr (resistencia a la tracción por flexión = $0,7 \cdot (f'c)^{1/2}$)

$$f_r = 0,7 \cdot f' c^{\frac{1}{2}} = 0,7 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} = 4,14 \text{ Mpa}$$

Al verificar las tensiones en el hormigón pudo observar que el pretensado efectivo producía en la fibra inferior una tensión total igual a:

$$\frac{Pe}{Ag} + \frac{Pe \cdot eo}{Winf} = 0,71 \text{ Mpa} + 0,36 \text{ Mpa} = 1,07 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto, el momento de fisuración deberá producir:

$$M_{cr} = 1,07 \text{ Mpa} \cdot Winf = 26,22 \text{ Mpa} \cdot 0,4087 \text{ m}^3 = 0,44 \text{ MN.m}$$

Por lo que:

$$1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot 0,44 \text{ MN.m} = 0,52 \text{ MN.m}$$

$0,52 \text{ MN.m} < 2,89 \text{ MN.m} \quad \checkmark$
--

6.11.8 Verificación de esfuerzo de corte

Las piezas sometidas a esfuerzos de corte deben verificar la condición resistente establecida en el reglamento CIRSOC 201 en los artículos 9.1.1 y 11.1.1

$$Vu \leq \Phi * Vn$$

Siendo:

- **Vu**: Resistencia requerida calculada para cargas mayoradas.
- **Vn**: Resistencia nominal de la sección.
- **Φ**: Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura = 0,75 (artículo 9.3.2.3)

La expresión genérica de resistencia nominal que da el CIRSOC 201-2005 es del tipo aditivo, es decir, que se obtiene como suma de las colaboraciones del hormigón y el acero:

$$Vu \leq \Phi * Vn = \Phi * [Vc + Vs]$$

Siendo:

- **Vc**: Resistencia al corte, aportada por el hormigón.
- **Vs**: Contribución de las armaduras (estribos y barras dobladas).
- **Vu**: esfuerzo de corte solicitante calculado para las cargas mayoradas, determinado a una distancia no menor que “h/2” del filo del apoyo según artículo 11.1.3.2 del CIRSOC 201-2005, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:
 - Que el apoyo sea directo, es decir, que la reacción de apoyo introduzca compresiones en la cara (generalmente inferior) del elemento.
 - Que las cargas se apliquen superiormente.
 - Que no existan fuerzas concentradas significativas a una distancia del filo del apoyo menor que “h/2”.

En caso de que no se cumpla alguna de las condiciones enunciadas, se debe dimensionar con el corte correspondiente al filo del apoyo.

6.11.8.1 Determinación de V_c

El reglamento CIRSOC 201-2005 en sus artículos **11.4.2** y **11.4.3**, brinda dos tipos de expresiones para evaluar “ V_c ”, simplificada y general. La siguiente expresión simplificada puede utilizarse siempre que la fuerza efectiva de pretensado sea mayor o igual que el 40% de la resistencia a tracción de la armadura de flexión (artículo **11.4.2**).

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5 \cdot V_u \cdot \frac{dp}{Mu} \right) * bw * d \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq \sqrt{f'_c} * bw * d / 6 \\ \leq 0,40 * \sqrt{f'_c} * bw * d \end{array} \right.$$

Donde:

- **bw**: ancho de alma.
- **d**: Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura no tesa.
- **f’c**: tensión característica del hormigón a compresión.
- **dp**: Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa
- **Mu**: Momento mayorado simultáneo con “ V_u ” en la sección analizada
- Para esta expresión, se debe considerar $(V_u * dp) / Mu \leq 1,00$.

El valor anterior de “ V_c ” presenta asimismo un valor tope cuando en un elemento pretensado la sección ubicada a una distancia “ $h/2$ ” de la cara del apoyo se encuentra más cerca del extremo del elemento que la longitud de transferencia del acero de pretensado (se trata de elementos pretensados por adherencia). En estos casos se debe considerar una reducción en la fuerza de pretensado para la determinación del valor “ V_{cw} ” que se utiliza como tope de “ V_c ” y cuyo cálculo se verá a continuación. (CIRSOC 201-2005, artículo **11.4.4**).

$$V_{cw} = 0,30 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * bw * dp + V_p$$

Donde:

- **f_{pc}** = Tensión de compresión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de la sección que resiste las cargas exteriores luego de ocurridas las pérdidas o bien a nivel de la unión entre el alma y el ala en aquellas secciones en que el centro de gravedad cae dentro de las alas.
- **V_p** = Componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado (sólo en aquellos casos en que el cable es poligonal o de trazado curvo). Por cuestiones de practicidad, se la consideró igual a 0.

6.11.8.2 Determinación de esfuerzos

Se debe obtener los diferentes valores de corte y momento para cargas permanentes y sobrecarga de uso en distintas secciones de la viga principal.

En nuestro caso, se dividió la viga en 10 secciones de 1,125 metros y además se tuvo en cuenta la sección de transición.

Datos	
d	1,27 m
dp	1,15 m
bw	0,18 m
Vp	-
Pe	0,305 MN
Ag1	0,715 m ²
Ag2	0,4283 m ²
fc	35 Mpa
Ø	0,75
n	2
Fpu	1864 Mpa
As	493,5 mm ²

Tabla 6.13 – Parámetros iniciales para la verificación a corte. Fuente: Autor.

Seguidamente se exhiben las reacciones y los diagramas de corte y momento, en primer lugar, para el estado con cargas permanentes y posteriormente los respectivos diagramas para el estado solicitado con las sobrecargas de uso.

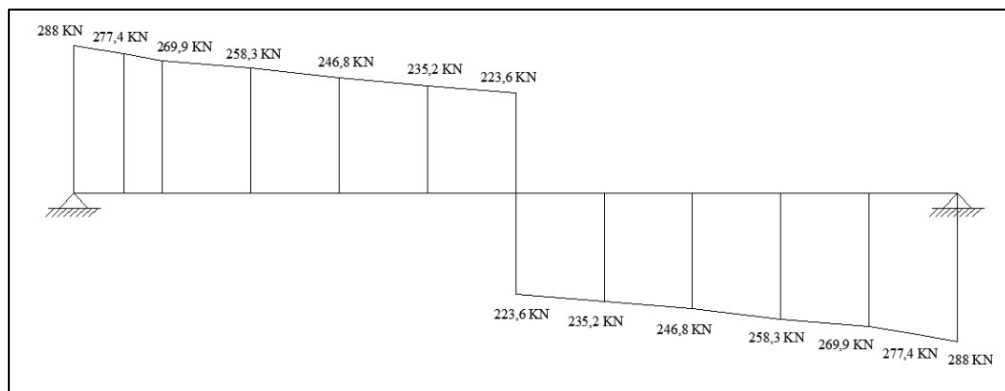


Figura 6.43 – Diagrama de corte para el estado con cargas permanentes. Fuente: Autor.

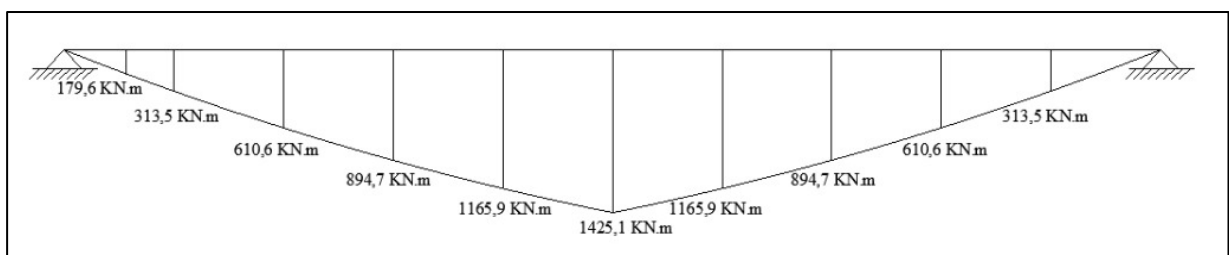


Figura 6.44 – Diagrama de flexión para el estado con cargas permanentes. Fuente: Autor.

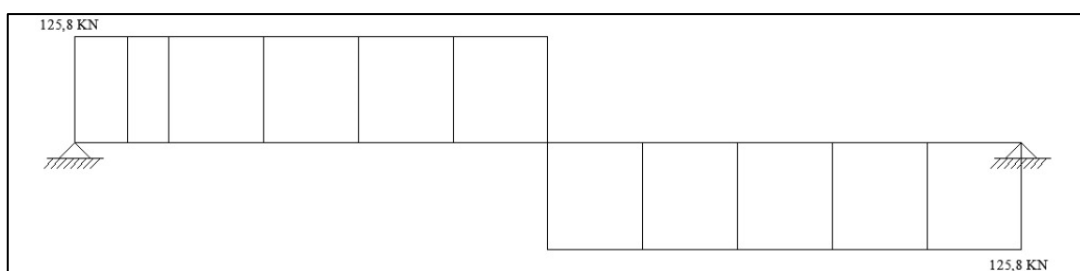


Figura 6.45 – Diagrama de corte para el estado con sobrecargas. Fuente: Autor.

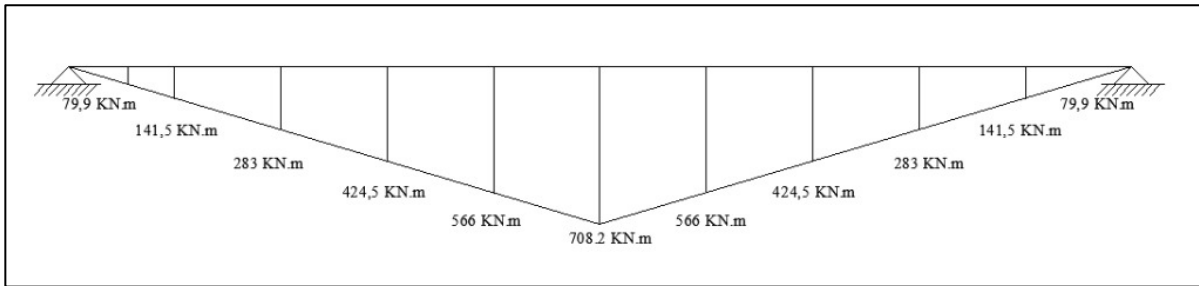


Figura 6.46 – Diagrama de flexión para el estado con sobrecargas. Fuente: Autor.

SECCION	X	V _d	V _L	M _d	M _L	V _u	M _u	V _u *d _p /M _u	Adoptado
	m	KN	KN	KN.m	KN.m	KN	KN.m		
50*db cordón	0.635	277.4	125.8	179.6	79.9	534.2	343.4	1.789	1.000
1	1.125	269.9	125.8	313.5	141.5	525.2	602.6	1.002	1.000
2	2.25	258.3	125.8	610.6	283	511.2	1185.5	0.496	0.496
3	3.375	246.8	125.8	894.7	424.5	497.4	1752.8	0.326	0.326
4	4.5	235.2	125.8	1165.9	566	483.5	2304.7	0.241	0.241
5	5.625	223.6	125.8	1425.1	708.2	469.6	2843.2	0.190	0.190
6	6.75	235.2	125.8	1165.9	566	483.5	2304.7	0.241	0.241
7	7.875	246.8	125.8	894.7	424.5	497.4	1752.8	0.326	0.326
8	9	258.3	125.8	610.6	283	511.2	1185.5	0.496	0.496
9	10.125	269.9	125.8	313.5	141.5	525.2	602.6	1.002	1.000

Tabla 6.14 – Esfuerzos de corte y momento en distintas secciones del elemento. Fuente: Autor.

6.11.8.3 Resistencia aportada por el hormigón

Para determinar la resistencia aportada por el hormigón, se utilizarán las 4 expresiones vistas anteriormente:

1. $V_c = \frac{f'c^{\frac{1}{2}}}{20} + 5 * V_u * \frac{d_p}{M_u} * b_w * d$ con $\frac{V_u * d_p}{M_u} \leq 1$
2. $\frac{f'c^{\frac{1}{2}}}{20} * b_w * d$
3. $0,40 * f'c^{\frac{1}{2}} * b_w * d$
4. $V_{cw} = 0,30 * (f'c^{\frac{1}{2}} + f_{pc}) * b_w * d + V_p$

El procedimiento es el siguiente. Se obtienen los valores de “V_c” para cada fórmula en cada una de las secciones. Las ecuaciones (2) y (3) actúan como limitantes. La ecuación (3) es el límite superior y la (2) es el inferior, por lo cual, la resistencia aportada por el hormigón no deberá ser mayor ni menor que la obtenida por esas fórmulas. Pueden darse 4 casos:

- Las resistencias por (1) y (4) pueden ser mayores a los límites, en ese caso, se adoptará el valor del límite superior.
- Las resistencias son de (1) y (4) son menores a las de (2) y (3). Si éstas se encuentran por debajo, se adoptará el límite menor.
- Si alguna se ubica entre los límites y la otra no, se adoptará automáticamente el valor entre los límites como resistencia del hormigón para la sección analizada.

- En caso de que ambas se encuentren dentro de los límites, la resistencia adoptada será la mayor de éstas.

Una vez determinado “**V_c**”, y calculando “**V_n**” a partir de “**V_u**”, se obtiene la cantidad necesaria de armadura transversal “**V_s**”. Para nuestro caso, se obtuvieron los siguientes resultados:

SECCION	V _c (1)	F _{pc}	V _{cw} (4)	V _c (3)	V _c (2)	V _c adoptado	V _n = V _u /Ø	V _s = V _n - V _c
	KN	Mpa	KN	KN	KN	KN	KN	KN
50*db cordón	1210.6	0.4	393.9	541.0	225.4	393.9	712.2	318.3
1	1213.2	0.7	411.6	541.0	225.4	411.6	700.2	288.6
2	634.5	0.7	411.6	541.0	225.4	411.6	681.7	270.1
3	440.6	0.7	411.6	541.0	225.4	440.6	663.3	222.6
4	343.4	0.7	411.6	541.0	225.4	411.6	644.7	233.1
5	284.7	0.7	411.6	541.0	225.4	411.6	626.1	214.5
6	343.4	0.7	411.6	541.0	225.4	411.6	644.7	233.1
7	440.6	0.7	411.6	541.0	225.4	440.6	663.3	222.6
8	634.5	0.7	411.6	541.0	225.4	411.6	681.7	270.1
9	1213.2	0.7	411.6	541.0	225.4	411.6	700.2	288.6

Tabla 6.15 – Esfuerzo de corte requerido a cubrir con armadura transversal. Fuente: Autor.

Como se puede observar, será necesario colocar armadura transversal para resistir los esfuerzos de corte. Por lo tanto, se calculará la armadura necesaria a partir del valor máximo de corte, en este caso el existente en la sección de transición.

6.11.8.4 Determinación de V_s

La evaluación de “**V_s**” se hace directamente a partir del equilibrio de una fisura supuesta a 45°. Aun cuando, debido a las situaciones particulares ya descritas, se deba dimensionar con el valor del corte en el filo del apoyo, el equilibrio de la fisura a 45° puede ser planteado de igual manera ya que la rotura en cualquier caso se producirá a partir de una fisura inclinada. El criterio de colaboración es simple: las armaduras que contribuyen al equilibrio son todas aquellas que cosen a la fisura en estudio, con la salvedad de que en las barras dobladas solamente se consideran efectivos las 3/4 partes centrales del tramo inclinado (CIRSOC 201-2005 artículo **11.5.7.7**). Finalmente “**V_s**” puede escribirse como:

$$V_s = V_s(\text{estribos verticales}) + V_s(\text{barras dobladas})$$

En nuestro caso, sólo se considera que se colocarán estribos verticales, por lo tanto:

$$V_s = V_s(\text{estribos verticales})$$

$$V_s = \frac{n * A_v * d * f_{yt}}{s}$$

Donde:

- **V_s**: para nuestro caso es igual a **318,34 KN**
- **d**: Altura útil de la sección = **1,27 m**
- **s**: Separación entre planos de estribado, medida sobre el eje de la pieza.

- **f_{yt}** : Tensión de fluencia especificada para el acero de los estribos = **420 Mpa**
- **A_v** : Área de acero contenida en un plano de estribado = $n \cdot A_{1v}$
- **n** : Número de ramas. Se adoptarán 2 ramas.
- **A_{1v}** : Área de una de las ramas de estribo contenida en el plano de estribado.

Teniendo en cuenta los parámetros definidos en la determinación de la resistencia aportada por el hormigón, se procede al cálculo de la armadura transversal.

$$V_s = \frac{n \cdot A_v \cdot d \cdot f_{yt}}{s}$$

Se despeja la cantidad necesaria de armadura por metro lineal: **A_v/s**

$$318,34 \text{ KN} = \frac{2 \cdot A_v \cdot 1,27 \text{ m} \cdot 420 \text{ Mpa}}{s}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{318,34 \text{ KN}}{2 \cdot 1,27 \text{ m} \cdot 420 \text{ Mpa}} = 298,41 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Si se adoptan barras de 6 mm en 2 ramas con una separación de 15 cm, se tiene una cuantía de:

$$A_e = \frac{2 \cdot (\pi \cdot (6\text{mm})^2) / 4}{0,15\text{m}} = 376,99 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$376,99 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} > 298,41 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \checkmark$$

6.11.8.5 Verificación de armadura mínima

El reglamento CIRSOC 201 en sus artículos **11.5.6.3** y **11.5.6.4**, establece un área mínima de estribos dada por el **menor valor** entre (A) y (B):

$$\left(\begin{array}{l} \text{Si } f'c < 30 \text{ MPa} \rightarrow \frac{A_v}{s} \geq 0,33 \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \\ \text{Si } f'c \geq 30 \text{ MPa} \rightarrow \frac{A_v}{s} \geq \frac{1}{16} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \end{array} \right) \quad \text{(A)}$$

$$\left(\frac{A_v}{s} = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{80 \cdot f_{yt} \cdot d} \cdot \sqrt{\frac{d}{b_w}} \right) \quad \text{(B)}$$

Donde:

- **bw:** 0,18 m.
- **fyt:** 420 Mpa.
- **F’c:** 35 Mpa.
- **d:** 1,27 m.

Ecuación (A)

Como se tiene $f'c > 30$ Mpa, se utiliza la siguiente expresión:

$$\frac{Av}{s} = \frac{1}{16} * f'c^{\frac{1}{2}} * \frac{bw}{fpy} = \frac{1}{16} * (35 \text{ Mpa})^{\frac{1}{2}} * \frac{0,18m}{420 \text{ Mpa}} = 158,47 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Ecuación (B)

$$\frac{Av}{s} = \frac{Aps * fpu}{80 * fyt * d} * \left(\frac{d}{bw}\right)^{\frac{1}{2}} = \frac{493,5\text{mm}^2 * 1864 \text{ Mpa}}{80 * 420 \text{ Mpa} * 1,27m} * \left(\frac{1270\text{mm}}{180\text{mm}}\right)^{\frac{1}{2}} = 57,26 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Por lo tanto:

$$376,99 \frac{\text{mm}^2}{m} > 57,26 \frac{\text{mm}^2}{m} \quad \checkmark$$

6.11.8.6 Separación máxima para estribos normales al eje del elemento

Atendiendo a la presencia y separación de las armaduras de alma, el reglamento CIRSOC 201-2005 indica que la separación máxima viene dada por:

$$\begin{aligned} \text{Si: } Vs \leq \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d & \quad s \leq \begin{cases} \frac{3}{4} \cdot h \\ 400 \text{ mm} \end{cases} \\ \text{Si: } Vs > \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d & \quad s \leq \begin{cases} \frac{3}{8} \cdot h \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \end{aligned}$$

Donde:

- **Vs:** 318,34 KN.
- **F’c:** 35 Mpa.
- **h:** altura del elemento.
- **bw:** 0,18 m.
- **d:** 1,27 m.

Entonces se tiene:

$$\frac{1}{3} * (35 \text{ Mpa})^{\frac{1}{2}} \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 1,27 \text{ m} = 450,80 \text{ KN}$$

$$V_s = 318,34 \text{ KN} < 450,80 \text{ KN}$$

Por lo tanto, la separación máxima es la menor entre:

$$\frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 1,30 \text{ m} = 97,5 \text{ cm}$$

$$400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

Como se adoptó una separación de **15 cm**, se verifica la condición de separación máxima.

6.11.8.7 Fisuración del Alma

El reglamento CIRSOC 201 no especifica una verificación directa de la fisuración del alma por efecto del corte ni de la resistencia de las bielas comprimidas, pero sí existe una verificación indirecta a través de la limitación al aporte de la armadura total al “**Vn**” de la fisura. Según Reglamento CIRSOC 201-2005, artículo **11.5.7.9**, debe cumplirse:

$$V_s < \frac{2}{3} \cdot f'c^{\frac{1}{2}} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

- **V_s**: 318,34 KN.
- **F’c**: 35 Mpa.
- **b_w**: 0,18 m.
- **d**: 1,27 m.

$$318,34 \text{ KN} < \frac{2}{3} \cdot (35 \text{ MPa})^{\frac{1}{2}} \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 1,27 \text{ m}$$

318,34 KN < 901,61 KN ✓

6.11.9 Resumen de armado

El armado resultante de la viga pretensada se detalla en la siguiente tabla:

Resumen de armado en viga pretensada		
Armadura activa	5 cordones de 12,7 mm ²	493,5 mm²
Armadura pasiva de flexión	4 barras de 12 mm	452 mm²
Armadura pasiva de corte	2 ramas de 6 mm cada 15 cm	376,9 mm²/mm

Tabla 6.16 – Tabla resumen de armado en viga pretensada. Fuente: Autor.

6.12 Ménsulas cortas

Tanto las vigas superiores como las vigas “U” de la cubierta consisten en vigas simplemente apoyadas, para las cuales se deben disponer ménsulas de apoyo.

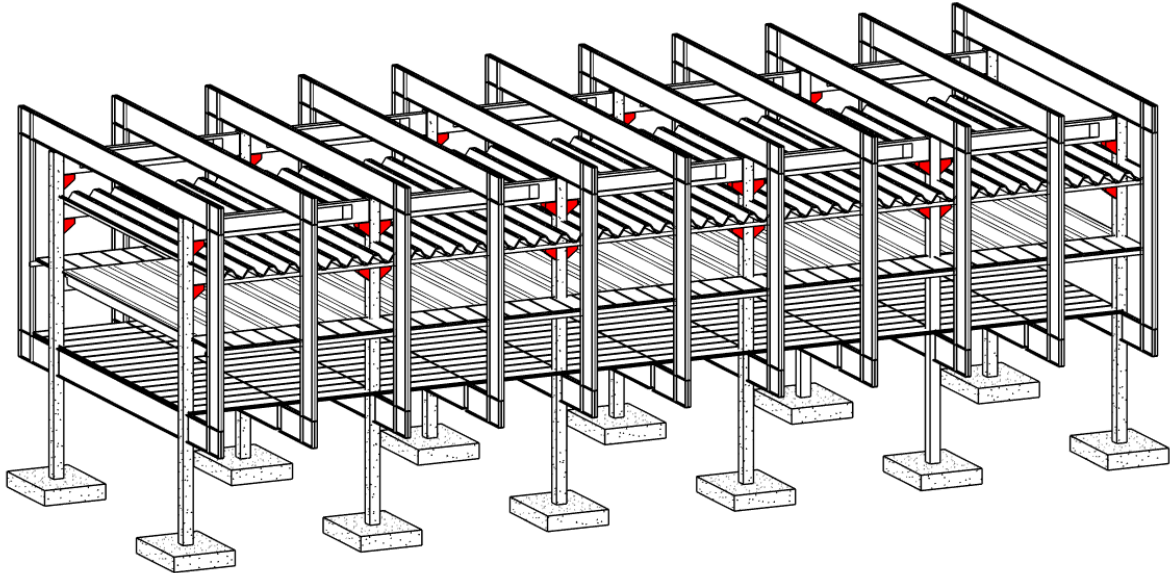


Figura 6.47 – Ubicación de las ménsulas cortas. Fuente: Autor.

6.12.1 Disposiciones especiales para ménsulas cortas

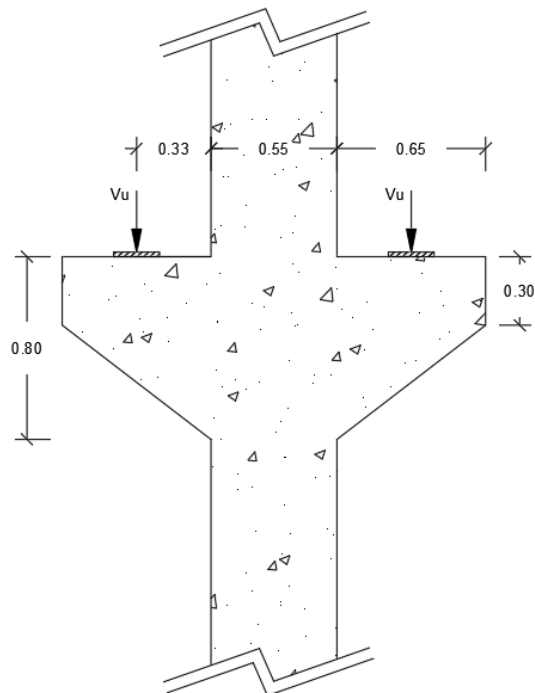
Según establece el artículo 11.9.1 del CIRSOC 201-2005, las ménsulas cortas deben cumplir las siguientes características.

- $\frac{a_v}{d} \leq 1$
- La altura en el borde exterior del área de apoyo debe ser igual o mayor que $1/2D$.
- La fuerza de tracción horizontal $N_{uc} \leq V_u$

6.12.2 Diseño geométrico

Se proponen las dimensiones de la ménsula:

- $b = 0,55 \text{ m}$
- $h = 0,8 \text{ m}$
- $h_1 = 0,3 \text{ m}$
- $l = 0,65 \text{ m}$
- Recubrimiento = 2 cm
- $d = 0,78 \text{ m}$



La Tabla 7.7.1 del reglamento CIRSOC 201-2005 establece los recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado) para clases de exposición A1 y A2. Particularmente, se consideró la condición para hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo de columnas, adoptándose el valor mínimo, **2 centímetros**.

6.12.3 Verificaciones geométricas

Con los datos de las dimensiones de la ménsula, se calculan las condiciones previamente mencionadas.

- $\frac{a_v}{d} \leq 1$ $\frac{0,3 \text{ m}}{0,78 \text{ m}} = 0,39 < 1$
- $\frac{y}{d} \geq \frac{1}{2}$ $\frac{0,49 \text{ m}}{0,78 \text{ m}} = 0,63 \geq \frac{1}{2}$
- $d \geq \frac{V_n}{0,20 * f'c * b}$ $0,78 \text{ m} \geq \frac{0,7298 \text{ MN}}{0,20 * 25 \text{ MPa} * 0,55 \text{ m}} = 0,19 \text{ m}$

6.12.4 Procedimiento de diseño

El esfuerzo de corte último actuante en la ménsula, V_u , se obtuvo a partir de la mayoración de los esfuerzos de corte obtenidos del análisis de la viga pretensada.

$$V_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$V_u = 1,2 * 288,4 \text{ KN} + 1,6 * 125,8 \text{ KN} = 547,36 \text{ KN}$$

La resistencia al corte nominal, V_n , considerando un factor $\phi = 0,75$, resulta:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_n = \frac{547,36 \text{ KN}}{0,75} = 729,81 \text{ KN}$$

La resistencia al corte, “ V_n ”, según el artículo 11.7.5 para hormigones de densidad normal:

$$V_n \leq \begin{cases} 0,20 * f'c * b * d \\ 5,50 * b * d \end{cases}$$

$$V_n \leq \begin{cases} 0,20 * 25 \text{ MPa} * 0,55 \text{ m} * 0,78 \text{ m} \\ 5,50 * 0,55 \text{ m} * 0,78 \text{ m} \end{cases}$$

$$0,730 \text{ MN} \leq \begin{cases} 2,145 \text{ MN} \\ 2,360 \text{ MN} \end{cases} \rightarrow \text{Verifica}$$

6.12.5 Cálculo de la placa de apoyo

Se adopta una placa de apoyo de neopreno de dimensiones 0,20 m x 0,30 m ubicada en el centro de la ménsula, y se debe verificar:

$$l \geq \frac{V_u}{0,85 * f'c * b * \phi}$$

Dónde l y b , son las dimensiones de la placa de apoyo.

$$l \geq \frac{0,547 \text{ MN}}{0,85 * 25 \text{ MPa} * 0,30 \text{ m} * 0,65} = 0,13 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

6.12.6 Cálculo de armaduras

Las ménsulas cortas deben disponer de armadura para las resistir los esfuerzos a los que se encuentra sometida.

6.12.6.1 Armadura de corte por fricción “ A_{vf} ”

La armadura requerida de corte por fricción “ A_{vf} ” viene dada por la siguiente relación:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi * f_y * \mu}$$

Dónde el coeficiente de fricción, μ , se estima 1,4 para hormigón de densidad normal, colocado monolíticamente, según Tabla **11.7.4.3**:

$$A_{vf} = \frac{0,547 \text{ MN}}{0,75 * 420 \text{ MPa} * 1,4} = \mathbf{12,40 \text{ cm}^2}$$

6.12.6.2 Armadura de flexión “ A_f ”

La armadura requerida por flexión “ A_f ” viene dada por la siguiente relación:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi * f_y * z}$$

El momento último actuante se obtiene de la expresión:

$$M_u = V_u * a_v$$

Dónde, “ a_v ” es la distancia entre el borde de la columna y la aplicación de la carga, suponiendo el centro de aplicación de la carga concentrada en el centro del apoyo de neopreno.

$$M_u = 0,547 \text{ MN} * 0,30 \text{ m} = 0,164 \text{ MNm}$$

$$z = 0,9 * d$$

$$z = 0,9 * 0,78 \text{ m} = 0,702 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{0,164 \text{ MNm}}{0,75 * 420 \text{ MPa} * 0,702 \text{ m}} = 7,42 \text{ cm}^2$$

El área de la armadura principal de tracción, A_{sc} , debe ser igual al mayor valor obtenido de las siguientes expresiones.

$$A_{sc} = \begin{cases} A_f + A_n \\ \frac{2}{3} A_{vf} + A_n \end{cases}$$

$$A_{sc} = \begin{cases} 7,42 \text{ cm}^2 \\ 8,27 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Se adoptan 10 barras de ϕ 12 (11,31 cm²).

En forma paralela a A_{sc} , se deben colocar estribos cerrados distribuidos en forma uniforme dentro de los $\frac{2}{3} d$, con un área total que cumpla:

$$A_h \geq 0,5 (A_{sc} - A_n)$$

$$A_h \geq 0,5 * 8,27 \text{ cm}^2 = 4,135 \text{ cm}^2$$

Se proponen 8 estribos cerrados de ϕ 6 milímetros (4,52 cm²).

6.12.7 Cuantía mínima

La armadura mínima de anclaje de estribos se calcula con la siguiente expresión:

$$A'_s = 0,002 * b * h_1$$

$$A'_s = 0,002 * 55 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 3,3 \text{ cm}^2$$

Se propone la continuación de la armadura principal como barras de anclaje, con lo que se obtiene un área igual a 11,31 cm², y se cumple la verificación.

Posteriormente se verifica la cuantía mínima de la armadura total mediante el empleo de la siguiente ecuación:

$$\rho_{min} \geq 0,04 * \frac{f'c}{f_y}$$

$$\rho_{min} \geq 0,04 * \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 0,0024$$

Mientras que la cuantía real propuesta es:

$$\rho = \frac{A_{sc}}{b * d} = \frac{11,31 \text{ cm}^2}{55 \text{ cm} * 78 \text{ cm}} = 0,0026$$

$$0,0026 > 0,0024 \checkmark$$

6.13 Dimensionado de las columnas de H°A°

Las columnas serán de hormigón armado colado in situ que transmitirán las cargas a la cimentación. Se considera en el cálculo la disminución de área de hormigón por la presencia del caño central de desagüe pluvial, como se determinó en el diseño de la cubierta.

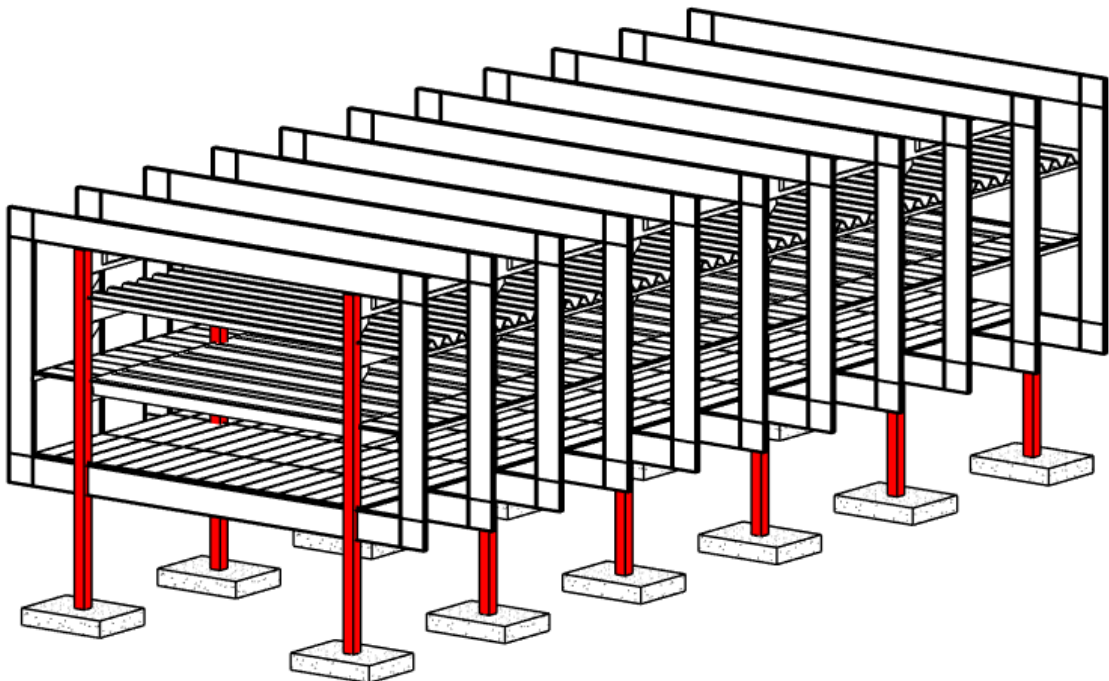


Figura 6.48 – Ubicación de las columnas de hormigón armado. Fuente: Autor.

6.13.1 Verificación de columnas a compresión pura

Para el **pre dimensionado** de las columnas, se consideran las áreas de influencia que cargan a las mismas, correspondiente a cada piso. Las cargas últimas “**Pu**” se calculan por piso teniendo en cuenta un peso aproximado de la columna del 5% de la carga mayorada, y considerando que a medida que se desciende de nivel, se adicionan las cargas que llegan de los pisos superiores.

6.13.1.1 Cargas actuantes en cada piso

Se deben determinar las cargas que actúan progresivamente a medida que la columna recorre la altura completa del edificio, pasando por la planta baja, primer piso, segundo piso, cubierta y finalmente las vigas superiores.

6.13.1.1.1 Cubierta

Se consideran las cargas actuantes en el área de influencia provenientes del peso propio del panel Ypsilon, las vigas U80 y la sobrecarga de uso establecida para cubiertas, el peso propio de las vigas pretensadas que correspondan, como así también las reacciones de ambos marcos debido a la carga muerta y sus respectivas sobrecargas de uso

1. Peso de panel de cubierta Ypsilon: 1,85 KN/m.
2. Peso de la viga U80: 4,6 KN/m.
3. Sobrecarga específica de cubierta: 1,0 KN/m².
4. Reacción de la carga muerta del marco apoyado: 69,17 KN.
5. Reacción de la carga muerta del marco colgado: 449,69 KN.
6. Reacción de la sobrecarga de uso del marco apoyado: 33,54 KN.
7. Reacción de la sobrecarga de uso del marco colgado: 251,79 KN.
8. Reacción del peso propio de las vigas pretensadas concurrentes: 102,6 KN.

- Cargas permanentes "D"

$$D = 1,85 \frac{KN}{m} * \left(\frac{11,25 m * 11,25 m}{1,25m} \right) + 4,6 \frac{KN}{m} * 11,25 m + 621,46 KN = \mathbf{907,35KN}$$

- Sobrecarga de uso "L" = sobrecarga específica * area de influencia

$$L = 1,0 \frac{KN}{m^2} * (11,25 m + 11,25 m) + 285,33 KN = \mathbf{411,89 KN}$$

Luego, se mayoran las cargas según CIRSOC 201-2005.

- $qu = 1,2 D + 1,6 L$

$$qu = 1,2 * 907,35 KN + 1,6 * 411,89 KN = \mathbf{1747,84 KN}$$

Finalmente, se le adiciona un 5% considerando el peso propio de la columna.

$$Pu = 1747,84 KN * 1,05 = \mathbf{1835,24 KN}$$

6.13.1.1.2 Sobre 1° Piso

Únicamente actúan las cargas en el área de influencia, siendo estas:

1. Losetas ASTORI A-16 T1 sin capa de compresión: 2,4 KN/m².
2. Vigas ASTORI TT-80: 3,22 KN/m².
3. Capa de compresión de H°A°: 1,2 KN/m².
4. Carpeta de nivelación (1900 kg/m³): 0,38 KN/m².

5. Cerramiento de panel cementicio: 0,02 KN/m².
6. Revestimiento de porcelanato: 0,3 KN/m².
7. Cielorraso suspendido: 0,036 KN/m².
8. Reacción del peso propio de los perfiles armados 400mm x 700mm: 30,15 KN
9. Sobrecarga de uso en aulas: 3,0 KN/m².

- *Cargas permanentes "D"*:

$$D = 7,556 \frac{KN}{m^2} * (11,25 m * 11,25 m) + 30,15 KN = \mathbf{986,46 KN}$$

- *Sobrecarga de uso "L"*:

$$L = 3,0 \frac{KN}{m^2} * (11,25 m + 11,25 m) = \mathbf{379,69 KN}$$

Se mayoran las cargas según CIRSOC 201-2005.

- $qu = 1,2 D + 1,6 L$

$$qu = 1,2 * 986,46 KN + 1,6 * 379,69 KN = \mathbf{1791,26 KN}$$

Finalmente, se le adiciona un 5% considerando el peso propio de la columna y la carga ultima proveniente del piso superior.

$$Pu = 1791,26 KN * 1,05 + 1835,24 KN = \mathbf{3716,06 KN}$$

6.13.1.1.3 Planta Baja

Como el peso de los elementos existentes en el piso, como así también la sobrecarga, se han tenido en cuenta en el cálculo del maco, se utiliza la reacción de la carga muerta y sobrecarga de uso del mismo.

1. Reacción de la carga muerta del marco apoyado: 347,54 KN
2. Reacción de la sobrecarga de uso del marco apoyado: 217,28 KN

- *Cargas permanentes "D"*:

$$D = \mathbf{347,54 KN}$$

- *Sobrecarga de uso "L"*:

$$L = \mathbf{217,28 KN}$$

Se mayoran las cargas según CIRSOC 201-2005.

- $qu = 1,2 D + 1,6 L$

$$qu = 1,2 * 347,54 \text{ KN} + 1,6 * 217,28 \text{ KN} = 764,70 \text{ KN}$$

Finalmente, se le adiciona un 5% considerando el peso propio de la columna y la carga ultima proveniente del piso superior.

$$Pu = 764,70 * 1,05 + 3716,06 \text{ KN} = 4518,99 \text{ KN}$$

Las cargas nominales “Pn” se obtienen de mayorar las cargas ultimas “Pu”, utilizando un coeficiente ϕ igual a 0,65, según CIRSOC 201-2005 para secciones bajo esfuerzos de flexión compuesta controladas por compresión armadas con estribos. A continuación, se presenta una tabla resumen con los resultados obtenidos:

Nivel	D (KN)	L (KN)	Pu (KN)	Pn (KN)
S/2P	907,35	411,89	1835,24	2823,44
S/1P	986,46	379,69	3716,06	5717,01
PB	347,54	217,28	4518,99	6952,29

Tabla 6.17 – Cargas solicitantes en cada nivel sobre columna. Fuente: Autor.

6.13.1.2 Cálculo del área bruta de hormigón

Se pre dimensionan las secciones de la columna despejando el área bruta de hormigón, A_g , de la siguiente ecuación

$$P_n = 0,8 [0,85 f'_c A_g + f_y (\mu A_g)]$$

Dónde

- f'_c : tensión característica del hormigón = 25 MPa.
- μ : cuantía geométrica mínima = 0,01.
- **0,8**: coeficiente de minoración ante excentricidades constructivas no previstas.
- f_y : tensión característica del acero = 420 MPa.

Calculada el área de hormigón necesaria para cada piso, se le adiciona el área del caño de desagüe pluvial determinado en el apartado **5.10.8** de instalaciones pluviales.

Se propone una sección mayor al área solicitada que contemple dimensiones coherentes a la hora de realizarlas en obra. Deduciendo nuevamente la dimensión del caño se obtendrá el valor final de hormigón aportante a la compresión.

Nivel	Pn (N)	A_g (cm ²)	A_t (cm ²)	Adoptado	$A_{t,real}$ (m ²)	$A_{g,real}$ (m ²)
S/2P	28234,4	1.398,44	1.476,97	55x55	0,30	0,29
S/1P	5717,01	2.831,60	2.910,14	55x55	0,30	0,29
PB	6952,29	3.443,43	3.521,97	60x60	0,40	0,39

Tabla 6.18 – Sección transversal de columna adoptada. Fuente: Autor.

Se recalcula la resistencia requerida por las cargas mayoradas “Pu” y la resistencia nominal “Pn” con el peso real de las columnas, verificando que:

$$P_n \geq \frac{Pu}{\phi}$$

Donde:

- ϕ : coeficiente de minoración de resistencia = 0,65

Nivel	Pu (KN)	Pu/ ϕ
S/2P	1787,73	2750,35
S/1P	3612,93	5558,35
PB	4429,60	6814,77

Tabla 6.19 – Resistencia requerida en columnas. Fuente: Autor.

Luego se procede al cálculo de la armadura longitudinal y los estribos como:

- **Armadura principal:**

$$A_{st} \geq \rho_g * A_g$$

Considerando una cuantía de 0,01.

- **Estribos:**

Los diámetros mínimos de los estribos se obtienen a partir del diámetro de las armaduras longitudinales.

- Si la barra longitudinal es menor o igual a 16 mm, los estribos mínimos serán de 6mm.
- Si $16\text{mm} < d_b < 25\text{mm}$ entonces $d_{be} = 8\text{mm}$.

La separación de estribos “s” será la menor entre:

- $s \leq 12$ diámetros de la armadura longitudinal
- $s \leq 48$ diámetros de la armadura de estribos

Ast	Armadura	Estribos
29,46	10 ϕ 20	ϕ 8 c/24
29,46	10 ϕ 20	ϕ 8 c/24
35,21	12 ϕ 20	ϕ 8 c/24

Tabla 6.20 – Armado de columnas. Fuente: Autor.

6.13.2 Cálculo de columnas a flexión recta

Se realiza la comprobación de flexo-compresión recta para considerar los efectos producidos por la fuerza de viento sobre la estructura.

Esta carga está referida al artículo 1.4.1 del CIRSOC 102-2005 que enuncia que toda edificación debe ser calculada con una fuerza mínima de $0,5 \text{ KN/m}^2$ multiplicada por el área de influencia actuante en un plano vertical normal a la dirección supuesta para el viento.

Se considera un esquema estructural en el que los forjados, al ser elementos prefabricados y simplemente apoyados, no aportan rigidez al nudo. Por lo tanto, se materializan rotulas en el extremo de cada viga. En el extremo de la columna superior se considera un empotramiento producto del anclaje de las vigas metálicas con estas, mientras que, en el nodo al pie de la columna inferior, se considera una articulación.

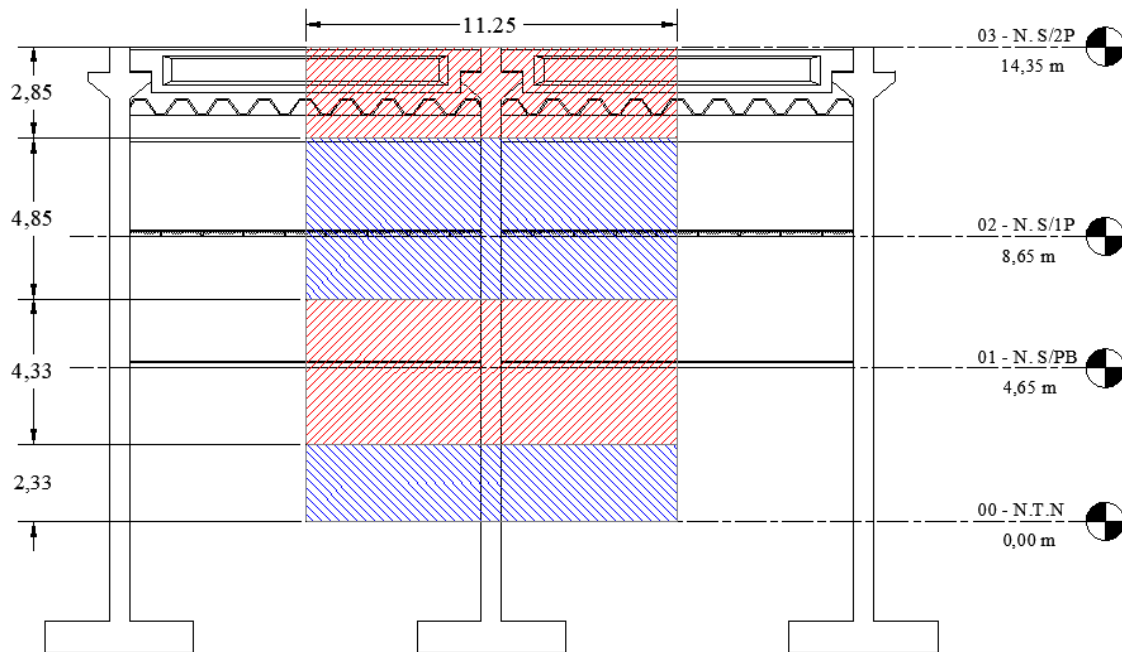


Figura 6.49 – Área de influencia para cada piso ante cargas de viento. Fuente: Autor.

La fuerza resultante obtenida de la presión mínima de viento se aplica a nivel de losa considerando el área de influencia representado en la Figura 6.49. A partir de este esquema de cálculo se consigue el momento actuante al pie y cabeza de la columna.

Nivel	Altura del piso (m)	Área de influencia (m ²)	Fuerza mínima (KN)	Mu inferior (KNm)	Mu superior (KNm)
N. S/2P	5,70	32,06	16,03	-	-
N. S/1P	4,00	54,56	27,28	390,08	463,20
N. S/PB	4,65	48,66	24,33	251,	390,08
N.T.N	0,00	26,16	13,08	0	251,52

Tabla 6.21 – Esfuerzos flectores en extremos de columnas. Fuente: Autor.

Para el cálculo referente a flexo-compresión recta se utiliza el mayor momento mayorado, mediante un factor de 1,6, entre ambos extremos de la columna y la carga última hallada anteriormente. Con dichos valores se determinan las resistencias “m” y “n” en función de las características de la sección:

- Sección rectangular.
- Disposición de armadura uniformemente distribuida.
- Resistencia característica del hormigón de 25 MPa.
- Tensión de fluencia de 420 MPa para las barras longitudinales.
- Relación entre la altura útil y la altura total = 0,9.

$$n = \frac{P_u}{b h}$$

$$m = \frac{M_u}{b h^2}$$

A sí mismo, se calcula el momento mínimo producto de una excentricidad interna dada por la incertidumbre de la construcción en obra. El mismo debe utilizarse, en caso de superar el momento último obtenido por la carga de viento, para la obtención del valor de “m”. Se calcula como:

$$M_{2,\min} = P_u (0.015 + 0.03h)$$

Nivel	b	h	Pu	n	Mu	M _{min}	m
	(m)	(m)	(KN)		(KNm)	(KNm)	
S/2P	0,55	0,55	1796,21	6,10	463,20	56,58	2,86
S/1P	0,55	0,55	3621,41	12,29	390,08	114,07	2,41
PB	0,60	0,60	4433,27	12,59	251,52	146,30	1,19

Tabla 6.22 – Cálculo de parámetros “n” y “m”. Fuente: Autor.

Ingresando al diagrama de interacción de resistencias se obtiene la cuantía necesaria para soportar los esfuerzos solicitantes de compresión y flexión.

Nivel	ρ	A _{st}	Armadura	Estribos	Pn	Pu/Ø
	(m)	(cm ²)			(KN)	(KN)
S/2P	0,02	58,93	20 Ø 20	Ø 8 c/24	6888,82	2763,40
S/1P	0,02	58,93	20 Ø 20	Ø 8 c/24	6888,82	5571,40
PB	0,01	35,21	12 Ø 20	Ø 8 c/24	7109,83	6820,41

Tabla 6.23 – Resumen de armado y resistencias iniciales de columnas. Fuente: Autor.

Con fines económicos y constructivos se decide aumentar la sección de hormigón, que se ve reflejado en una disminución del área de armadura necesaria y uniformidad en las dimensiones de las columnas en todos los pisos. Se recalcula la carga última producto del aumento de la sección y del factor de resistencia n dependiente de este, considerando una sección de **60x60**.

Nivel	b	h	Pu	n	Mu	M _{min}	m
	(m)	(m)	(KN)		(KNm)	(KNm)	
S/2P	0,6	0,6	1805,65	5,13	463,20	59,59	2,19
S/1P	0,6	0,6	3637,48	10,33	390,08	120,04	1,85
PB	0,6	0,6	4449,33	12,63	251,52	146,83	1,19

Tabla 6.24 – Valores definitivos de “n” y “m”. Fuente: Autor.

Nivel	ρ	A _{st}	Armadura	Estribos	Pn	Pu/Ø
	(m)	(cm ²)			(KN)	(KN)
S/2P	0,01	35,21	12 Ø 20	Ø 8 c/24	7109,83	2777,93
S/1P	0,01	35,21	12 Ø 20	Ø 8 c/24	7109,83	5596,12
PB	0,01	35,21	12 Ø 20	Ø 8 c/24	7109,83	6845,12

Tabla 6.25 – Armado y resistencias definitivas. Fuente: Autor.

6.13.3 Cálculo de columnas a pandeo

En el análisis de columnas cortas se considera que su resistencia es controlada totalmente por la resistencia de los materiales y la geometría de la sección transversal, pero debe analizarse la posibilidad de que la columna sea esbelta. En ese caso, su resistencia se ve reducida por las deflexiones laterales, donde la carga axial aumenta hasta un valor denominado carga crítica, entonces se presenta una falla brusca por inestabilidad lateral en el sentido de su menor momento de inercia, denominada pandeo. La capacidad resistente al esfuerzo de pandeo de un elemento se encuentra en función de su esbeltez y de las restricciones existentes en sus apoyos.

Consideración del pandeo mediante esbeltez límite

El análisis de la esbeltez de los elementos se realizó mediante el método de los momentos amplificados, el cual amplifica convenientemente los momentos internos hallados mediante análisis de primer orden, para considerar los efectos de segundo orden.

Por la naturaleza de la estructura se puede considerar la obra como un sistema indesplazable por lo que los cálculos y comprobaciones se realizan según el artículo 10.12 del CIRSOC 201. Se pueden ignorar los efectos de la esbeltez cuando los elementos comprimidos verifiquen:

$$\lambda = \frac{k \cdot l_u}{r} \leq \lambda_{lim} = 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Considerando:

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40 \quad y \quad M_2 > M_1$$

Donde

- **k·l_u**: longitud de pandeo.
- **r**: radio de giro (sin reducción por fisuración).
- **M₁ y M₂**: momentos mayorados en el extremo de la columna obtenidos en el cálculo de viento.

El artículo **10.12.1** del CIRSOC 201-2005 enuncia que para los elementos comprimidos en pórticos indesplazables, el factor de longitud efectiva “k” debe ser igual a 1 si no se realiza un cálculo más exhaustivo. Para el cálculo del radio de giro se determina el momento de inercia de la columna deduciendo la inercia del caño de desagüe.

Nivel	r (cm)	k·l (m)	λ	M ₁ (KNm)	M ₂ (KNm)	λ límite
S/2P	17,51	5,7	32,56	390,08	463,2	23,89
S/IP	17,51	4	22,85	251,52	390,08	26,26
PB	17,51	4,6	26,27	0	251,52	34,00

Tabla 6.26 – Esfuerzos flectores y esbelteces de las columnas. Fuente: Autor.

Cómo se observa en la Tabla 6-26, la esbeltez propia de la columna del tramo superior supera al valor de λ límite. Se cumple entonces la relación $\lambda_{lim} < \lambda < 100$, por lo que se diseña para la combinación de la carga axial mayorada P_u y el momento amplificado por efectos de segundo orden M_c, de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$M_c = \delta_{nc} \cdot M_2$$

Donde:

- M_2 : el mayor momento entre los dos extremos.
- δ_{nc} : factor de amplificación de momentos.

$$\delta_{nc} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \leq 1,4$$

Donde:

- **Cm**: factor de corrección de momentos.
- **Pc**: carga crítica de pandeo.

El factor de correlación del momento C_m se calcula con:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

Mientras que la carga crítica se obtiene como:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot l)^2}$$

La determinación de la rigidez $E \cdot I$ puede presentar un problema, ya que influyen la variación de la rigidez debido a la fisuración, la fluencia lenta, y la no linealidad de la curva tensión deformación del hormigón. Por ello estudios analíticos y experimentales indican que $E \cdot I$ para el cálculo de P_c se puede obtener simplificada como:

$$E \cdot I = 0,25 \cdot E_g \cdot I_g$$

Donde

- **Eg**: Módulo de elasticidad del hormigón sin fisurar.
- **Ig**: Inercia de la sección bruta de hormigón sin fisurar.
- **0,25**: factor de reducción por sección fisurada.

$$E \cdot I = 0,25 \cdot 4700 \cdot \sqrt{25} \text{ MPa} \cdot 0,010795 \text{ m}^4 = 63421,16 \text{ KN m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 63421,16 \text{ KN m}^2}{(5,7 \text{ m})^2} = \mathbf{19265,67 \text{ KN}}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{390,08 \text{ KN}}{463,20 \text{ KN}} = 0,94 > 0,4$$

$$\delta_{nc} = \frac{0,94}{1 - \frac{1805,65 \text{ KN}}{0.75 \cdot 19265,67 \text{ KN}}} = 1,07 < 1,4$$

El momento a utilizar en el cálculo del momento amplificado “**Mc**” será el mayor valor entre el generado por la acción del viento y el generado por la excentricidad mínima. Observando los valores mencionados se puede apreciar que el mayor momento corresponde al producido por la carga de viento.

$$M_c = 1,07 \cdot 463,20 \text{ KNm} = 495,93 \text{ KNm}$$

Con el momento amplificado, “**Mc**”, y la carga ultima, “**Pu**”, se verifican las cuantías obtenidas en el cálculo de compresión compuesta con flexión. Para ello, se recalculan los coeficientes “**n**” y “**m**” para ingresar al diagrama de interacción.

$$n = \frac{1,8056 \text{ MN}}{0,35 \text{ m}^2} = 5,16 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{0,4959 \text{ MNm}}{0,35 \text{ m}^2 \cdot 0,6 \text{ m}} = 2,36 \text{ MPa}$$

Del diagrama de interacción se obtiene $\rightarrow \rho = 0,01$

Por lo que se verifica la armadura adoptada anteriormente, recordando:

- **Armadura longitudinal** $\rightarrow 12 \text{ } \varnothing 20$
- **Estribos** $\rightarrow \varnothing 8 \text{ c}/24$

Atendiendo al requerimiento que establece que cada barra longitudinal, tanto de esquina como las alternadas, debe tener un soporte lateral proporcionado por los estribos siempre que la distancia a una barra soportada supere 15 **dbe**, por lo que deberan adicionarse estribos.

6.14 Fundaciones

Se propone resolver la cimentación mediante zapatas a una profundidad de 4 metros del N.T.N.

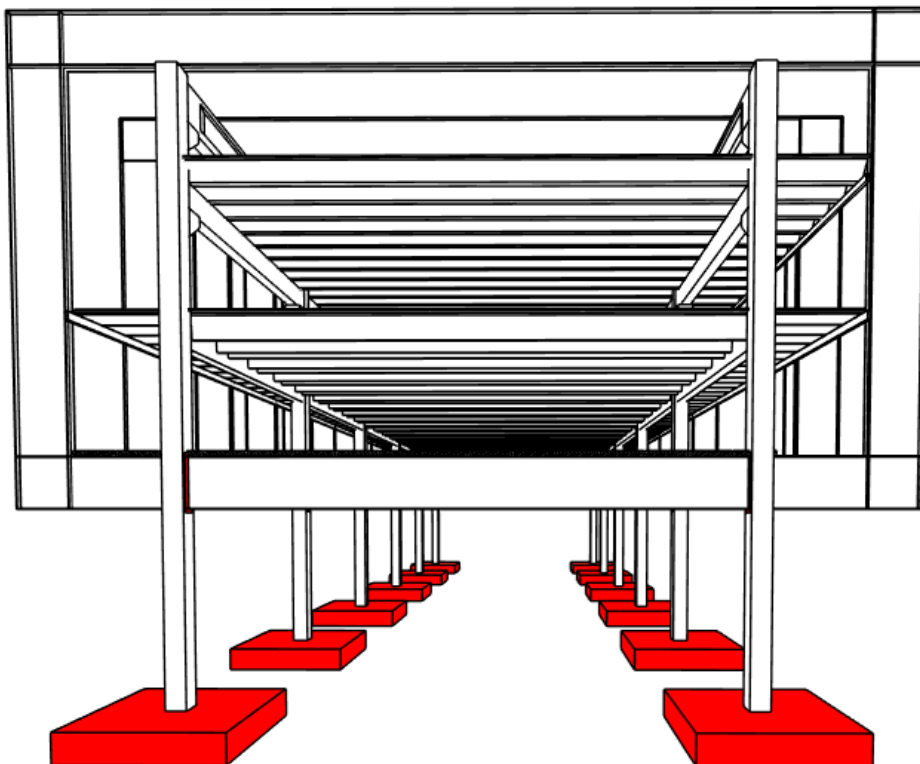


Figura 6.50 – Ubicación de las zapatas aisladas de H°A°. Fuente: Autor.

Como no se dispone de información del estrato a dicha profundidad, se supondrá un suelo de arena densa, cuya tensión admisible es de $2,5 \text{ Kg/cm}^2$.

Cabe destacar que habría que realizar un estudio de suelos, donde se definan las tensiones admisibles de trabajo en el contacto suelo-base, a fin de garantizar una adecuada seguridad.

Se detallan a continuación parámetros que influyen en el dimensionado y cálculo de la fundación.

- Hormigón H30.
- Acero ADN 420.
- Peso específico del hormigón armado $\gamma_h = 2,4 \text{ Kg/cm}^3$.
- Peso específico del suelo $\gamma_s = 1,9 \text{ Kg/cm}^3$.
- Sección del tronco de columna = $0,7 \text{ m} \times 0,7 \text{ m}$.

6.14.1 Predimensionado

Conocidas los esfuerzos debidos a la carga permanente y a la sobrecarga de uso, se puede estimar el área de la fundación a partir de la siguiente ecuación:

$$A = \frac{\alpha * (P_D + P_L)}{\sigma_{adm}}$$

Donde α es un coeficiente que intenta contemplar el peso propio de la base y el peso del suelo de la tapada. El mismo puede estimarse entre 1,1 y 1,25.

$$A = \frac{1,15 * (236,26 \text{ t} + 100,89 \text{ t})}{25 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} = 15,51 \text{ m}^2$$

Se propone una base cuadrada de dimensiones $a_1 = a_2 = 4,5 \text{ m}$.

La distribución de tensiones en el terreno por debajo de la zapata es función del tipo de suelo, de la rigidez de la base y de la intensidad de la carga. A fin de poder adoptar la hipótesis de tensiones con variación lineal, debe cumplirse que las bases posean un mínimo de rigidez. La estimación de la altura de la zapata obedece a dicho criterio.

$$H = \frac{l_v}{2}$$

$$H = \frac{(4,5 \text{ m} - 0,70 \text{ m})}{4} = 0,95 \text{ m}$$

Consecuentemente, se opta por una altura igual a $H = 0,95 \text{ m}$.

6.14.2 Verificación de las tensiones del terreno

Con las dimensiones determinadas, se verifica que la tensión real en el terreno no supere la tensión admisible. Para ello se necesita conocer el peso de hormigón de la base y del tronco de columna y el peso del suelo que adiciona el suelo de relleno.

- **Peso de hormigón, N_G :**

$$N_G = (a_1 * a_2 * H + c_1 * c_2 * h) * \gamma_{ha}$$

$$N_G = (4,5 \text{ m} * 4,5 \text{ m} * 0,95 \text{ m} + 0,95 \text{ m} * 0,95 \text{ m} * 3,05 \text{ m}) * 2,4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 49,76 \text{ t}$$

- **Peso de suelo de relleno, N_T :**

$$N_T = \sum e_i * A_s * \gamma_s$$

Dónde:

- e_i : espesor del estrato considerado.
- A_s : área de contacto del suelo sobre la base = $(20,25 \text{ m}^2) - (0,70 \text{ m} * 0,70 \text{ m}) = 19,76 \text{ m}^2$.
- γ_s : peso específico del suelo.

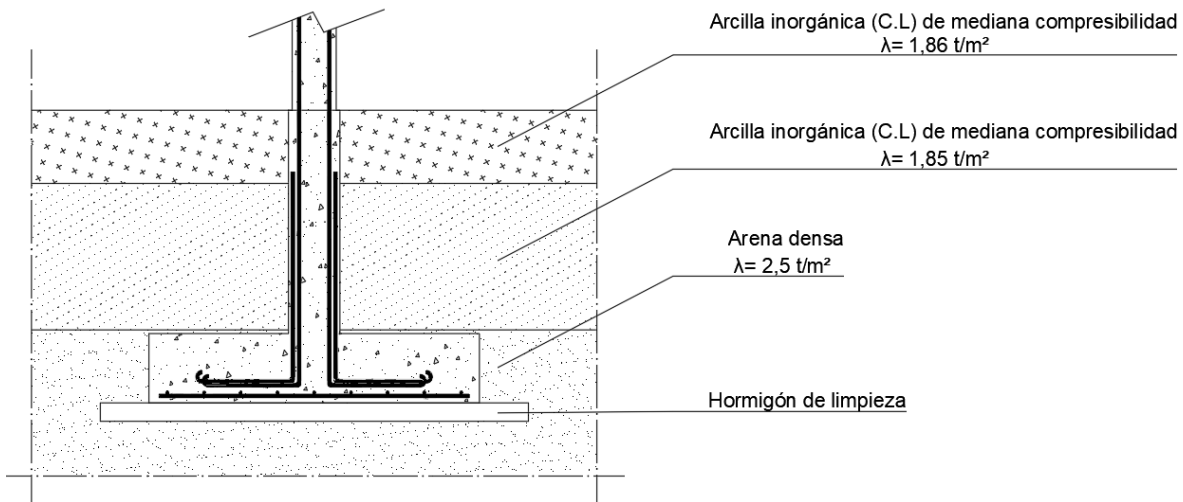


Figura 6.51 – Distribución de estratos en suelo de fundación. Fuente: Autor.

$$N_T = 19,76 \text{ m}^2 * \left(1 \text{ m} * 1,86 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} + 2 \text{ m} * 1,85 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} + 0,17 \text{ m} * 1,9 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right)$$

$$N_T = 117,74 \text{ t}$$

Las tensiones en el suelo de fundación serán:

$$\sigma_T = \frac{(P_D + P_L + N_G + N_T)}{A}$$

$$\sigma_T = \frac{(236,26 \text{ t} + 100,89 \text{ t} + 111,74 \text{ t} + 49,76 \text{ t})}{4,5 \text{ m} * 4,5 \text{ m}} = 24,62 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Consiguientemente, como se cumple la verificación anterior, no es necesario redimensionar la base.

6.14.3 Diseño de la armadura de flexión

Las bases rígidas se comportan como losas en voladizos sometidas a la reacción vertical del suelo de abajo hacia arriba. Por tanto, en la zona inferior de las bases aisladas, se generan tracciones en ambos sentidos para las cuales se debe calcular y colocar la armadura necesaria. Adicionalmente, la cuantía de armadura colocada para absorber los esfuerzos de flexión, deberá verificar los valores mínimos establecidos en el CIRSOC 201-2005 para controlar las fisuras de contracción y temperatura. Se procede a mayorar la carga según los lineamientos del Reglamento CIRSOC 201-2005. Es importante aclarar que tanto el peso propio de la base como el peso del suelo de relleno no deben considerarse ya que no producen flexión ni corte.

$$P_u = 1,2 P_D + 1,6 P_L$$

$$P_u = 1,2 * 236,26 t + 1,6 * 100,89 t = \mathbf{4,45 MN}$$

Los momentos flectores mayorados respecto a ambos ejes resultan:

$$M_u = M_1 = M_2 = \frac{P_u}{a_1} * \frac{(a_1 - c_1)^2}{8}$$

$$M_u = \frac{4,45 MN}{4,5 m} * \frac{(4,5 m - 0,70 m)^2}{8} = \mathbf{1,785 MNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1,785 MNm}{0,90} = \mathbf{1,983 MNm}$$

El recubrimiento mínimo que establece el CIRSOC 201-2005 en la **Tabla 7.7.1.** para hormigón colocado en la base de las fundaciones, sin incluir el espesor de la capa de limpieza, es **5 centímetros.**

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{a}}} = \frac{0,9 m}{\sqrt{\frac{1,983 MNm}{4,5 m}}} = 1,356$$

$$\mathbf{K_e = 24,301}$$

$$A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 * \frac{1,983 MNm}{0,9 m} = \mathbf{53,54 cm^2}$$

Luego, la armadura mínima se obtiene como el 1,8 ‰ de la sección de hormigón.

$$A_{s \min} = 0,0018 * 450 cm * 95 cm = \mathbf{76,95 cm^2}$$

Consecuentemente, la armadura propuesta es 25 barras de 20 milímetros (Ø20). En el caso de bases cuadradas, la armadura se distribuye uniformemente en cada una de las dos capas que conformarán la armadura final, sin embargo, las alturas útiles para cada capa son distintas, y la armadura superior será mayor que la inferior debido a su menor valor de “d”. Generalmente, “en obra” se busca utilizar el mismo diámetro de armadura en las dos direcciones, con una altura útil media a ambas y uniformando el armado.

6.14.4 Verificación a corte

En bases aisladas la altura útil queda definida por los esfuerzos de corte, o bien por la condición de rigidez. Se intenta no colocar armadura de corte en las soleras.

Según el Reglamento CIRSOC 201-2005, el esfuerzo de corte en bases se subdivide en corte en dos direcciones, también denominado punzonamiento, y corte en una dirección o corte como viga.

- **Verificación a corte como viga**

Lado tributario:

$$c = \left(\frac{a - c}{2}\right) - d = \left(\frac{4,5 \text{ m} - 0,70 \text{ m}}{2}\right) - 0,90 \text{ m} = \mathbf{1 \text{ m}}$$

El esfuerzo de corte último, V_u , debe ser resistido por el hormigón, V_c . Los esfuerzos se determinan a una distancia " d " del filo de columna.

$$V_u = q_u * c * a$$

$$V_u = \frac{4,45 \text{ MN}}{4,5 \text{ m} * 4,5 \text{ m}} * 1 \text{ m} * 4,5 \text{ m} = 0,989 \text{ MN}$$

Se determina el esfuerzo de corte resistido por el hormigón,

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * d * a$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{30 \text{ MPa}} * 0,9 \text{ m} * 4,5 \text{ m} = 3,7 \text{ MN}$$

Entonces, se debe verificar que:

$$V_u \leq \phi * V_c \text{ siendo } \phi = 0,75$$

$$\mathbf{0,989 \text{ MN} < 2,77 \text{ MN} \quad \checkmark}$$

Por lo tanto, se cumple la verificación y no resulta necesario aumentar la altura de la zapata ni agregar armadura de corte en la misma.

- **Verificación a punzonado**

Se calcula el perímetro crítico, b_o , a partir de la siguiente ecuación:

$$b_o = 2 * (c_1 + c_2) + 4 * d$$

$$b_o = 2 * (0,70 \text{ m} + 0,70 \text{ m}) + 4 * 0,90 \text{ m} = \mathbf{6,4 \text{ m}}$$

El corte resistido por el hormigón para zapatas donde la relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna es menor o igual a 2, se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} * b_o * d}{3}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}} * 6,4 \text{ m} * 0,90 \text{ m}}{3} = \mathbf{10,52 \text{ MN}}$$

Luego, el esfuerzo de corte último será:

$$V_u = \frac{P_u}{a_1 * a_2} * [(a_1 * a_2) - ((c_1 + d) * (c_2 + d))]$$

$$V_u = \frac{4,45 \text{ MN}}{4,5 \text{ m} * 4,5 \text{ m}} * [(4,5 \text{ m} * 4,5 \text{ m}) - ((0,70 \text{ m} + 0,9 \text{ m}) * (0,70 \text{ m} + 0,90 \text{ m}))]$$

$$\mathbf{V_u = 3,89 \text{ MN}}$$

Entonces, se debe verificar:

$$V_u \leq \phi * V_c$$

$\mathbf{3,89 \text{ MN} < 7,89 \text{ MN} \checkmark}$

6.14.5 Verificación al aplastamiento

Esta condición no se verifica ya que la calidad hormigón de la zapata es de mayor calidad que el hormigón de la columna.

6.14.6 Control de fisuración

La fisuración depende de la separación de armaduras, el recubrimiento libre, y la tensión de trabajo del acero. La separación máxima entre armaduras debe verificar la menor de las siguientes condiciones:

$$S \leq \frac{95000}{f_s} - 2,5 C_c$$

Siendo $f_s = 60\% * f_y$ y C_c el recubrimiento libre.

$$S = \frac{95000}{252} - 2,5 * 50 \text{ mm} = 251,98 \text{ mm}$$

$$S \leq 300 * \frac{252}{f_s}$$

$$S = 300 * \frac{252}{252} = 300 \text{ mm}$$

$$17,6 \text{ cm} < 25,19 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Como la separación entre armaduras es de 17,6 centímetros y de las expresiones anteriores la menor es de aproximadamente 25,2 centímetros, se verifica la condición de control por fisuración.

6.14.7 Anclaje de Armaduras

La longitud de anclaje de armaduras es:

$$l_d = \left[\frac{9 * f_y * \psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{10 * \sqrt{f'_c} \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right] * d_b$$

El valor de “Cb” es el menor valor entre la distancia desde el eje de una barra o alambre, a la superficie de hormigón más próxima, o la mitad de la separación entre los ejes de las barras o alambres que se están anclando.

$$50 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} * f_{yt}}{10 * s * n}$$

Donde:

- **n**: número de barras ancladas a lo largo del plano de fisuración.
- **A_{tr}**: área total de la armadura transversal.
- **s**: separación entre centros de elementos.
- **f_{yt}**: tensión de fluencia de la armadura transversal.

El valor de K_{tr} se puede adoptar igual a 0 como una simplificación de diseño aún en el caso de la existencia de armadura transversal.

En la expresión se debe adoptar $\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2$, dado que, si se adopta un valor mayor, la base puede presentar una falla por arrancamiento y es poco probable que un aumento del recubrimiento, o de la armadura transversal, incremente la capacidad de anclaje.

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2,5$$

$$\frac{0,060 \text{ m}}{0,020 \text{ m}} = 3$$

Al no cumplirse la condición antes expuesta, se considera dicho valor igual a 2,5.

Los factores que se utilizan en la expresión se obtienen del artículo 12.2.4 del CIRSOC 201-2005.

- $\psi_t = 1$ – Factor por ubicación de la armadura
- $\psi_e = 1$ – Factor por revestimiento

- $\psi_s = 1$ – Factor por diámetro de la armadura
- $\lambda = 1$ – Factor por hormigón con agregado liviano

$$l_d = \left[\frac{9 * 420 \text{ MPa} * 1 * 1 * 1 * 1}{10 * \sqrt{30 \text{ MPa}} * (2,5)} \right] * 0,02 \text{ m} = \mathbf{0,55 \text{ m}}$$

Para cumplir la condición, se adoptarán ganchos a 90° de 55 cm de largo.

6.15 Uniones

La construcción en estructuras metálicas debe entenderse como prefabricada por excelencia, lo que significa que los diferentes elementos que componen la estructura deben ensamblarse o unirse de alguna manera tal que garantice el comportamiento de la estructura según fue diseñada. El proyecto y detalle de las conexiones puede incidir en forma significativa en el costo final de la estructura, por lo tanto, la selección del tipo de conexiones debe tomar en consideración las limitaciones constructivas, la facilidad de fabricación (accesibilidad de soldadura, uso de equipos automáticos, repetición de elementos posibles de estandarizar, etc.) y aspectos de montaje (accesibilidad para abulonar o soldar en terreno, equipos de levante, soportes provisionales y hasta aspectos relacionados con el clima en el lugar de montaje, tiempo disponible, etc.)

El proyecto cuenta con varios tipos de uniones diferentes en función de los elementos que se deben unir, y van desde uniones soldadas, hasta uniones abulonadas con anclajes. Por cuestiones de practicidad y de tiempo, sólo se verificó una por cada tipo particular de unión.

6.15.1 Unión entre viga inferior y columnas de hormigón armado

Se propone una unión mixta compuesta de una placa metálica plana unida mediante bulones a la columna de hormigón y luego una unión soldada entre la placa y el marco metálico.

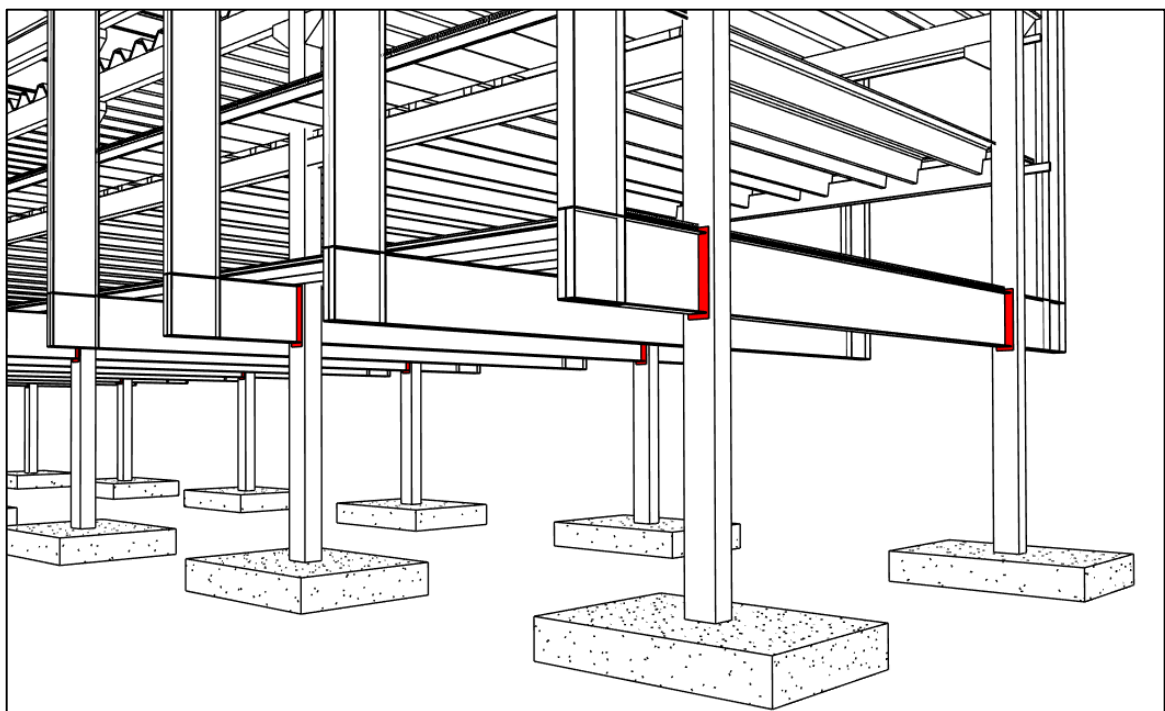


Figura 6.52 – Ubicación de uniones entre vigas y columnas. Fuente: Autor.

Se dimensionará esta unión ya que es la más solicitada a esfuerzos de corte, adoptando iguales dimensiones para las uniones entre las vigas laterales inferiores y las columnas, que se encuentran menos solicitadas (179,13 KN). Éstas últimas presentan esfuerzos normales de compresión que no afectan para el diseño de la unión dada su naturaleza estabilizadora. Con ello se asegura la mayor sollicitación de la unión que se calculará. Por último, debe tenerse en cuenta que, en el análisis estructural realizado, se consideró a dicho punto como articulado, por lo cual no se transmite esfuerzo flector a la columna, sólo esfuerzos de corte.

6.15.1.1 Verificación de bulones entre placa y columna

Los datos iniciales son los siguientes:

- **Esfuerzo de corte “Vu”:** 585,57 KNm.
- **Tipo de Hormigón:** H-25.
- **Tipos de acero de los bulones:** ISO 8.8 → $F_{vu} = 415 \text{ Mpa}$.
- **Tipo de acero de la placa:** F-24 → $F_u = 370 \text{ MPa}$.

Se verificará la unión de una placa de 400mm x 1400mm x 12,7 mm de espesor unida con 12 bulones ISO 8.8 de 16 mm de diámetro dispuestos de la siguiente manera.

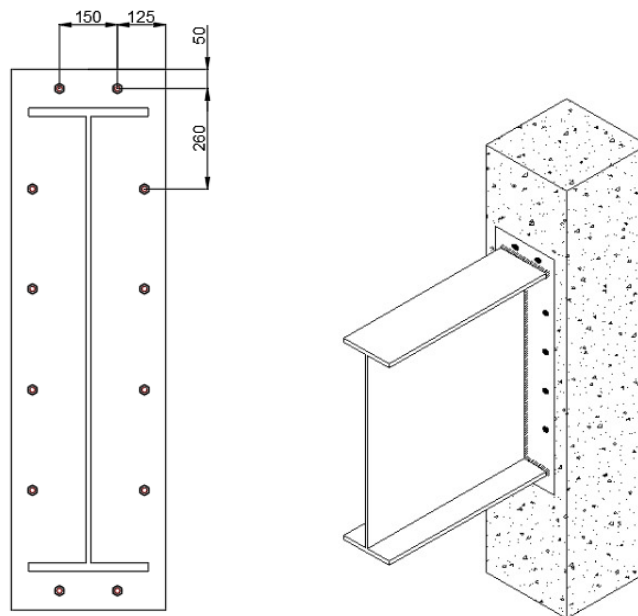


Figura 6.53 – Características de la unión propuesta. Fuente: Autor.

Separación mínima entre centros de agujeros:

$$S_{min} \geq 3 * d = 3 * 15,88 \text{ mm} = 47,64 \text{ mm}$$

$150 \text{ mm} > 47,64 \text{ mm} \quad \checkmark$

Separación mínima a bordes cortados mecánicamente:

$$S_{min} \geq 1,75 * d = 1,75 * 15,88 \text{ mm} = 27,79 \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm} > 27,79 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Distancia máxima entre centro de agujero y borde más cercano:

$$S_{m\acute{a}x} \leq 12 * t \text{ ó } 150 \text{ mm} = 152,4 \text{ mm} \text{ ó } 150 \text{ mm}$$

$$125 \text{ mm} < 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Distancia máxima entre centro de agujeros:

$$S_{m\acute{a}x} \leq 24 * t \text{ ó } 150 \text{ mm} = 304,8 \text{ mm} \text{ ó } 300 \text{ mm}$$

$$260 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

6.15.1.1.1 Resistencia de diseño a corte

Considerando que la rosca está excluida de los planos de corte, la resistencia al corte será:

$$R_d = \varphi * R_n = \varphi * m * n * F_{vu} * A_b$$

Donde:

- **F_{vu}**: Resistencia a rotura por corte
- **A_b**: Área del vástago
- **m**: Número de secciones de corte
- **n**: Número de bulones de la unión

La resistencia a rotura por corte F_{vu} es aproximadamente el 50% de la resistencia a rotura por tracción F_u según comprobaciones experimentales.

$$R_d = 0,75 * 1 * 12 * 415 \text{ Mpa} * 160,16 \text{ mm}^2$$

$$R_d = 598,2 \text{ KN}$$

Verificación de resistencia a corte:

$$R_d = R_n * \varphi \geq V_u$$

$$598,2 \text{ KN} > 585,57 \text{ KN} \quad \checkmark$$

Se verifica la resistencia a esfuerzos de corte en los bulones de la unión con un aprovechamiento del 97,89%.

6.15.1.1.2 Resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros

Para una unión con agujeros normales, como es el caso, independientemente la dirección de la fuerza, siendo una consideración de proyecto la deformación alrededor del agujero (deformación no permitida), la resistencia de diseño para este estado límite puede ser determinada por la deformación de la chapa en el agujero o por la rotura del bloque de corte de la chapa sobre la que apoya el bulón produciéndose un desgarramiento por un plano que une los bulones hasta el borde cargado. Rotura del bloque de corte:

$$R_d = \varphi * R_n = \varphi * 1,2 * L_c * t * F_u$$

$$L_c = 2 * ((1400\text{mm} - 50\text{mm}) - (5,5 * 18\text{mm})) = 2502 \text{ mm}$$

$$R_d = 0,75 * 1,2 * 2502 \text{ mm} * 12,7 \text{ mm} * 370 \text{ Mpa}$$

$$R_d = 10581,2 \text{ KN}$$

Verificación de resistencia a corte:

$$R_d = R_n * \varphi \geq V_u$$

$10581,2 \text{ KN} > 585,57 \text{ KN} \quad \checkmark$

Se verifica cómodamente la resistencia a esfuerzos de corte en los bulones de la unión con un aprovechamiento del 5,5% debido a la gran longitud de la placa. Debe considerarse que no se disminuye el espesor de la placa dado a que no se verificarían las restricciones de distancias máximas entre centros de bulones y entre centros de bulones y bordes de la misma.

6.15.1.1.3 Deformación de la chapa en los agujeros:

$$R_n = 2,4 * d * t * F_u * n$$

$$R_d = \varphi * R_n = 0,75 * 2,4 * 16 \text{ mm} * 12,7 \text{ mm} * 370 \text{ Mpa} * 12$$

$$R_d = 1623,97 \text{ KN}$$

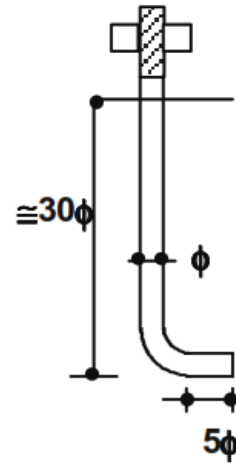
Verificación de resistencia a corte:

$$R_d = R_n * \varphi \geq V_u$$

$1623,97 \text{ KN} > 585,57 \text{ KN} \quad \checkmark$

Se verifica la resistencia al aplastamiento de la chapa en los bulones de la unión con un aprovechamiento del 36,06%.

La longitud de anclaje de las barras roscadas en el hormigón puede adoptarse de **30 veces el diámetro del bulón** si presentan un gancho recto de longitud mínima 5 diámetros más el radio de doblado.



6.15.1.2 Verificación de unión soldada entre viga y placa

En uniones de filete los ensayos demuestran que cuando la fuerza es normal al eje de la soldadura la resistencia es mayor que cuando es paralela. Sin embargo, para simplificar, se considera una única resistencia como corte en el área efectiva, independientemente de la dirección de la fuerza. La tensión en el filete será considerada actuando en el área efectiva para cualquier dirección de la fuerza aplicada. Si la fuerza es de tracción o compresión paralela el eje de la soldadura ésta no define la resistencia.

6.15.1.2.1 Resistencia de diseño

$$R_d = \varphi * F_w * A_w \rightarrow \text{Para un cordón de 1 mm de longitud}$$

Donde, adoptando un cordón de 8mm de lado, se tiene:

- **F_w**: Resistencia nominal a rotura por tracción del electrodo = 0,60*480 Mpa.
- **A_w**: Área efectiva de la soldadura (mm²) = 1mm*0,707*5 mm = 3,535 mm²

$$R_d = 0,60 * 0,60 * 480 \text{ Mpa} * 3,535 \text{ mm}^2$$

$$R_d = 0,611 \text{ KN}$$

Determinación de la longitud del filete:

$$L_t = \frac{V_u}{R_d}$$

$$L_t = \frac{585,57 \text{ KN}}{0,611 \text{ KN/mm}} = 958,6 \text{ mm}$$

Se propone soldar en ambas caras superiores de las alas del perfil doble "T" y en ambos laterales del alma del mismo, en forma alternada para evitar deformaciones por exceso de temperaturas hasta superar los 1200 mm para cubrirse frente a deficiencias del proceso de soldadura. Tanto las dimensiones como la calidad de la soldadura deben ser comprobadas y certificadas en obra.

6.15.2 Unión de vigas doble “t” conformadas.

Como se mencionó, para que una sección desarrolle su resistencia por Momento Plástico es necesario que las alas estén unidas en forma continua al alma o almas. Si esto se asegura, la sección (compacta) está capacitada para desarrollar su momento plástico “**M_p**” sin que se produzca el pandeo local en ningún elemento comprimido de la misma. Por simplificación en los cálculos y facilidad constructiva, se determina unión soldada continua del menor lado posible que verifique el máximo esfuerzo de corte existente en la viga más solicitada, asegurando con ello todas las uniones soldadas de todas las vigas metálicas que se necesitan para la construcción de todos los marcos del edificio, eliminando de esta manera el trabajo de inspección individualizado. No obstante, deben controlarse las especificaciones que serán iguales para todos los perfiles. Debe hacerse mención que un análisis pormenorizado de soldadura en cada uno de los perfiles armados contribuye con una disminución considerable en los costos de mano de obra y material de aporte.

6.15.2.1 Soldadura entre alas y almas

El elemento con el mayor esfuerzo de corte en la estructura es la viga superior del marco colgado. Por lo cual, el dimensionado de la unión se basará en dicho elemento.

- **bw:** Espesor de ala: 12,7 mm.
- **tw:** Espesor de alma: 22,2 mm.
- **Lado máximo del filete:** sin restricciones para uniones de placas metálicas en ángulo.
- **Lado mínimo del filete:** se deberá cumplir:

$$d_{min} \geq \text{necesario por cálculo}$$

$d_{min} \geq 8mm \rightarrow$ Si el espesor del material unido más grueso tiene más de 19 mm.

$d_{min} \geq 8mm \quad \checkmark$

Se considera una única resistencia como corte en el área efectiva, independientemente de la dirección de la fuerza mediante la fórmula de Jourawsky:

$$\tau = \frac{Vu * S}{b * Ix}$$

Donde:

- **Momento de inercia “I_x”** = 578.850,1 cm⁴.
- **b:** Área efectiva de las gargantas de los cordones de soldadura.
- **Momento de primer orden “S”** = A*y.
 - **y:** distancia entre el centro de gravedad de la figura y el centro de gravedad de la sección que queda por encima de la fibra analizada.
 - **A:** el área por encima de la sección considerada.

$$y = \frac{h}{2} - \left(\frac{1}{2} * \text{espesor del ala} \right)$$

$$y = \frac{120 \text{ cm}}{2} - \left(\frac{1}{2} * 2,22 \text{ cm} \right) = 58,89 \text{ cm}$$

$$S = A * y = \text{Área} = 284,40 \text{ cm}^2 * 58,59 \text{ cm}^2 = 16.663 \text{ cm}^3$$

Se calcula la tensión en la sección de unión considerando dos cordones de soldadura de **11 mm** de lado cada uno, la tensión de corte requerida será:

$$\tau = \frac{918,21 \text{ KN} * 16.663 \text{ cm}^3}{(2 * 1,1 \text{ cm} * 0,707 \text{ cm}) * 578.850,1 \text{ cm}^4}$$

$$\tau = 16,99 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0,1699 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau = 0,1699 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (2 * 0,707 * 11 \text{ mm}) = \mathbf{2,64 \frac{\text{KN}}{\text{mm}}}$$

6.15.2.1.1 Resistencia de diseño

$$Rd = 2 * \varphi * Fw * Aw \rightarrow \text{Para dos cordones de 1 mm de longitud}$$

Donde:

- **Fw:** Resistencia nominal a rotura por tracción del electrodo = 0,60*480 Mpa.
- **Aw:** Área efectiva de la soldadura (mm²) = 1mm*0,707*11 mm = 7,77 mm².

$$Rd = 2 * 0,60 * 0,60 * 480 \text{ Mpa} * 7,77 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{Rd = 2,68 \text{ KN}}$$

Verificación de resistencia a corte de la soldadura de filete:

$$Rd \geq \tau$$

$$\mathbf{2,68 \text{ KN/mm} > 2,64 \text{ KN/mm} \checkmark}$$

Se verifica la resistencia al corte de la soldadura de filete con un aprovechamiento del 98,51%.

6.15.3 Verificación de unión de las esquinas de los marcos

Como cada esquina presenta una combinación diferente de esfuerzos, no es posible determinar a priori cuál de ellas es la más solicitada. Por lo tanto, se realiza la verificación de una de las esquinas superiores que cuenta con importantes esfuerzos flectores, cortantes y tracción máxima. Se propone una unión realizada a partir de soldaduras de filete.

- **Mu = 1732,58 KNm.**

- **Vu = 79,69 KN.**
- **Tu = 910,69 KN.**

En uniones que transmiten esfuerzos de corte y momento en el plano normal (corte y flexión) un procedimiento práctico y simplificado es considerar que el corte se distribuye uniformemente en el área de los filetes verticales (tensión “fv”) y el momento genera tensiones normales “fn” iguales al momento dividido el módulo resistente “Sw” del área de los filetes con respecto al eje de flexión x-x. La tensión combinada se obtiene componiendo vectorialmente la tensión cortante y la normal. Así:

$$fv = \frac{Fu}{Aw1}$$

$$fn = \frac{Mu}{Sw} \quad (1)$$

Donde:

- **Aw1:** área efectiva de los filetes paralelos a la dirección del esfuerzo de corte “fv”.
- **Sw:** módulo resistente del área de filetes de lado (filetes L1 y L3).

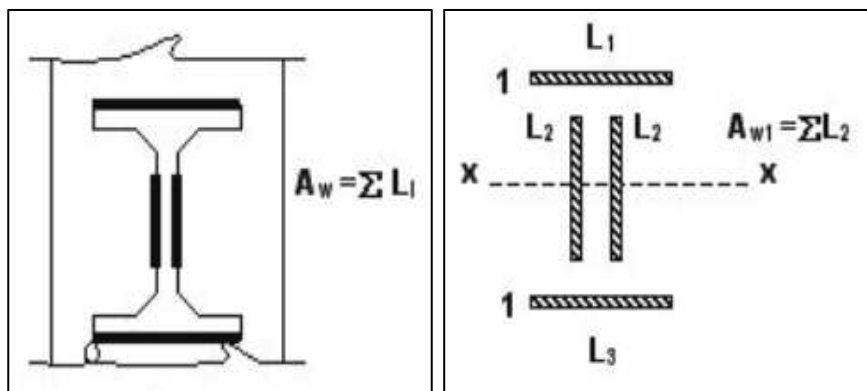


Figura 6.54 – Uniones sometidas a esfuerzos en el plano normal. Fuente: CIRSOC 301-2005.

En uniones de filete los ensayos demuestran que cuando la fuerza es normal al eje de la soldadura la resistencia es mayor que cuando es paralela. Sin embargo, para simplificar, se considera una única resistencia como corte en el área efectiva, independientemente de la dirección de la fuerza, por lo tanto, se suman los esfuerzos normales solicitantes del pórtico en relación con el área efectiva de soldadura a la ecuación “fn”.

La ecuación (1) se modifica $\rightarrow fn = \frac{Mu}{Sw} + \frac{Tu}{Awt}$

- **Awt:** área efectiva de los todos los filetes.

En resumen, la resistencia requerida “fc” vendrá dada por la siguiente ecuación, en función de la tensión de corte “fv” y la tensión normal “fn”:

$$fc = \sqrt{fv^2 + fn^2}$$

Se suponen cordones de soldadura de **17 mm** situados como se observa en la Figura 6.55:

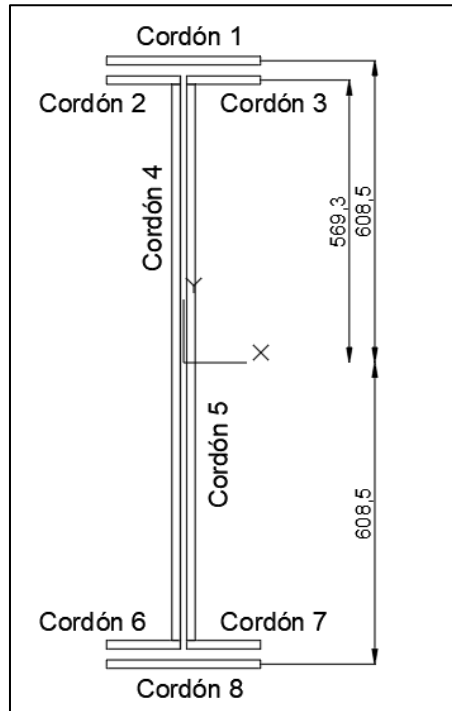


Figura 6.55 – Esquema de unión soldada planteada. Fuente: Autor.

Parámetro	Cordón 1 y 8	Cordón 2, 3, 6 y 7	Cordón 4 y 5
Área del cordón "Aw"	5270 mm ²	2527,5 mm ²	19067,2 mm ²
Momento de inercia "Ix"	1.951.461.677mm ⁴	819.084.057 mm ⁴	no requerido
Distancia entre baricentros "y"	608,5 mm	569,3 mm	no requerido
Módulo resistente elástico "Sx" (Ix/y)	3.207.003 mm ³	1.438.756 mm ³	no requerido

Tabla 6.27 – Parámetros correspondientes a los cordones. Fuente: Autor.

Entonces:

- **Sw**: $\sum Sx = Sx_1 + Sx_2 + Sx_3 + Sx_4 + Sx_5 + Sx_6 + Sx_7 + Sx_8 = 12.169 \text{ cm}^3$.
- **Aw1** = Aw₄ + Aw₅ = **381,34 cm²**.
- **Awt** = $\sum Aw = Aw_1 + Aw_2 + Aw_3 + Aw_4 + Aw_5 + Aw_6 + Aw_7 + Aw_8 = 587,84 \text{ cm}^2$.

Luego, se calculan las tensiones normales y de corte:

$$fv = \frac{Vu}{Aw1}$$

$$fv = \frac{79,69 \text{ KN}}{381,34 \text{ cm}^2} = 0,209 \text{ KN/cm}^2$$

$$fn = \frac{Mu}{Sw} + \frac{Tu}{Awt}$$

$$f_n = \frac{173258 \text{ KNcm}}{12.169 \text{ cm}^3} + \frac{910,69 \text{ KN}}{381,34 \text{ cm}^2} = 16,61 \text{ KN/cm}^2$$

La tensión “ f_c ” será:

$$f_c = \sqrt{fv^2 + fn^2}$$

$$f_c = \sqrt{(0,209 \text{ KN/cm}^2)^2 + (16,61 \text{ KN/cm}^2)^2}$$

$$f_c = 16,61 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 166,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Puede observarse la gran incidencia del momento flector respecto de los otros esfuerzos.

6.15.3.1 Resistencia de diseño de la soldadura

$$R_d = \varphi * F_w$$

Donde:

- **F_w**: Resistencia nominal a rotura por tracción del electrodo = **480 Mpa**.

$$R_d = 0,60 * 0,60 * 480 \text{ Mpa}$$

$$R_d = 172,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Verificación de resistencia de diseño de la soldadura de filete:

$$R_d \geq f_c$$

$172,8 \text{ N/mm}^2 > 166,1 \text{ N/mm}^2$ ✓

Se verifica la resistencia de diseño de la soldadura de filete con un aprovechamiento del 96,06%.

6.15.3.2 Estados límite por cargas concentradas

Las Resistencias de diseño para los estados límites últimos derivados de la acción de cargas concentradas aplicadas en alas y almas de vigas y vigas armadas se deben verificar cuando actúen fuerzas concentradas simples y/o fuerzas concentradas dobles que forman una cupla actuando sobre el mismo lado de la barra, siendo una de tracción y la otra de compresión como ocurre en las uniones de esquina analizadas.

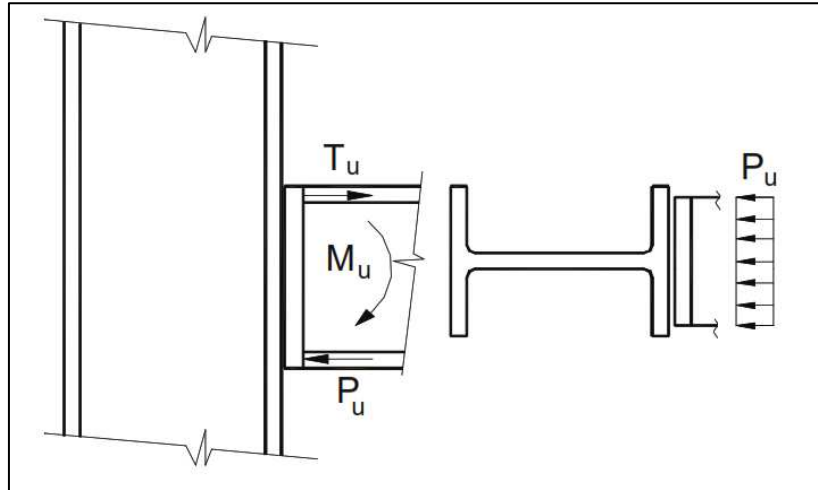


Figura 6.56 – Fuerzas concentradas dobles. Fuente: CIRSOC 301-2005.

Esfuerzo normal de tracción

- **$M_u = 1732,58 \text{ KNm}$**

Se supone al brazo de palanca interno como:

$$z = 1200\text{mm} - 2 * \left(\frac{25,4\text{mm}}{2}\right) = \mathbf{1174,6 \text{ mm}}$$

$$F_u = \frac{M_u}{z} = \frac{1732,58 \text{ KNm}}{1,1746 \text{ m}} = \mathbf{1475,04 \text{ KN}}$$

Se adiciona el esfuerzo de tracción propio de la columna que actúa como carga puntual en el ala considerada, despreciando la que se transmite por el alma.

- **$T_u = 910,69 \text{ KN}$**

Esfuerzo de tracción puntual en el ala “**Tut**”:

$$T_{ut} = 1475,04\text{KN} + \frac{910,69 \text{ KN}}{303,43 \text{ cm}^2} * (2,54\text{cm} * (31\text{cm} - 1,27\text{cm})) = \mathbf{1700 \text{ KN}}$$

Esfuerzo normal de compresión

- **$M_u = 1732,58 \text{ KNm}$**

Se supone el brazo de palanca interno como:

$$z = 1200\text{mm} - 2 * \left(\frac{25,4\text{mm}}{2}\right) = \mathbf{1174,6 \text{ mm}}$$

$$P_u = \frac{M_u}{z} = \frac{1732,58 \text{ KNm}}{1,1746 \text{ m}} = \mathbf{1475,04 \text{ KN}}$$

Se resta el esfuerzo de tracción propio de la columna que actúa como carga puntual en el ala considerada, despreciando la que se transmite por el alma.

- $Tu = 910,69 \text{ KN}$

Esfuerzo de tracción puntual en el ala “Tut”:

$$Tut = 1475,04 \text{ KN} - \frac{910,69 \text{ KN}}{303,43 \text{ cm}^2} * (2,54 \text{ cm} * (31 \text{ cm} - 1,27 \text{ cm})) = 1248,4 \text{ KN}$$

6.15.3.2.1 Estado límite de flexión local del ala.

Cuando se aplican en el ala fuerzas de tracción a través de una placa soldada a la misma la falta de rigidez del ala puede provocar su deformación y la consiguiente concentración de tensiones en la unión soldada ala-alma en el punto de proyección del alma (Figura 6.56).

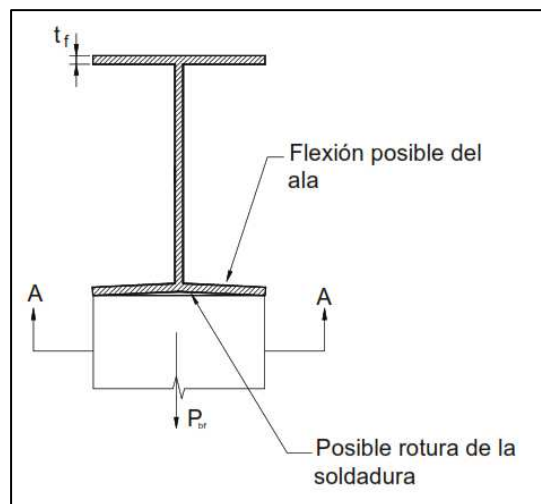


Figura 6.57 – Flexión local del ala. Fuente: CIRSOC 301-2005.

La resistencia nominal viene dada por la siguiente ecuación:

$$Rn = 0,625 * tf^2 * Fyf$$

Donde:

- **tf:** es el espesor del ala en cm.
- **Fyf:** es la tensión de fluencia del acero del ala.

Además, como en este caso la fuerza aplicada al ala se encuentra aplicada a una distancia desde el extremo del elemento menor que $10*tf$, se debe disminuir la resistencia en un 50%. Entonces, se tiene:

$$Rn = 0,5 * 6,25 * (19,05 \text{ mm})^2 * 240 \text{ Mpa} = 272,17 \text{ KN}$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

$$Rn * \phi \geq Tut$$

$$272,17 \text{ KN} * 0,9 \geq 1700 \text{ KN}$$

$$245 \text{ KN} < 1700 \text{ KN} \quad \times$$

La ecuación no es satisfecha, por lo cual, se deberán colocar un par de rigidizadores transversales en la posición de la fuerza para transmitirla al alma.

Estos rigidizadores deberán ser soldados al ala cargada y deberán llegar por lo menos hasta la mitad de la altura del alma. Sus uniones con el ala cargada y con el alma es conveniente que transmitan la totalidad de la fuerza, aunque el Reglamento permite transmitir sólo la parte de fuerza que le corresponde al rigidizador, descontando la que pasa directamente al alma.

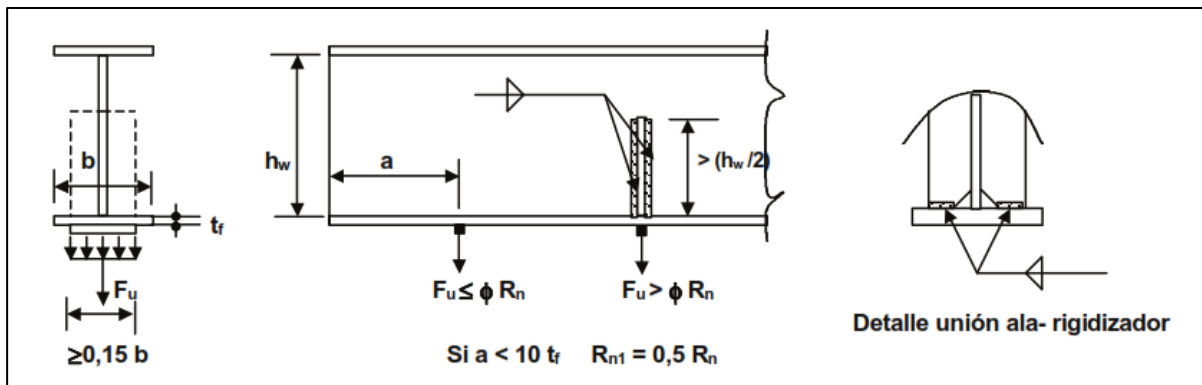


Figura 6.58 – Colocación de rigidizadores en el alma. Fuente: CIRSOC 301-2005.

El esfuerzo sobre los rigidizadores será entonces, atendiendo a la recomendación del Reglamento, la totalidad de la fuerza. Sólo se descontará el valor de tensión que soportan las alas previo a entrar en fluencia. Entonces, la resistencia requerida del rigidizador “**T_n**” será:

$$(T_n + R_n) * \varphi \geq 1700 \text{ KN}$$

$$T_n = \frac{(1700 \text{ KN})}{0,9} - 272,17 \text{ KN} = 1616,72 \text{ KN}$$

- **Fluencia del área bruta de un solo rigidizador:**

$$\frac{T_n}{2} = F_y * A_g$$

Ancho disponible para colocar un rigidizador: $(310 \text{ mm} - 12,7 \text{ mm})/2 = 148,65 \text{ mm}$

$$\frac{1616,72 \text{ KN}}{2} = 240 \text{ Mpa} * (148 \text{ mm} * \text{espesor mínimo del rigidizador})$$

$$\text{espesor mínimo del rigidizador} = 22,75 \text{ mm}$$

Se adoptan DOS rigidizadores de 1" (25,4 mm) ✓

6.15.3.2.2 Estado límite de pandeo localizado del alma (web crippling)

La introducción de una fuerza concentrada simple de compresión puede producir el pandeo local del alma si ésta es muy esbelta. Si la resistencia del alma es superada se puede colocar un par o solamente un rigidizador de fuerza, que llegue por lo menos hasta la mitad del alma pues la zona sensible a pandeo es la cercana al ala cargada. Se debe soldar el rigidizador al ala y al alma de manera de transmitir la totalidad de la carga.

- **$P_{ut} = 1710,39 \text{ KN}$**

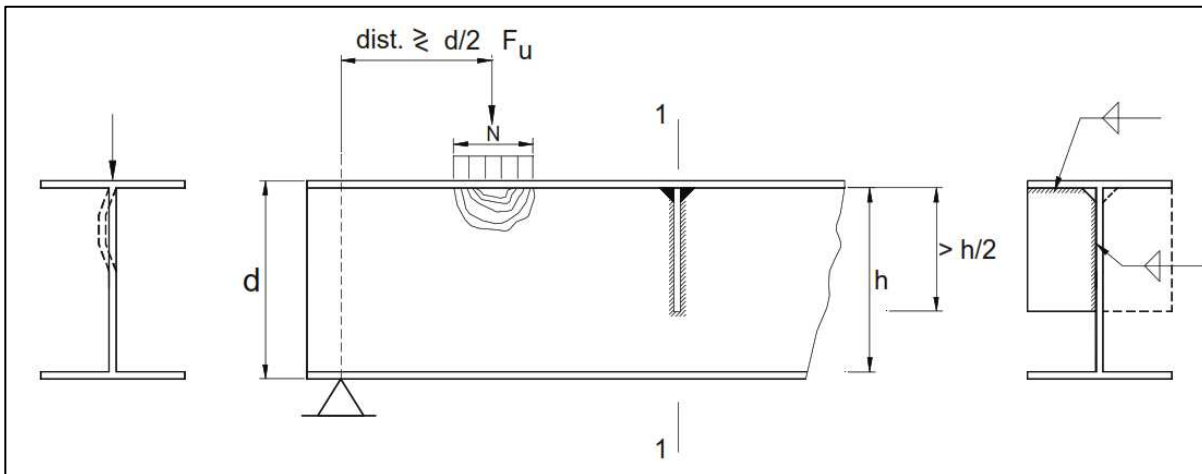


Figura 6.59 – Aplastamiento del alma y solución. Fuente: CIRSOC 301-2005.

Cuando la fuerza concentrada requerida de compresión se aplica a una distancia del extremo de la barra menor a $d/2$:

$$R_n = 17,9 * t_w^2 * \left(\left(1 + 3 * \left(\frac{N}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right) * \left(\frac{F_{yw} * t_f}{t_w} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

Donde:

- **d**: altura total de la barra.
- **N**: longitud de carga de la fuerza concentrada.
- **t_w**: espesor del ala.
- **t_f**: ancho del ala.
- **F_{yw}**: tensión de fluencia del acero del alma.

$$R_n = 17,9 * (1,27 \text{ cm})^2 * \left(\left(1 + 3 * \left(\frac{5,08 \text{ cm}}{120 \text{ cm}} \right) * \left(\frac{1,27 \text{ cm}}{1,905 \text{ cm}} \right)^{1,5} \right) * \left(\frac{240 \text{ Mpa} * 1,905 \text{ cm}}{1,27 \text{ cm}} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\mathbf{R_n = 585,54 \text{ KN}}$$

Verificación:

$$R_n * \varphi \geq P_u \rightarrow \text{con } \varphi = 0,75$$

$$585,54 \text{ KN} * 0,75 \geq 1710,39 \text{ KN}$$

$$439,15 \text{ KN} < 1710,39 \text{ KN} \quad \mathbf{X}$$

La ecuación no es satisfecha, se deberá disponer un rigidizador de fuerza dimensionado para soportar todas las solicitaciones de compresión.

Diseño de los rigidizadores

Los rigidizadores se verifican como columnas sometidas a compresión siguiendo los lineamientos establecidos en el Reglamento CIRSOC 301-2005. Adoptando 2 rigidizadores (1 de cada lado), la resistencia requerida será:

- $P_u = 0,5 * 1710,39 \text{ KN} = 855,2 \text{ KN}$

Características del rigidizador:

- **Ancho:** 148 mm.
- **Espesor:** 31,75 mm.
- **Área (Ast):** 4699 mm².
- **Momento de inercia:** 8.577.241 mm².
- **Radio de giro:** 42,72 mm.
- **Factor de longitud de pandeo adoptado (k):** 0,75.

$$\lambda_c = \frac{1}{P_i} * \left(\frac{F_y}{E}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(k * \frac{L}{r}\right)$$

$$\lambda_c = \frac{1}{P_i} * \left(\frac{240 \text{ Mpa}}{200000 \text{ Mpa}}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(0,75 * \frac{(1200 \text{ mm} - (2 * 25,4 \text{ mm}))}{42,72 \text{ mm}}\right)$$

$$\lambda_c = 0,222 \rightarrow \lambda_c < 1,5$$

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

$$F_{cr} = (0,658^{0,222^2}) * 240 \text{ Mpa} = 235,1 \text{ Mpa}$$

Resistencia nominal a la compresión

$$P_n = F_{cr} * A_{st}$$

$$P_n = 235,1 \text{ Mpa} * 4699 \text{ mm}^2 = 1104,74 \text{ KN}$$

Verificación:

$$P_n * \phi \geq P_u \rightarrow \text{con } \phi = 0,85$$

$$1104,74 \text{ KN} * 0,85 \geq 855,19 \text{ KN}$$

$$939,02 \text{ KN} > 855,2 \text{ KN} \quad \checkmark$$

Se deben calcular las soldaduras de ambos rigidizadores con las alas y el alma del perfil armado con el procedimiento demostrado con anterioridad.

6.15.3.2.3 Fluencia local del alma

Las disposiciones de fluencia local del alma aplican a ambas cargas de tracción y de compresión de conexiones de soporte y momento. Estas disposiciones están pensadas para limitar la extensión de la fluencia en el alma de un miembro en que la carga está siendo transmitida. Cuando se necesite, se debe disponer de un par de rigidizadores transversales de carga o planchas de refuerzo.

- $T_{ut} = 1710,39 \text{ KN}$

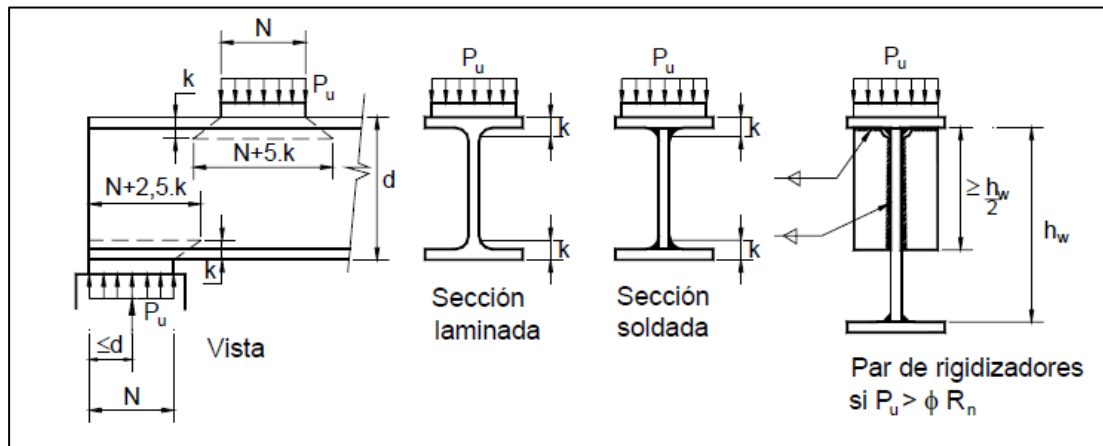


Figura 6.60 – Fluencia local del alma y solución. Fuente: CIRSOC 301-2005.

Cuando la fuerza concentrada requerida de tracción se aplica a una distancia del extremo de la barra mayor a la altura de la barra:

$$T_{ut} \leq 1 * R_n = (5 * k + N) * F_{yw} * t_w$$

Donde:

- T_w : espesor del alma.
- N : longitud de carga de la fuerza concentrada.
- K : distancia desde la cara externa del ala al inicio del alma.
- F_{yw} : tensión de fluencia mínima del alma.

$$T_{ut} \leq 1 * R_n = (5 * 31,8\text{mm} + 50,8\text{mm}) * 240\text{Mpa} * 12,7\text{mm}$$

$$1710,39 \text{ KN} \leq 1 * R_n = 639,47 \text{ KN}$$

$$1739,39 \text{ KN} > 639,47 \text{ KN} \quad \text{X}$$

Como se mencionó, en caso de no verificar este estado límite, la solución consiste en adicionar rigidizadores transversales. Sin embargo, estos ya fueron adicionados debido al incumplimiento de otro estado límite (flexión local del ala). En tal caso, basta con verificar que resista el esfuerzo para esta sollicitación. Entonces, la resistencia de los rigidizadores instalados es:

$$R_n = F_y * A_g = 240 \text{ Mpa} * 25,4\text{mm} * 148\text{mm}$$

$$R_n = 902,20 \text{ KN c/u.}$$

Por lo tanto, se debe cumplir:

$$T_{ut} \leq 639,47 \text{ KN} + (902,20\text{KN} * 2) = 2443,88 \text{ KN}$$

$1739,39 \text{ KN} < 2443,88 \text{ KN} \quad \checkmark$
--

6.15.3.3 Análisis mediante software

Además de la comprobación manual, se optó por analizar la unión mediante software de cálculo por el método de elementos finitos para evaluar el comportamiento de los componentes y así poder realizar observaciones más precisas sobre los resultados.

Tanto las dimensiones de los perfiles como de la soldadura corresponden a las determinadas mediante el cálculo desarrollado con anterioridad.

Unión sin rigidizadores

Con este primer análisis se busca determinar la influencia que tienen los esfuerzos locales debido a las cargas concentradas, y, consecuentemente, la importancia en la unión de los rigidizadores transversales. Luego, aplicando las cargas correspondientes a la esquina analizada, en la Figura 6.61 se observa en colores cuales elementos de los que componen la unión superan la tensión admisible (rojo) y cuales se encuentran por debajo de dicho límite (verde).

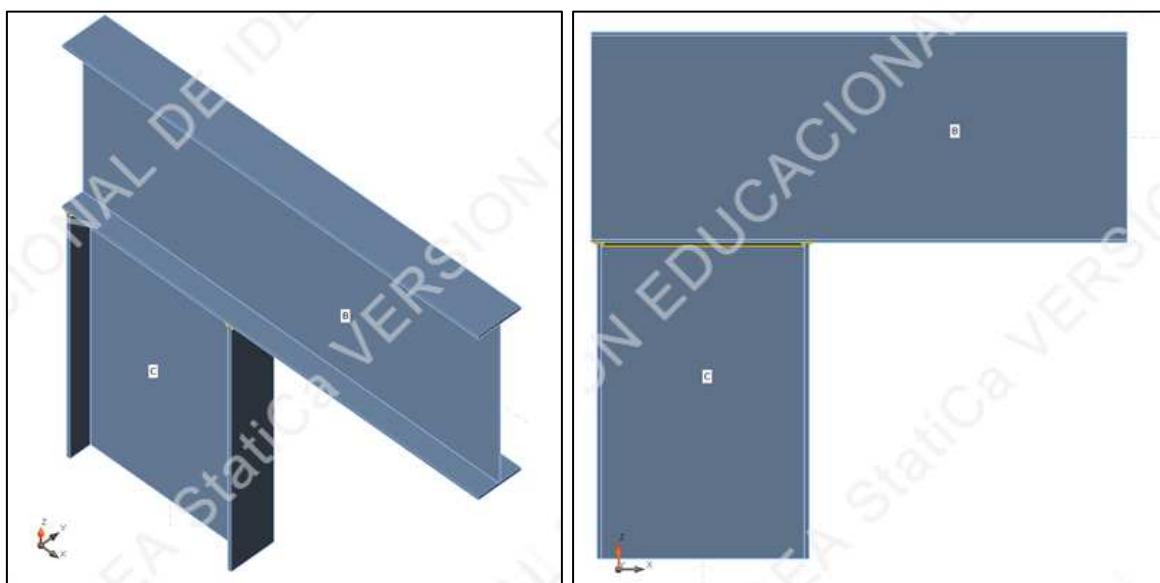


Figura 6.61 – Modelo de unión soldada sin rigidizadores. Fuente: Autor.

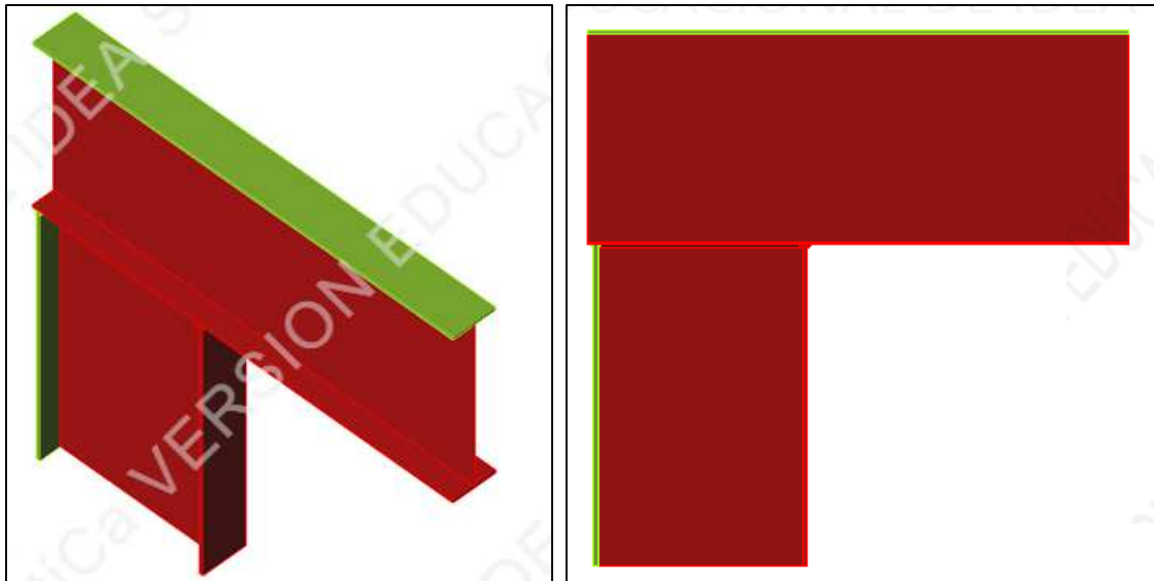


Figura 6.62 – Tensión actuante en los elementos en relación a la admisible. Fuente: Autor.

Se puede observar como los únicos elementos que no superan las tensiones admisibles son las alas sometidas a compresión por flexión. Además, la mayor concentración de tensiones se da en el alma de la viga debido a las acción de las cargas concentradas transmitidas por la columna.

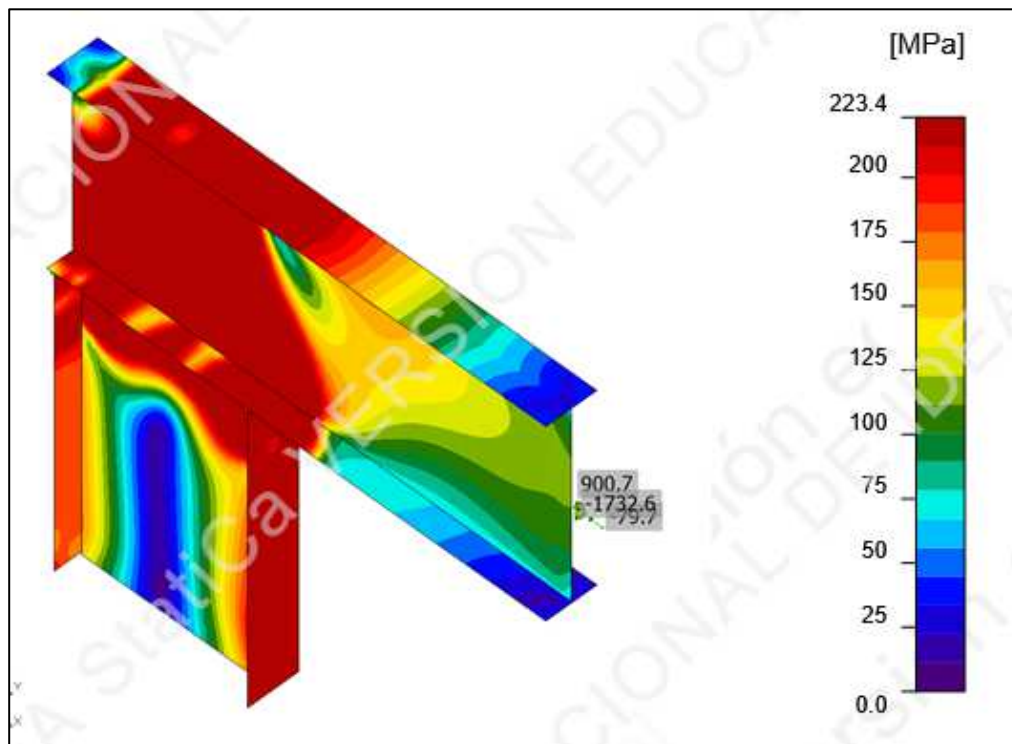


Figura 6.63 – Estado tensional en relación a la admisible en escala de colores. Fuente: Autor.

Si se observan las deformaciones para el estado de carga (Figura 6.64), es posible determinar que la fluencia se alcanza debido a las altas tensiones de tracción y flexión local en la zona del ala inferior de la viga. Por lo tanto, la unión, al no poseer rigidizadores que absorban tales esfuerzos, se deforma plásticamente y falla por aplastamiento local del alma debido a tracción. Puede observarse, además, las deformaciones plásticas máximas, producidas en las zonas antes mencionadas (Figura 6.65).

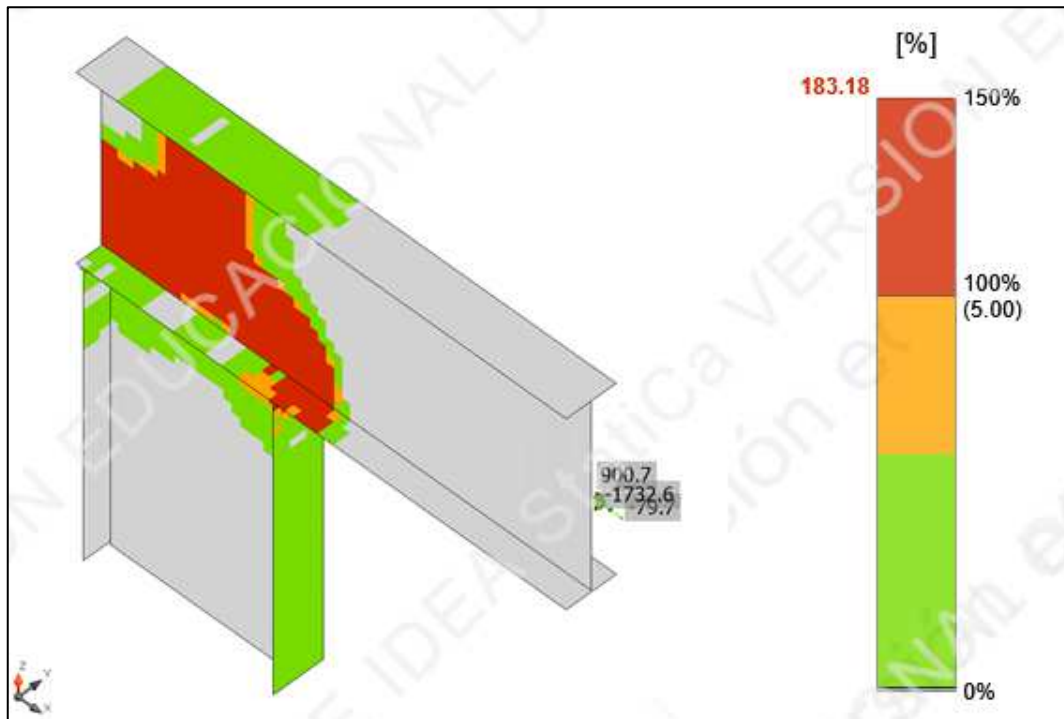


Figura 6.64 – Deformación porcentual de los elementos componentes. Fuente: Autor.

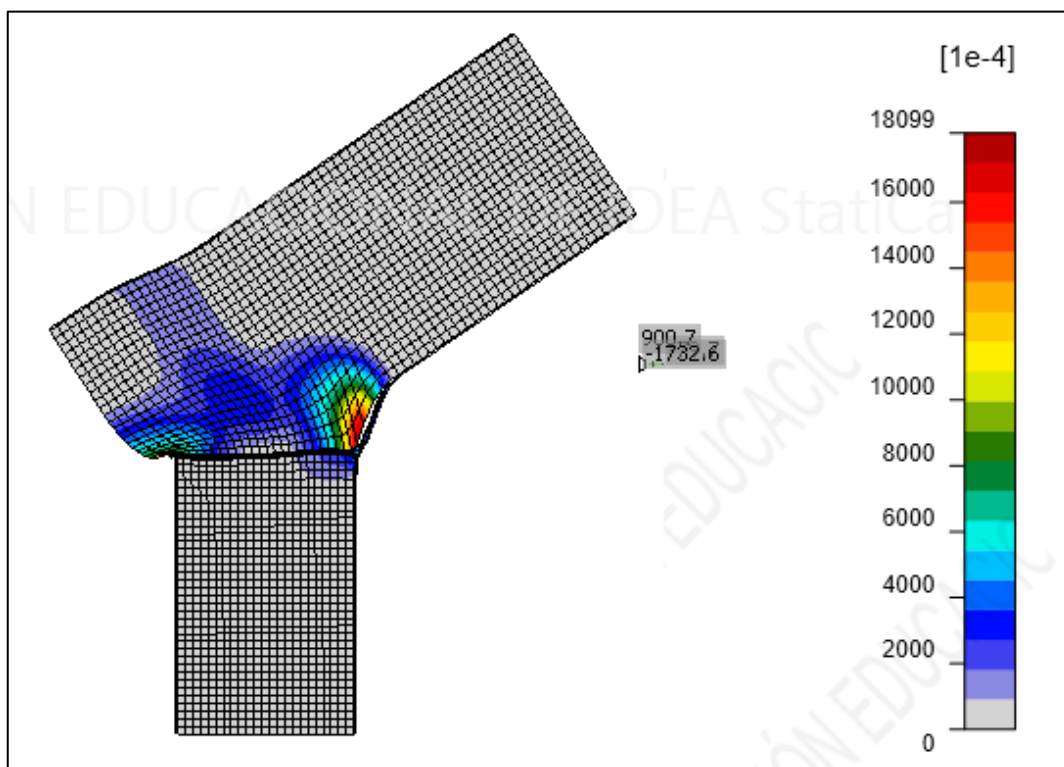


Figura 6.65 – Deformaciones plásticas en la zona de unión. Fuente: Autor.

Por último, en cuanto al fenómeno de pandeo local, la ausencia de rigidizadores provoca que el alma de la viga pandee localmente en su extremo cuando la carga alcanza el 50% del valor máximo. Esto puede observarse en la Figura 6.66, y constituye el estado límite determinante de la unión. En conclusión, para el nivel de carga que se tiene, es prácticamente imposible resolver esta unión sin la utilización de planchas de refuerzo o rigidizadores como se verá a continuación.

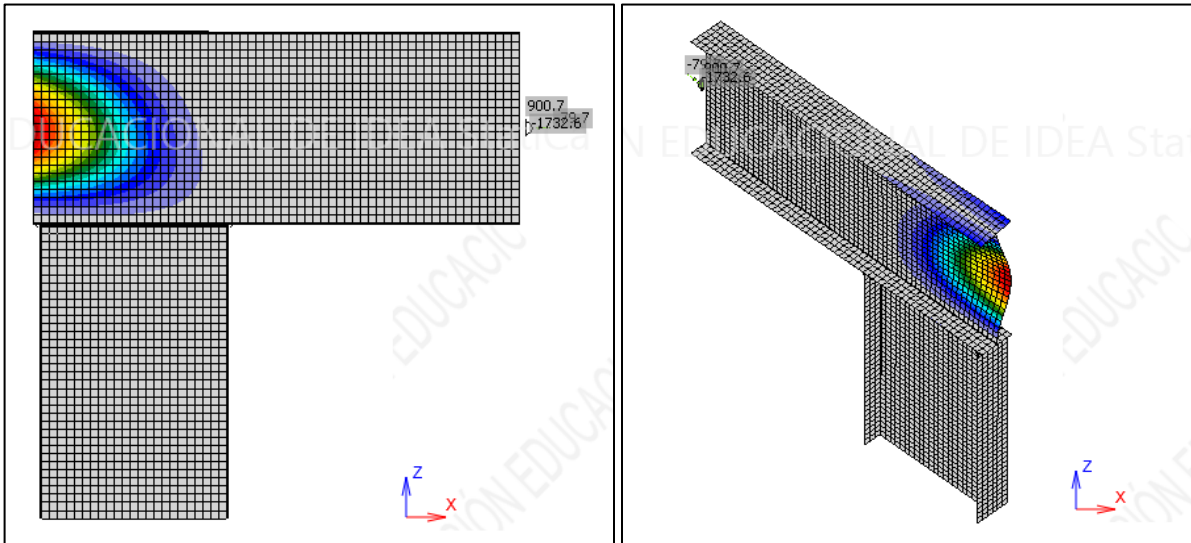


Figura 6.66 – Fenómeno de pandeo local por aplastamiento del alma. Fuente: Autor.

Unión con rigidizadores

Como se vió, la falla en la unión se produce localmente en la zona de contacto entre columna y viga debido a la gran concentración de tensiones por la acción de fuerzas concentradas, valga la redundancia. La solución consiste en la utilización de chapas de refuerzo conocidas como rigidizadores transversales. Un rigidizador es un elemento unido al alma de una viga o viga armada cuya función es distribuir carga, transferir corte o prevenir el pandeo local. Generalmente es un perfil ángulo o una planchuela o chapa plana, y puede también estar unido a una o a las dos alas. Mediante el cálculo manual, se pudo obtener una solución razonable, con rigidizadores de 1" a ambos lados de la viga, como puede observarse en la Figura 6.67.

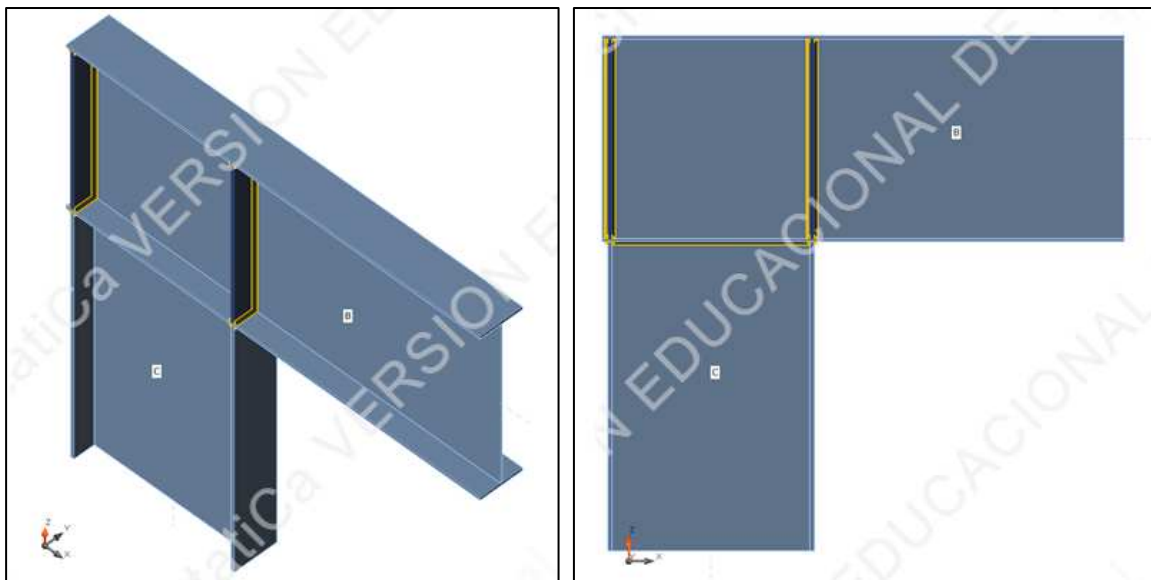


Figura 6.67 – Modelo de unión soldada con rigidizadores. Fuente: Autor.

Si se observan los resultados del modelo adoptando las soluciones calculadas con anterioridad (Figura 6.68), en color verde, puede apreciarse que todos los elementos se encuentran bajo tensiones menor a la admisible, y hasta algunos se encuentran dentro del rango elástico (color gris).

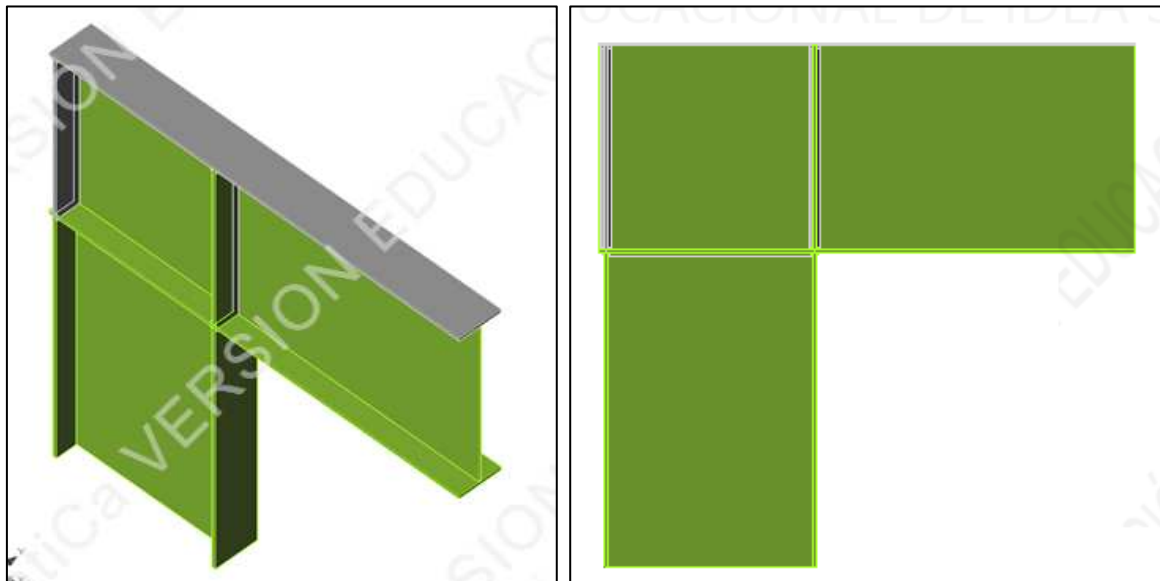


Figura 6.68 – Tensión actuante en los elementos en relación a la admisible. Fuente: Autor

Observando la Figura 6.69, es evidente que la distribución de tensiones en los elementos es considerablemente más uniforme debido a la utilización de los rigidizadores. Tal es así, que ningún elemento se encuentra solicitado más allá de su tensión admisible.

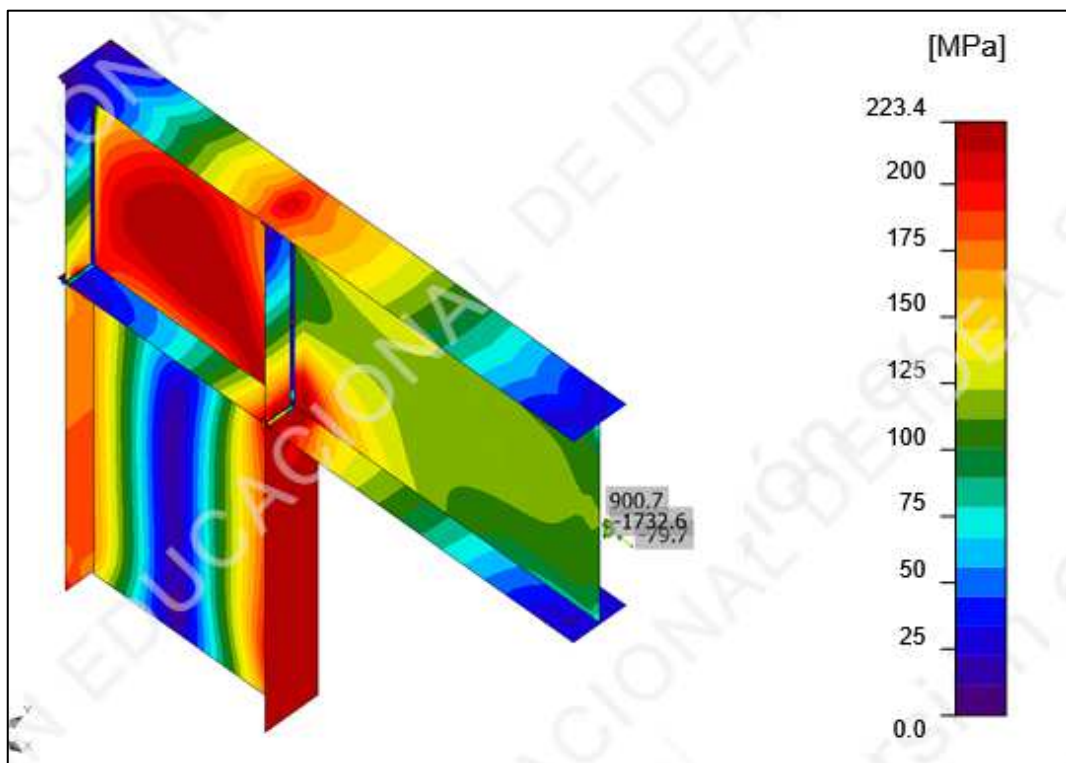


Figura 6.69 – Estado tensional en relación a la admisible en escala de colores. Fuente: Autor.

Si se observa la Figura 6.70, las máximas deformaciones se dan, tanto en la zona de contacto de las alas traccionadas, como en la zona central del alma de la viga donde tiende a pandear localmente debido a la transmisión de esfuerzos como corte en esta. Puede observarse, además, las deformaciones plásticas máximas, producidas en las zonas antes mencionadas en la Figura 6.71.

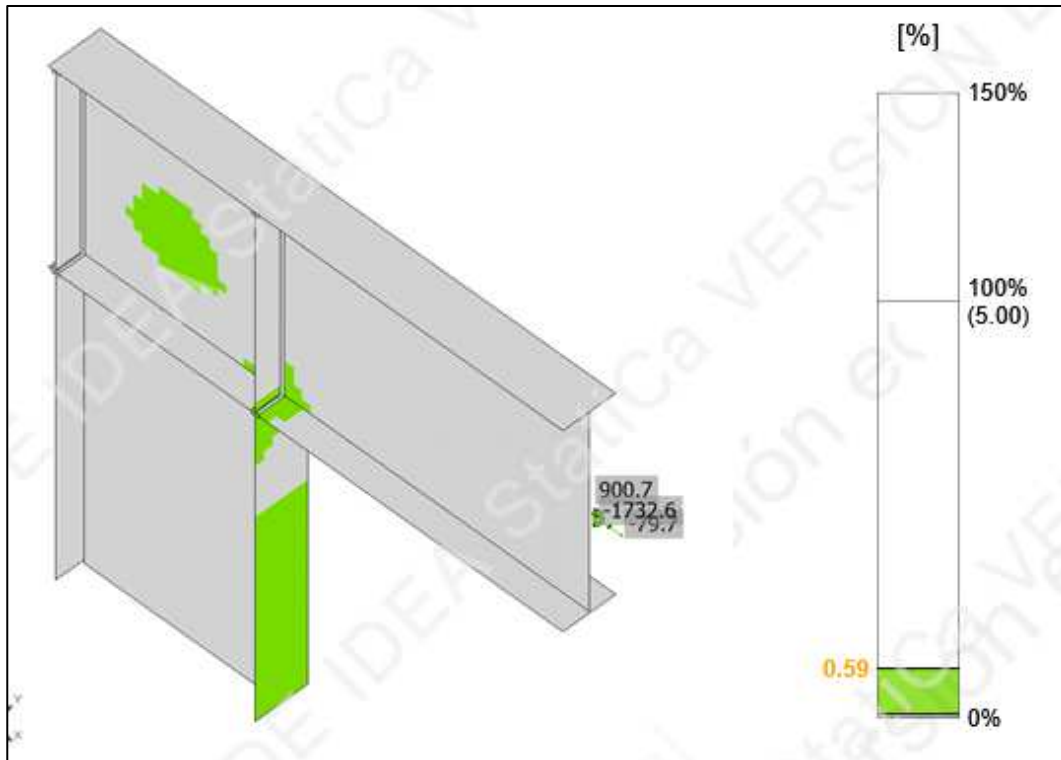


Figura 6.70 – Deformación porcentual de los elementos componentes. Fuente: Autor.

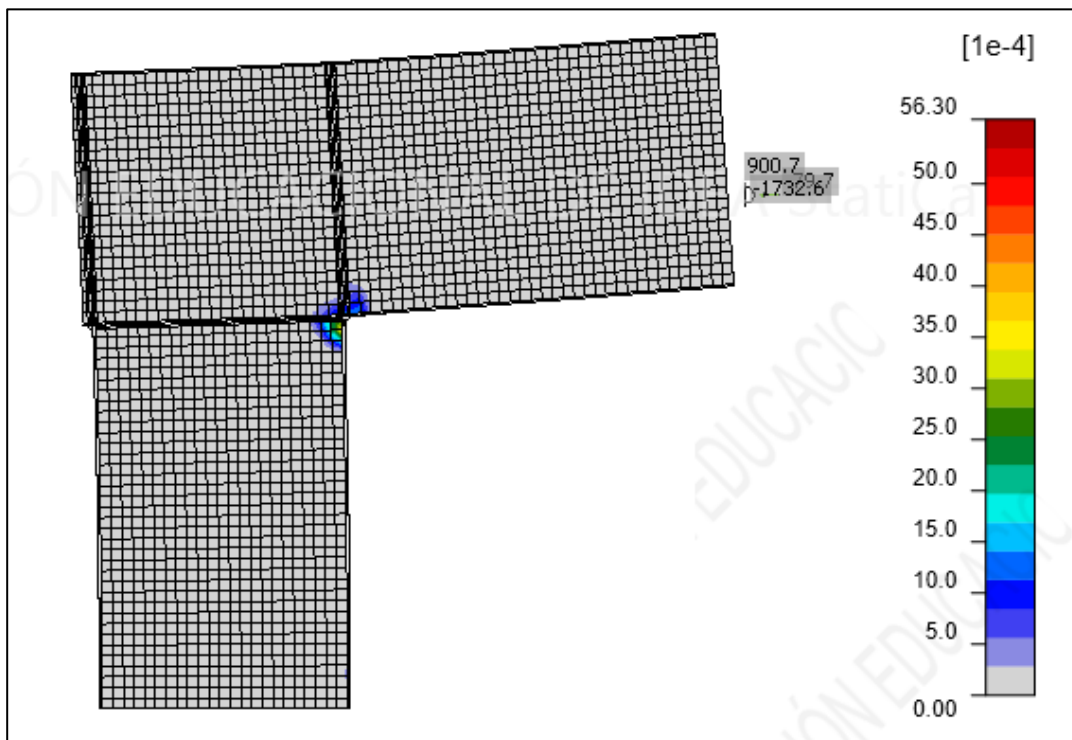


Figura 6.71 – Deformaciones plásticas en la zona de unión. Fuente: Autor.

Es claramente distinguible como la rigidez aportada por los elementos de refuerzo reducen el giro de la sección, y permiten a la unión alcanzar valores muy bajos de deformación plástica en comparación a la analizada anteriormente. Analizando el fenómeno de pandeo para este caso, se puede observar en la Figura 6.72 que la presencia de rigidizadores que contienen al alma de la viga, le aportan una mayor

capacidad resistente frente a los esfuerzos de corte provocados por las cargas concentradas de compresión que tienden a provocarle la inestabilidad.

Tal es así que, a diferencia del caso anterior, la carga necesaria para producir este fenómeno en este caso es un 243% mayor a la aplicada.

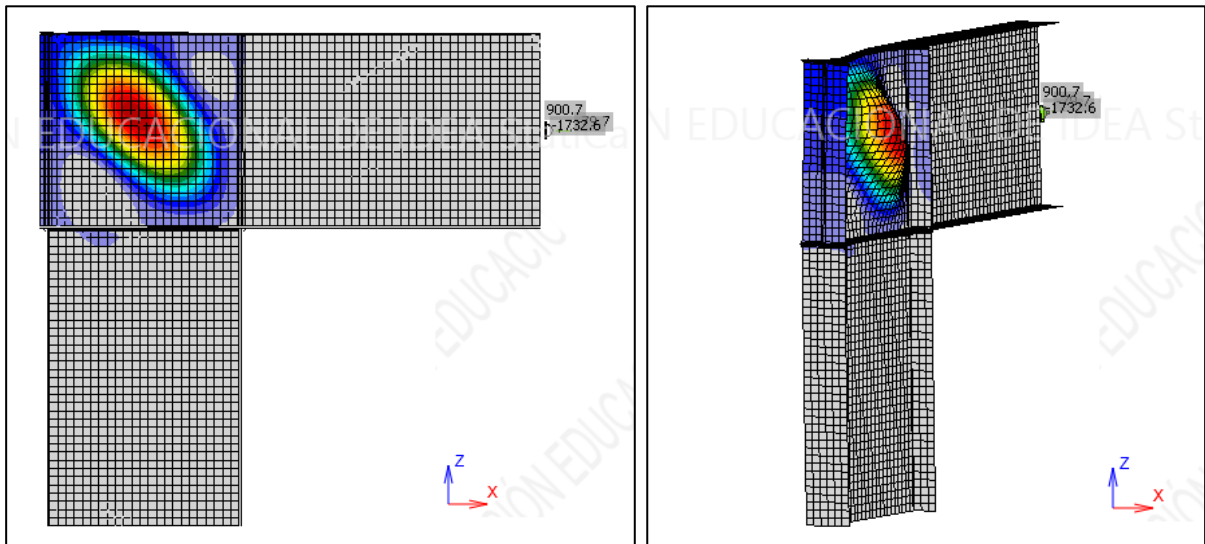


Figura 6.72 – Fenómeno de pandeo local por aplastamiento del alma. Fuente: Autor.

En caso de que el pandeo local del alma provoque el incumplimiento de ciertas condiciones estructurales o de diseño, la solución consistiría en rigidizar la zona del alma que abarque la mayor cantidad de “ondas” de tensión en la menor longitud posible, asegurando una mayor resistencia frente a este fenómeno.

En tal caso, colocando un rigidizador en diagonal, la carga admisible aumentaría a un 263% de la carga aplicada en este caso, y el pandeo se produciría como se muestra en la Figura 6.73.

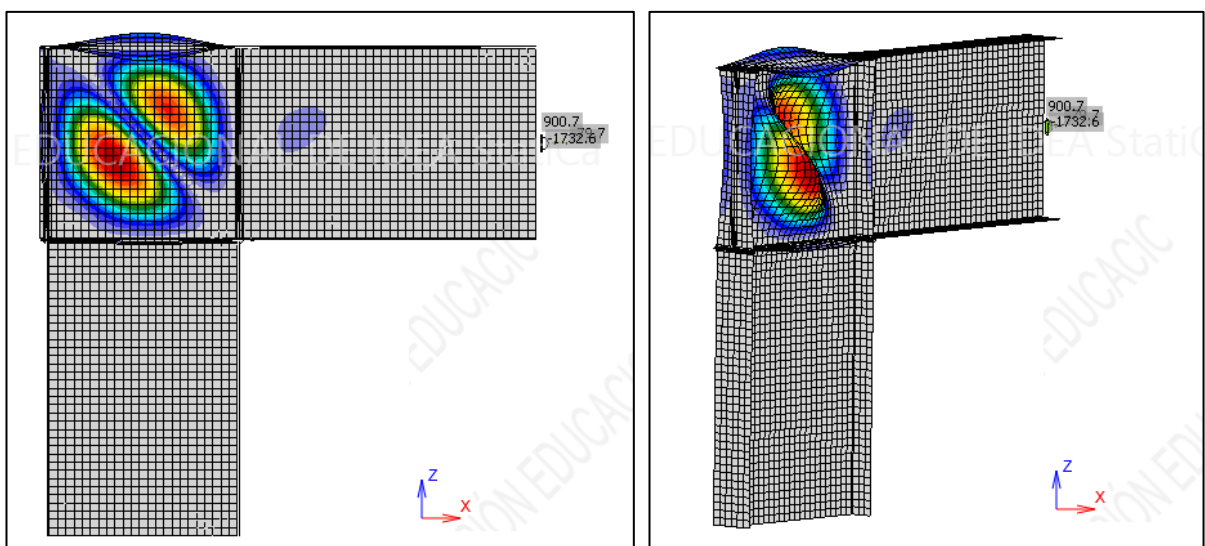


Figura 6.73 – Pandeo local por aplastamiento del alma en doble curvatura. Fuente: Autor.

Un detalle apreciable es la doble curvatura de pandeo, generada por la relación de lados en la placa y la presencia del rigidizador diagonal.

6.16 Consideraciones constructivas para la ejecución de los marcos metálicos

Sólo la conjunción de equipos modernos, mano de obra especializada, adecuado diseño y apego a la normativa de control de calidad pueden garantizar una confiabilidad en estructuras en las que se involucran tantos factores y las posibilidades de falla son tan dispersas como las metálicas.

Normalmente, la fabricación de las estructuras metálicas se hace en plantas especializadas, con los equipos más modernos y adecuados para cada proceso, con una cuidadosa selección del personal, mediante un programa de control de calidad. Debido a la gran importancia de la calidad de la mano de obra en la fabricación de estas estructuras, es de suma importancia que, además del control, la capacitación y el control del personal, se procure que la planta de fabricación tenga instalaciones completas y adecuadas, permitiendo la aplicación de los procesos y garantizando confianza en el proceso.

6.16.1 Calidad del acero

Tanto en las chapas como en los perfiles deberá constar la calidad y marca de procedencia, debiéndose entregar los certificados de calidad en origen de todo material empleado en la construcción.

Al efectuar el pedido de materiales necesarios, deberán considerarse las dimensiones de las piezas por fabricar, con objeto de ajustar las medidas de los materiales pedidos y tratar hasta donde sea posible, de evitar los desperdicios, desde el punto de vista económico, el material deberá pedirse ajustado a las medidas comerciales, entendiendo por esto las medidas normales que la laminadora emplea en cada elemento o perfil.

Pedir el material a una medida especial, fuera de las comerciales, representa generalmente un sobreprecio. Medidas comerciales de las planchas de acero laminado en caliente:

- Planchas de 1000mm x 3000mm x espesor necesario.
- Planchas de 1000mm x 6000mm x espesor necesario.

Al recibir el material al pie de obra debe procederse con una cuidadosa selección de éste, identificándolo de acuerdo con las longitudes, secciones y espesores, con objeto de evitar pérdidas de tiempo en el aprovisionamiento del material en el taller.

6.16.2 Trazado

El trazo se hará de acuerdo con los planos de detalles de cada uno de los elementos a construir, procurando rectificar cada una de las medidas en ellas indicadas, solicitando, además, la aprobación del jefe de taller o encargado.

Las piezas a trazar se deben pintar o cubrir con barniz de trazo, con el objeto de eliminar el brillo natural de las superficies y obtener trazos precisos, notables y duraderos. Se recomienda la utilización de cualquier producto sintético con el que los operarios se encuentren familiarizados. El operario encargado del trazo deberá también ordenar las preparaciones de las piezas para efectos de soldadura, tales como biseles o cortes especiales.

6.16.3 Corte

Previo a la realización de esta tarea debe hacerse una inspección cuidadosa del material, con objeto de enderezar aquellas piezas que, ya sea por defecto de la laminación o por mal trato en su manejo, hayan sufrido algún deterioro, una vez preparado, en esta forma se procederá a cortar el material, siempre de

acuerdo con las indicaciones del plano y bajo la vigilancia del jefe del taller o encargado. Procurar no continuar con el proceso de corte si existe algún tipo de duda respecto a las dimensiones exactas o el material que se está trabajando.

El corte se efectuará mediante una cortadora por plasma, es un excelente proceso para el corte de placas de acero dulce, que ofrece velocidades de corte mucho más rápidas que el oxicorte. La calidad del filo es ideal que para placas entre 1/4 (6.4 mm) de pulgada hasta 1,5 (38.1 mm) pulgadas, espesores que se adecúan perfectamente a los requerimientos de proyecto, por supuesto el cortador deberá prestar especial atención a la regulación de la máquina, adoptando mayor amperaje cuanto mayor sea el espesor a cortar.

La perpendicularidad y prolijidad del filo se mantiene sin inconvenientes para placas entre los espesores mencionados. El equipo de plasma puede ser costoso cuando se lo compara con un soplete para oxicorte, pero la mayor productividad compensa el costo del sistema en poco tiempo para obras de esta envergadura donde es necesario cortar un alto volumen de piezas para abastecer una línea de producción completa, por lo que se define a las cortadoras por plasma como la maquinaria adecuada para todo corte requerido en el proyecto.



Figura 6.74 – Soldadura de corte por plasma. Fuente: Metaldio Web.

6.16.4 Ejecución de uniones soldadas

El primer paso consiste en presentar sobre el trazo el conjunto de elementos que formar una pieza o un segmento de ella por armar. El armador deberá comprobar o rectificar cada uno de los cortes de los diferentes elementos, ajustándose siempre al trazo aprobado. Para facilitar el armado, deberán unirse las piezas entre sí por medio de puntos de soldadura lo suficientemente fuertes para que las piezas puedan moverse y voltearse sin correr el riesgo de que se rompan los puntos o se deforme la sección deseada, produciendo alabeos o distorsiones.

6.16.4.1 Soldado en taller

Las piezas punteadas y revisadas, deberán ser soldadas de acuerdo con las indicaciones al respecto y que se indican en los planos de taller, deberá tenerse muy en cuenta el tipo de soldadura especificada, tamaño y distribución de los cordones, orden de realización y longitudes de los mismos.

Para el soldado efectivo de las piezas se recomienda el uso adecuado de las instalaciones y el uso de algunos dispositivos como grúas móviles, bancos y otros, que permiten la colocación de las piezas en posición adecuada y favorable para la aplicación de la soldadura, tratando de evitar siempre que se pueda, las soldaduras en posiciones difíciles que son las que suelen presentar mayores defectos constructivos. La aplicación de la soldadura deberá hacerse, de acuerdo con ciertas reglas, en cuanto al orden a seguirse, con objeto de evitar excesivos calentamientos concentrados que provoquen contracciones diferenciales, ocasionando distorsiones en las piezas.

Para todas las soldaduras en taller se establece como único método según proyecto la soldadura tipo MIG, el sistema aumenta en gran medida la productividad debido a su sistema continuo de material de aporte y a la inexistencia de escoria que remover, logrando una tasa de deposición de material de aporte abundante, también verificada según proyecto. Al no existir empalmes entre soldaduras se eliminan muchos sectores de posibles imperfecciones.

6.16.4.2 Soldado en obra

Estas soldaduras se tienen que realizar con total apego a las especificaciones de los planos de montaje y tendrán que ser revisadas o supervisadas.

Existen tres aspectos fundamentales para la realización de los trabajos de soldadura de campo que son:

- Que las secciones que se están trabajando coincidan con las disposiciones indicadas en el plano de montaje.
- Las piezas deben estar completamente listas para ser soldadas, respetando su alineación y niveladas en ambas direcciones.
- Las partes que se van a soldar deben estar limpias y con la preparación superficial adecuada según proyecto.

Debido a que la soldadora MIG es difícil de utilizar en espacios restringidos, que requiere conducciones de gas y de agua de refrigeración, tuberías, botellas de gas de protección, que no puede emplearse en lugares relativamente alejados de la fuente de energía y a su gran sensibilidad a las corrientes de aire, su aplicación al aire libre es limitada y no aconsejada. Por ello, para la fabricación de las uniones soldadas en obra se plantea el uso de soldadoras tipo Inverter, con aporte de electrodos recubiertos.

Este tipo de soldadoras presentan la enorme ventaja de su transportabilidad debido a su bajo peso. Las soldaduras de gran longitud presentan discontinuidades propias del recambio de los electrodos, zonas donde los controles deben ser más rigurosos, prestando especial atención a la aparición de imperfecciones y fallas. El aspecto de la soldadura permite muchas veces a un observador experto, descubrir defectos de ejecución, un método de prueba visual un poco más riguroso es el control de fluorescencia, para descubrir los defectos que desembocan en la superficie; grietas o fisuras finas en el cordón de soldadura o en sus proximidades. Por este método, las piezas a examen se impregnan con un líquido muy humectante, cuyo exudado se hace patente donde existe algún defecto debido a sus propiedades fluorescentes.

6.16.4.3 Tipo de cordones a realizar

Debido a la gran cantidad y a la complejidad de las uniones a realizar, existirá la necesidad de realizar soldaduras en diferentes posiciones, se presenta un esquema de todas ellas. Es de suma importancia proyectar soldaduras que permitan una fácil ejecución y que no generen estados tensionales complejos. Se deben evitar en lo posible el cruce de cordones que al enfriarse generan estados biaxiales que producen rotura frágil. En estos casos debe elegirse entre dos alternativas, permitir el estado tensional complejo o generar una entalla con la consecuente disminución de sección.

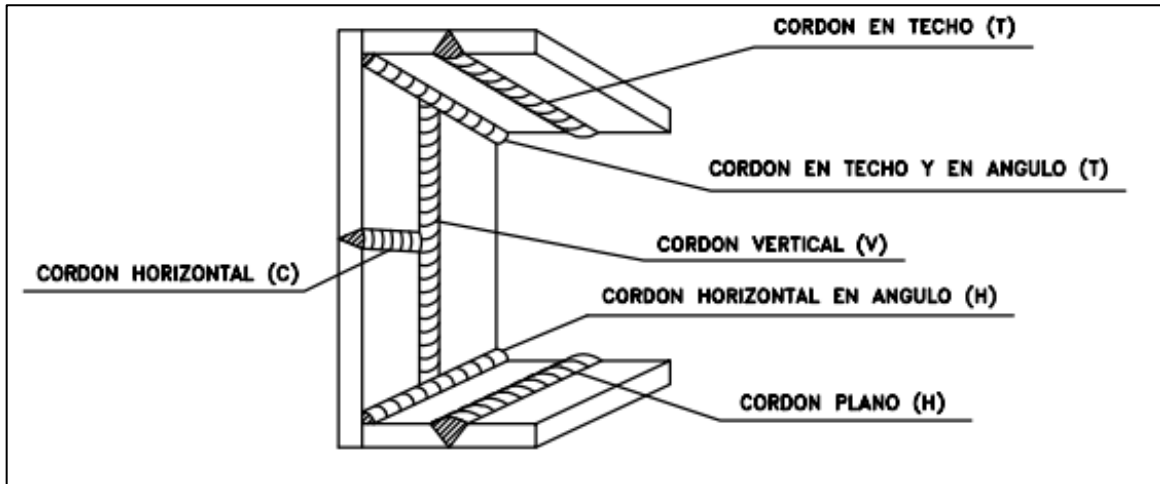


Figura 6.75 – Clasificación de cordones de soldadura según su posición. Fuente: UCLM Web.

Para el presente proyecto se consultó bibliografía y se decidió generar la entalla en el cruce de dos cordones. Aunque se procura eliminar la concurrencia de tres cordones en un mismo punto, en lugares donde son necesarias por ejemplo en la colocación de los rigidizadores se decidió por no generar la entalla, evitando la disminución de su área neta por la importancia de la misma para resistir los esfuerzos. Estas zonas de encuentros complejos deben controlarse muy cuidadosamente y verificar la correcta fusión de los metales.

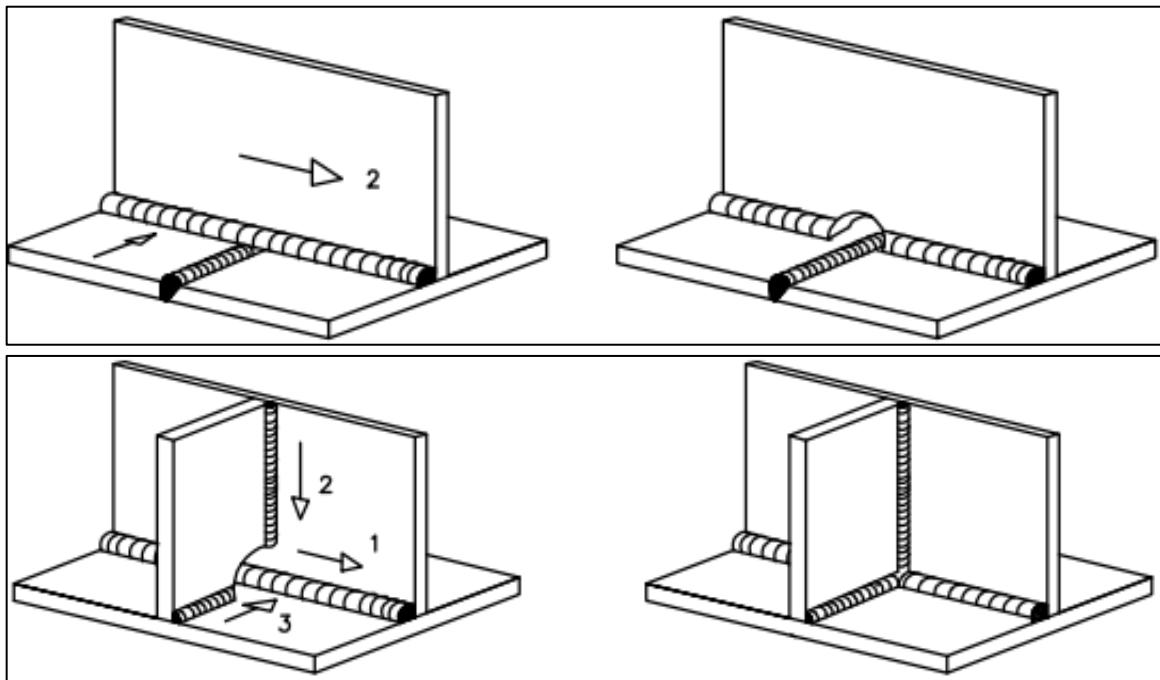


Figura 6.76 – Formas de uniones en ángulo con dos o tres cordones. Fuente: UCLM Web.

6.16.4.4 Inspección visual de la soldadura

Antes de ejecutar una soldadura, se deben realizar las siguientes inspecciones visuales:

- Examen de los certificados de los materiales base y de aportación
- Inspección de las superficies
- Verificación de secciones punteadas para soldadura



- Verificación de preparaciones de bordes y separación entre bordes
- Examen de los electrodos

Durante la soldadura:

- Verificación de parámetros de soldadura
- Control de temperaturas de precalentamiento y temperaturas entre pasadas
- Control de secuencias de soldaduras
- Inspección de las raíces de los cordones para detectar grietas, y la restauración de los mismos

Después de la soldadura y después del enderezado de las piezas, caso de ser necesario:

- Debe existir completa fusión entre capas adyacentes del metal de soldadura y entre el metal de soldadura y el metal base.
- Limpieza con cepillo de cerdas rígidas, no con herramientas neumáticas ni con chorreado, para evitar que puedan quedar ocultas pequeñas grietas
- Verificación de dimensiones de los cordones
- Examen del aspecto de los cordones, su rugosidad y salpicaduras de escoria en las zonas colindantes
- Inspección de defectos tales como faltas de penetración, faltas de espesor, sobre espesores, inclusiones de escoria, grietas, poros, etc.

6.16.5 Ejecución de uniones abulonadas

Las tuercas deben apretarse por medio de llaves dinamométricas calibradas, de acuerdo con los valores de par y las tolerancias indicadas en los planos. A ambos lados de la tuerca, tanto al exterior como hacia la espiga sin roscar, debe sobresalir al menos un filete de rosca (además de la terminación de la misma). Cuando se emplean bulones no pretensados, como es el caso, es conveniente bloquear las tuercas empleando arandelas de seguridad o punto de soldadura. El diámetro nominal de los bulones es el de su espiga. El diámetro del agujero será dos milímetros mayor que el nominal de la espiga. La longitud mínima de la espiga será igual a la suma de espesores a unir más un milímetro, sin alcanzar la superficie exterior de la arandela, quedando dentro de esta al menos un filete. Los asientos de las cabezas y tuercas deben estar perfectamente planos y limpios. Es obligatoria la colocación de arandelas bajo la tuerca.

6.16.5.1 Inspección de la unión abulonada

Deberán llevarse a cabo los controles que se indican a continuación:

- Inspección de que todos los bulones son del diámetro y de la calidad correcta, que están provistos de sus tuercas, arandelas y elementos de inmovilización precisos, y que al exterior de la tuerca asoma por lo menos un filete de rosca.
- Inspección de que los agujeros están correctamente posicionados y tienen el diámetro requerido.
- A pedido de la Inspección de Obra, el Contratista deberá presentar los certificados de calibración de las llaves dinamométricas utilizadas en el apriete de los bulones.

6.16.6 Control dimensional

En taller se deben verificar como mínimo las dimensiones que se relacionan a continuación, para comprobar que se encuentran dentro de las tolerancias de fabricación que se exigen en esta especificación:

- Dimensiones generales.
- Flechas.
- Diámetros de agujeros.
- Distancias entre agujeros
- Ángulos • Perpendiculares.
- Preparación de bordes.
- Abombamiento y/o deformación de chapas.

En el sitio de montaje se deben verificar, al menos, los ítems que se citan a continuación, para comprobar que se encuentran dentro de las tolerancias de montaje exigidas:

- Dimensiones generales.
- Distancia entre columnas.
- Desplomes de columnas.

La tolerancia de las dimensiones fundamentales del conjunto montado debe ser la suma de las tolerancias de los elementos estructurales no debe sobrepasar $\pm 15\text{mm}$.

La tolerancia en la posición de los pilares de hormigón de la obra civil debe ser inferior a los 5 cm. Sobre estos irá la pieza metálica de vinculación la cual tendrá como tolerancia con la viga que apoye, o el elemento de vinculación, siempre metálico este, de 30 mm.

6.16.7 Pintura y recubrimientos

Las estructuras salen de la planta de fabricación completamente pintadas, por lo que la pintura en el montaje es sólo un resane, en las partes quemadas por la soldadura de campo o por los golpes recibidos en el transporte, carga o descarga, esta pintura es aplicada manualmente con pinturas de idénticas características que la aplicada en taller, con adecuadas propiedades anticorrosivas. A pesar de que los marcos se recubrirán con elementos pre moldeados de aluminio se establece la aplicación de esmaltes sintéticos aptos para condiciones climáticas de exteriores asegurando que el tiempo que pueda transcurrir entre el proceso de montaje y el de recubrimiento no ocasione daños.

6.16.8 Montaje y coordinación de las tareas

Una vez elaborado un programa de montaje con fechas de entrega y condiciones, debe ejecutarse una secuencia para la fabricación y montaje de elementos, procurando la eliminación de almacenajes excesivos de las piezas en el sitio, obteniendo un avance continuo y garantizado. Siempre que sea posible se debe realizar un montaje en banco en taller para garantizar la coincidencia de los elementos a unir y la configuración geométrica de la estructura. Las manipulaciones necesarias para la carga, transporte, descarga, almacenamiento a pie de obra y montaje, se deben realizar con el cuidado suficiente para no provocar solicitaciones excesivas en ningún elemento de la estructura, y para no dañar ni a las piezas ni a la pintura. Se deben cuidar especialmente, protegiéndolas si fuese necesario, las partes sobre las que hayan de fijarse las cadenas, cables o ganchos a utilizar en la elevación o sujeción de las piezas de la estructura. La preparación de las uniones que se vayan a efectuar en montaje debe efectuarse siempre en taller, en particular la preparación de bordes para las soldaduras y la perforación de agujeros para los bulones. Antes de proceder al montaje se debe corregir cuidadosamente cualquier abolladura, comba o torcedura que haya podido provocarse en las operaciones de transporte.

Cuando el defecto no pueda ser corregido, o se presuma que después de corregido, pueda afectar a la resistencia o estabilidad de la estructura, debe rechazarse la pieza en cuestión marcándola debidamente para dejar constancia de ello.

Durante su montaje, la estructura debe asegurarse provisionalmente mediante cualquier medio auxiliar adecuado, de tal forma que se garantice su estabilidad y resistencia hasta el momento de terminar las uniones definitivas. Los elementos provisionales que, por razones de montaje u otras, sea necesario soldar a las barras de la estructura, se desguazarán posteriormente con soplete, nunca a golpes, procurando no dañar la propia estructura. Los restos de cordones de soldadura ejecutados para la fijación de aquellos elementos se eliminarán con ayuda de piedra esmeril. En el montaje se debe prestar la debida atención al ensamblaje de las distintas piezas, con el objeto de que la estructura se adapte a la forma prevista en el proyecto, debiéndose comprobar cuantas veces fuese necesaria la exacta colocación relativa de sus diversas partes. Es muy importante que el personal que trabaje en el montaje de la estructura metálica tenga el conocimiento básico en el manejo de las maniobras, lo cual implica una gran responsabilidad, pues la falta de esos conocimientos puede poner en peligro la integridad física del personal, así como el equipo o material que se esté manipulando.

El control de calidad en el montaje se reduce a la vigilancia en la geometría de la estructura, en lo que se refiere a plomos, ejes, niveles, etc., y a la eficiencia de las juntas. Es importante hacer notar que, con un cuidadoso montaje de la estructura en que, en su primer tramo, se respetaron niveles, plomos y posición de ejes, queda prácticamente garantizada la geometría del resto de la estructura, pues es norma de fabricación, el respeto a estos condicionamientos.

6.16.9 Proceso constructivo

Como se mencionó, la construcción de una estructura de las características presentadas, representa un proceso complejo y requiere de mano de obra especializada en el rubro. Aunque cierta parte está compuesta de H°A°, los elementos más exigidos estructuralmente son metálicos, y escapan a lo que comúnmente se construye, por lo cual es importante que cada paso que constituye la construcción sea ejecutado satisfactoriamente y cumpliendo con los estándares de operación, manipuleo, acopio, etc.

En primer lugar, se lleva a cabo la excavación para las zapatas aisladas de 4,50m x 4,50m x 4m de profundidad y se vierte una capa de hormigón de limpieza de 10 cm de espesor. Sobre esta se disponen las armaduras por encima de tacos para proveer el espacio suficiente al recubrimiento y se les proporciona un gancho de 50 cm de longitud para garantizar su anclaje.

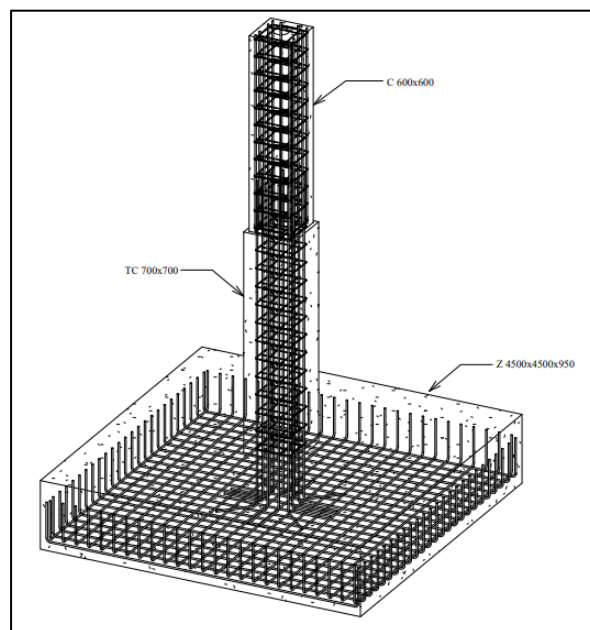


Figura 6.77 – Detalle de zapata y tronco de columna. Fuente: Autor.

Se arma el tronco de columna teniendo en cuenta en su altura final el anclaje de apoyo en el acero inferior de la zapata. Tras el armado se procede al hormigonado y vibrado del hormigón con el objetivo de eliminar oquedades y se espera al curado y fraguado del hormigón. Se realiza el armado de las columnas de 0,60m x 0,60m de planta baja, dejando la longitud necesaria para el empalme con la columna del piso superior para darle continuidad a la estructura. Se coloca en el centro de la columna el caño que sirve de desagüe pluvial. Por último, se realiza el encofrado y el vertido del hormigón mientras se realiza la acción de vibrado.

Luego se procede a la colocación de la primer parte de los marcos metálicos. Este proceso se divide en la colocación de los marcos colgados y los apoyados. Los primeros son sostenidos mediante apuntalamientos adecuados en toda su longitud, mientras que los segundos, además de los apuntalamientos, se anclan a las columnas de hormigón mediante los elementos correspondientes.

Se coloca en cada placa de anclaje perfiles ángulo para proporcionar un apoyo constructivo que facilita las tareas de soldado a las placas. Es de suma importancia tener en cuenta que la longitud máxima del que pueden construirse las vigas armadas es de 12 m, por lo que se requiere el uso de empalmes metálicos para materializar la unión.

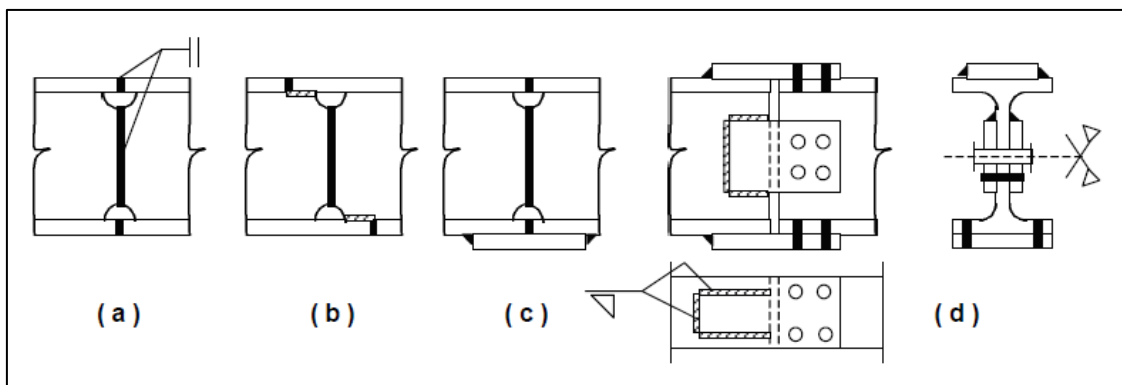


Figura 6.78 – Perfiles empalmados con cubrejuntas. Fuente: CIRSOC 301-2005.

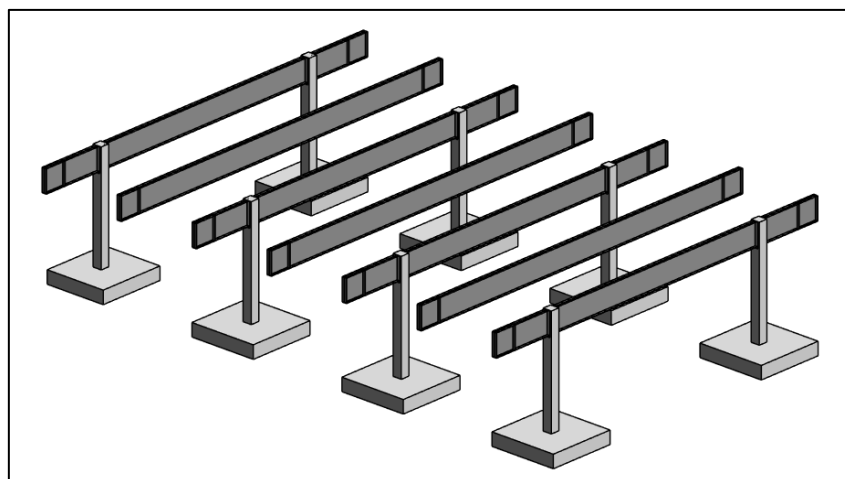


Figura 6.79 – Colocación de vigas inferiores de marcos metálicos. Fuente: Autor.

Hecho esto, es posible comenzar la construcción del entrepiso sobre planta baja. Este está compuesto por losas pretensadas aligeradas que apoyan directamente sobre las vigas inferiores de los marcos. La unión se realiza mediante un conector de cortante y una barilla de refuerzo que conecta el ala superior de la viga introduciéndose 65 cm en la losa alveolar.

El conector de cortante es un elemento muy importante en este tipo de entrepisos. Su ausencia no permitiría considerar al sistema como una pieza mixta puesto que, al cargarla, como se indica en la

Figura 6.80 (a), se produce el deslizamiento relativo en la superficie de contacto entre los materiales, comportándose como dos partes superpuestas, y soportan cargas proporcionalmente a su rigidez bajo el estado tensional indicado para cada una, con tracciones y compresiones (Figura 6.80 (b)). En tal caso, este modo de trabajo no justifica la construcción mixta, puesto que no se emplea cada material para absorber las tensiones convenientes y, además, las dos partes de la viga por separados resisten menos que conjuntamente. Si en la misma viga se disponen elementos de conexión que impidan el deslizamiento obligado a que se comporte como una sola pieza, como se ve en la Figura 6.80 (c), se produce otro estado tensional, sin tracciones en el hormigón y con compresiones pequeñas en el acero.

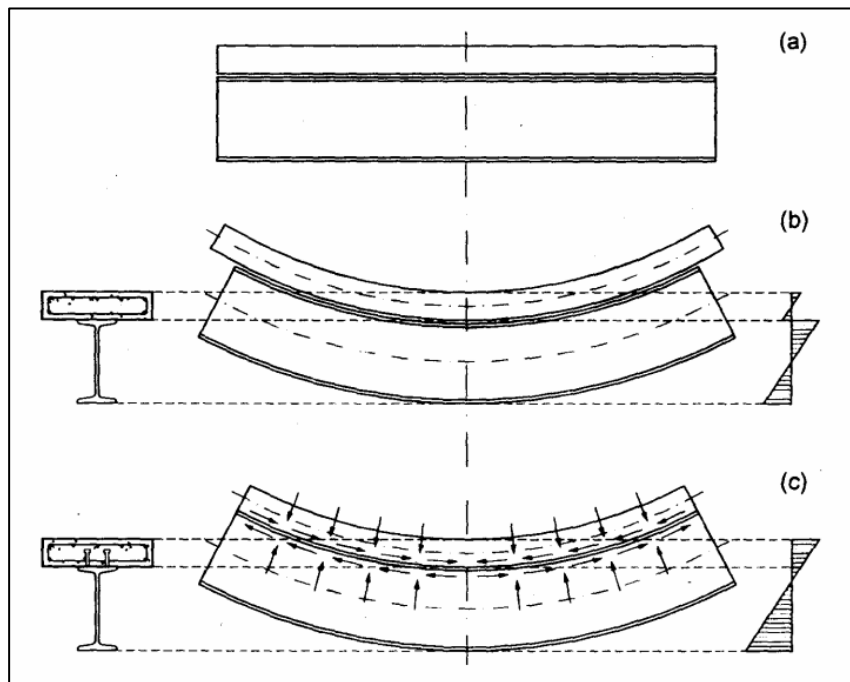


Figura 6.80 – Influencia de los conectores de corte en la unión. Fuente: Bibing proyectos.

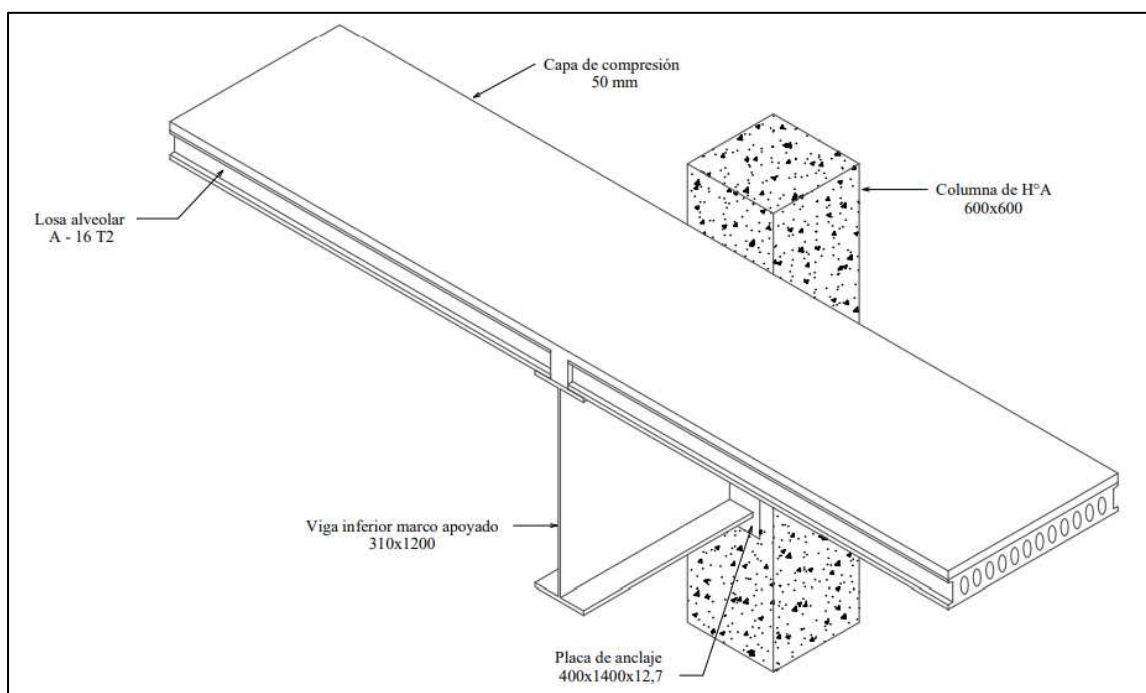


Figura 6.81 – Colocación de losas alveolares de entrepiso. Fuente: Autor.

Se procede a la construcción de las columnas de primer piso del mismo modo que las de planta baja. Como ya no se dispone de los marcos para apoyar el entre piso, se colocan las vigas metálicas conformadas, las cuales se conectan a las columnas mediante placas de anclaje.

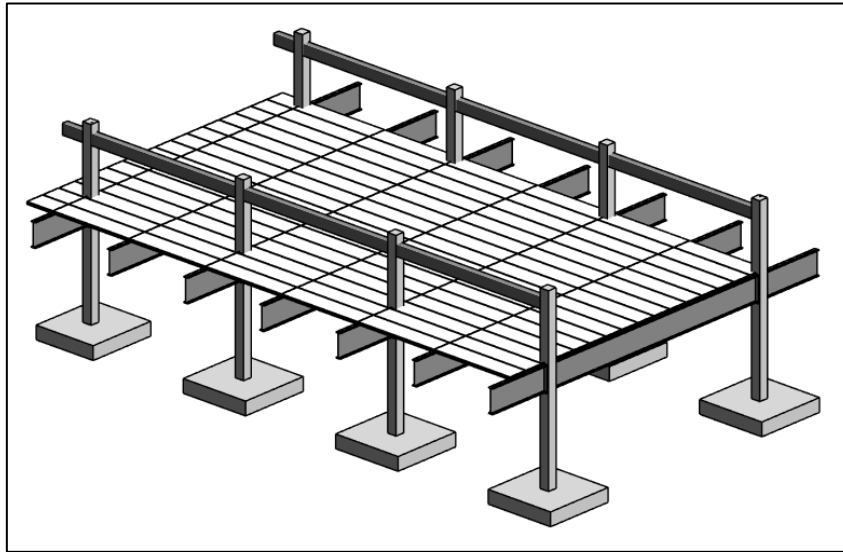


Figura 6.82 – Colocación de vigas conformadas sobre primer piso. Fuente: Autor.

Siendo la distancia a cubrir menor a 12 m. no se presenta la necesidad de realizar empalmes. Se colocan por encima las vigas TT en el vano central por ser un sistema capaz de cubrir una luz de 19,50 m.

Se continúa con la construcción de la columna de segundo piso hasta el nivel de la ménsula donde descansa la viga U80. Se arma la columna y la ménsula y se coloca adecuadamente el caño de desagüe. Luego se prepara el encofrado y se vierte el hormigón con su posterior vibrado.

Una vez desencofrada la columna y la ménsula se apoyan sobre esta última las vigas U80, haciendo coincidente el desagüe de esta con el instalado en la ménsula.

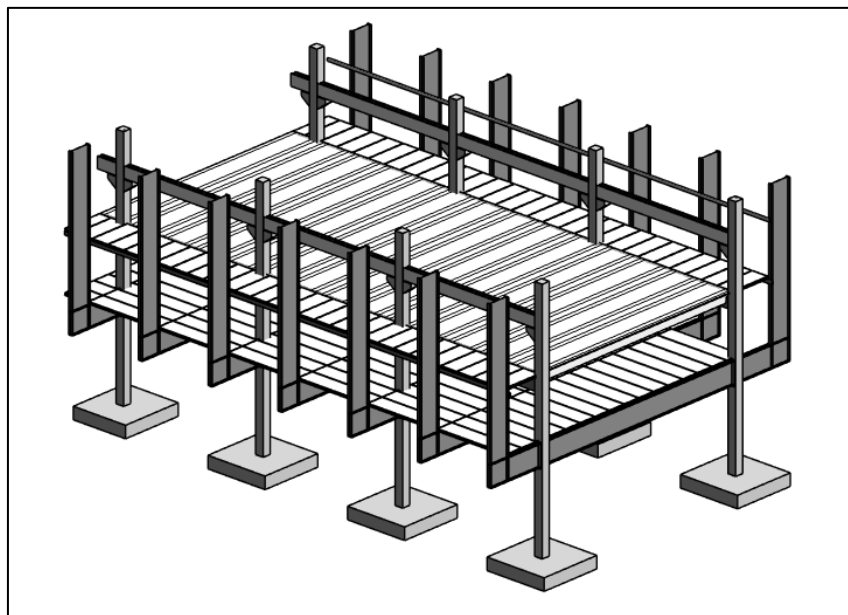


Figura 6.83 – Colocación de vigas U sobre ménsulas inferiores. Fuente: Autor.

Se coloca por encima de ella las vigas Ypsilon a ambos lados, las cuales cumplirán la función de recolectar el agua de lluvia para luego conducirla hacia las vigas U. Se continúa con la columna hasta

el nivel de la ménsula superior donde apoyan las vigas pretensadas, que sirven de apoyo y anclaje superior del marco metálico. Se construye la segunda fase de los arcos metálicos que consiste en el armado de las columnas.

Se une a la viga inferior mediante soldadura produciendo una articulación interna y al nivel de segundo piso y cubierta se suelda un perfil cajón laminado en caliente. Nuevamente se dispone de un perfil ángulo que funcione como apoyo constructivo y del debido apuntalamiento hasta su soldado.

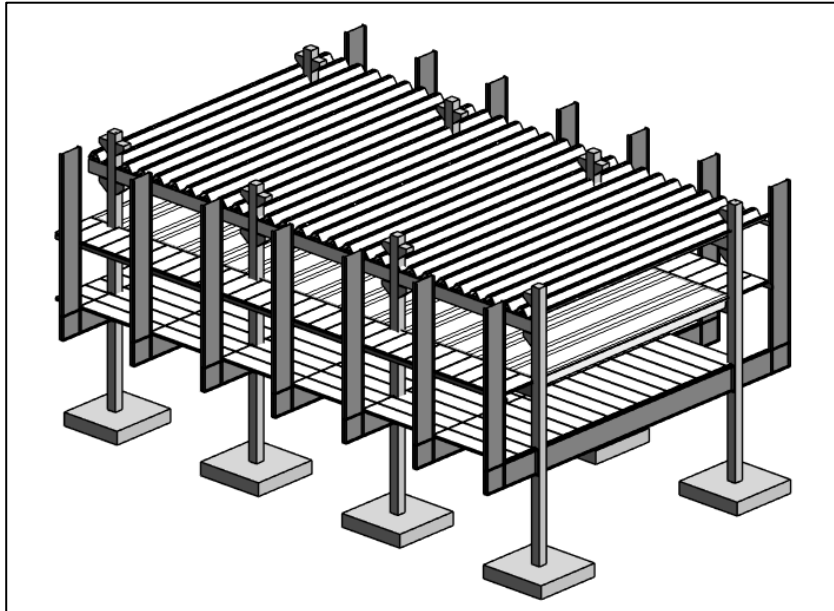


Figura 6.84 – Colocación de los paneles Ypsilon de cubierta. Fuente: Autor.

Por lo tanto, las placas alveolares de segundo piso y las vigas Ypsilon en cubierta que cubren la menor luz, se colocan apoyando en el cajón armado y el laminado en caliente y en la viga U80 y el aminado en caliente respectivamente.

Se construye la tercer y última fase de los marcos metálicos horizontales. Se unen a las columnas mediante soldadura y a las vigas transversales pretensadas mediante elementos de anclaje.

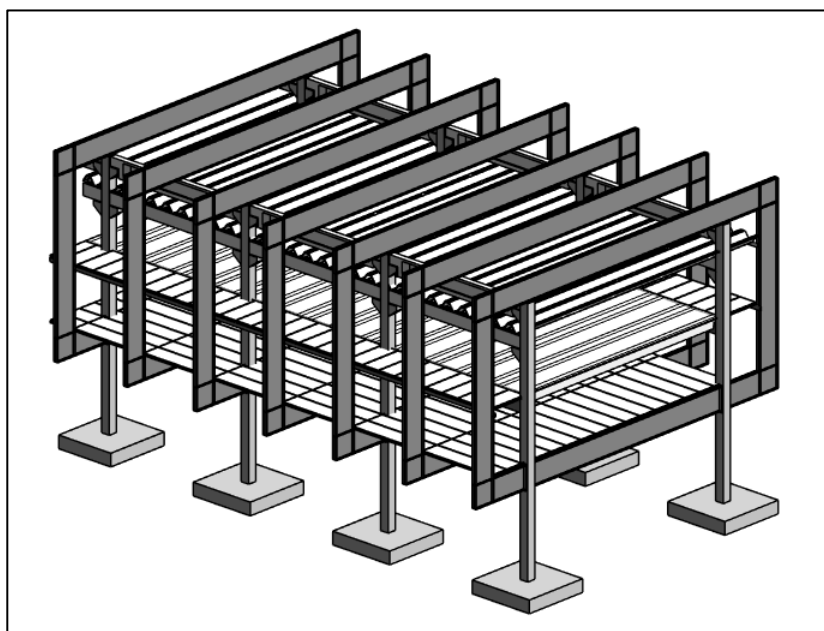


Figura 6.85 – Estructura finalizada. Fuente: Autor.

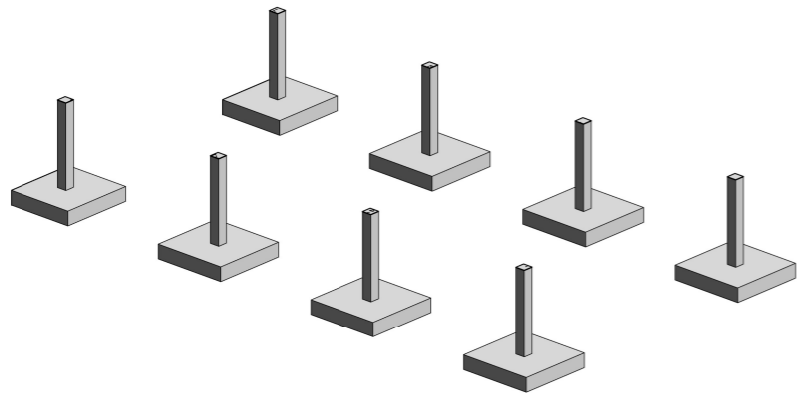
6.17 Presupuesto estimado

En la Tabla 6-28 se presenta el cómputo y presupuesto estimado para la construcción de la estructura correspondiente al ala educativa.

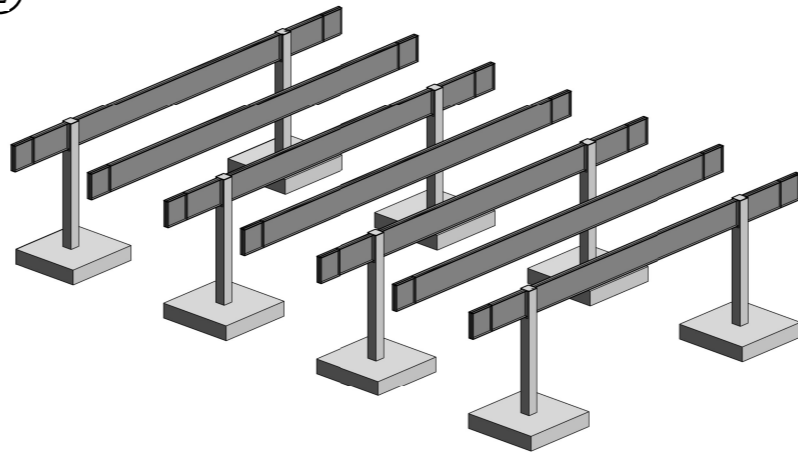
Ítem	Descripción	Un.	Cantidad	Precio unit.	Importe par.	Precio rubro	% Inc.
Rubro 1: Estructura de H°A						\$ 6,848,121.63	0.091
1.1	Bases de H°A	m3	409.626	\$ 5,520.00	\$ 2,261,135.52		0.030
1.2	Columnas de H°A	m3	91.19	\$ 5,520.00	\$ 503,357.76		0.007
1.3	Viga Pretensada	m3	141.43	\$ 5,825.00	\$ 823,849.79		0.011
1.4	Mensulas cortas	m3	14.157	\$ 5,520.00	\$ 78,146.64		0.001
1.5	Hierro 6	Kg	3294.71	\$ 120.98	\$ 398,579.58		0.005
1.6	Hierro 8	Kg	1363.02	\$ 117.53	\$ 160,195.68		0.002
1.7	Hierro 12	Kg	2858.65	\$ 116.55	\$ 333,166.55		0.004
1.8	Hierro 20	Kg	19907.31	\$ 115.02	\$ 2,289,690.12		0.030
Rubro 2: Elementos prefabricados						\$ 8,969,454.00	0.119
2.1	Losetas pretensadas A-16 T1	m2	540	\$ 2,410.80	\$ 1,301,832.00		0.017
2.2	Losetas pretensadas A-16 T2	m2	2025.00	\$ 2,566.96	\$ 5,198,094.00		0.069
2.3	Viga TT- 80	m2	1755.00	\$ 2,293.50	\$ 4,025,092.50		0.054
2.4	Viga U80	ml	340.8	\$ 5,200.00	\$ 1,772,160.00		0.024
2.5	Panel YPS 125/53	m2	2025	\$ 4,429.36	\$ 8,969,454.00		0.119
Rubro 3: Estructura metalica						\$ 59,396,398.98	0.790
3.1	Perfil laminado 100x200x4	Kg	1621.26	\$ 224.00	\$ 363,162.24		0.005
3.2	Perfil laminado 100x250x8	Kg	7318.26	\$ 224.00	\$ 1,639,290.24		0.022
3.3	Placa laminada e = 4.8	Kg	18254.70	\$ 160.82	\$ 2,935,720.85		0.039
3.4	Placa laminada e = 6.4	Kg	14350.50	\$ 159.40	\$ 2,287,469.70		0.030
3.5	Placa laminada e = 7.9	Kg	1058.40	\$ 166.22	\$ 175,927.25		0.002
3.6	Placa laminada e = 11.1	Kg	42368.00	\$ 168.40	\$ 7,134,771.20		0.095
3.7	Placa laminada e = 12.7	Kg	86254.80	\$ 170.00	\$ 14,663,316.00		0.195
3.8	Placa laminada e = 19.1	Kg	19326.40	\$ 178.36	\$ 3,447,056.70		0.046
3.9	Placa laminada e = 22.2	Kg	22463.20	\$ 170.98	\$ 3,840,757.94		0.051
3.11	Placa laminada e = 25.4	Kg	96660.70	\$ 168.96	\$ 16,331,791.87		0.217
3.12	Placa de anclaje e = 12,7	Kg	410.40	\$ 170.00	\$ 69,768.00		0.001
3.13	Perno de anclaje	u	624.00	\$ 100.00	\$ 62,400.00		0.001
3.14	Soldadura e = 11	ml	9520.00	\$ 203.74	\$ 1,939,602.51		0.026
3.15	Soldadura e = 17	ml	2067.2	\$ 607.68	\$ 1,256,196.10		0.017
3.16	Rigidizadores e = 25.4	Kg	19230.4	\$ 168.96	\$ 3,249,168.38		0.043
TOTAL COSTO NETO						\$ 75,213,974.61	
k = 1.452							
TOTAL COSTO FINAL						\$ 109,210,691.13	

Tabla 6.28 – Presupuesto estimado de la estructura para ala educativa. Fuente: Autor.

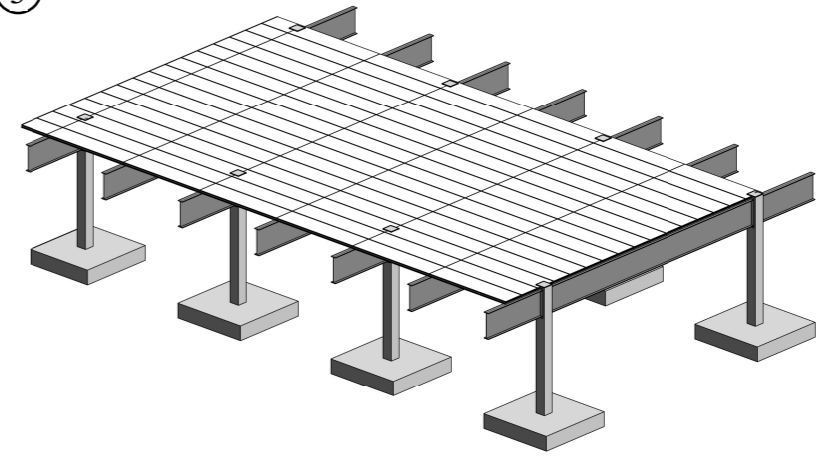
①



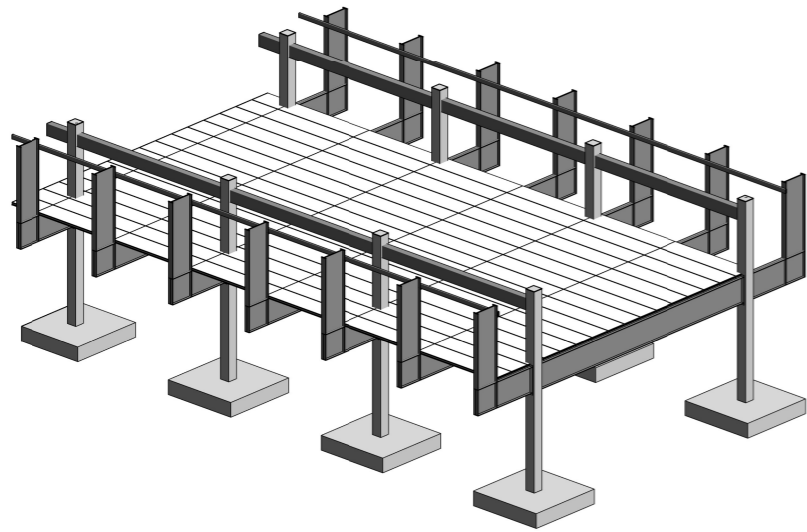
②



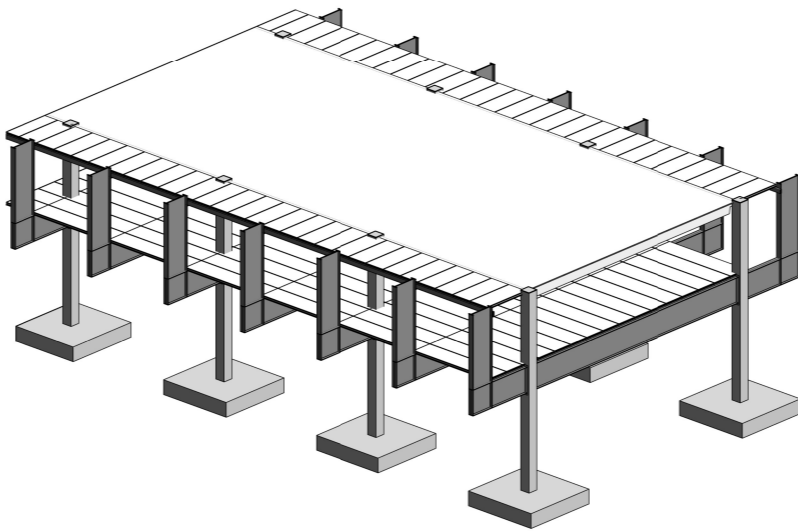
③



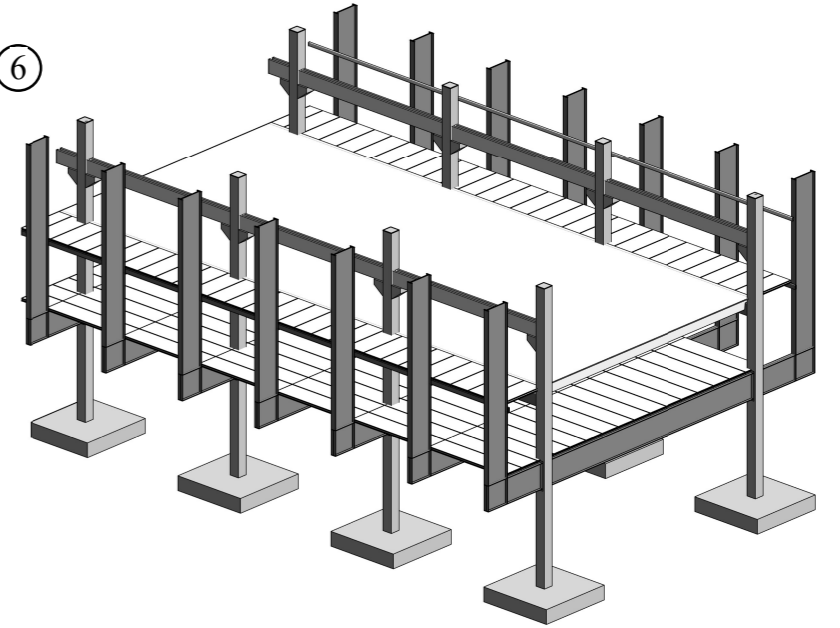
④



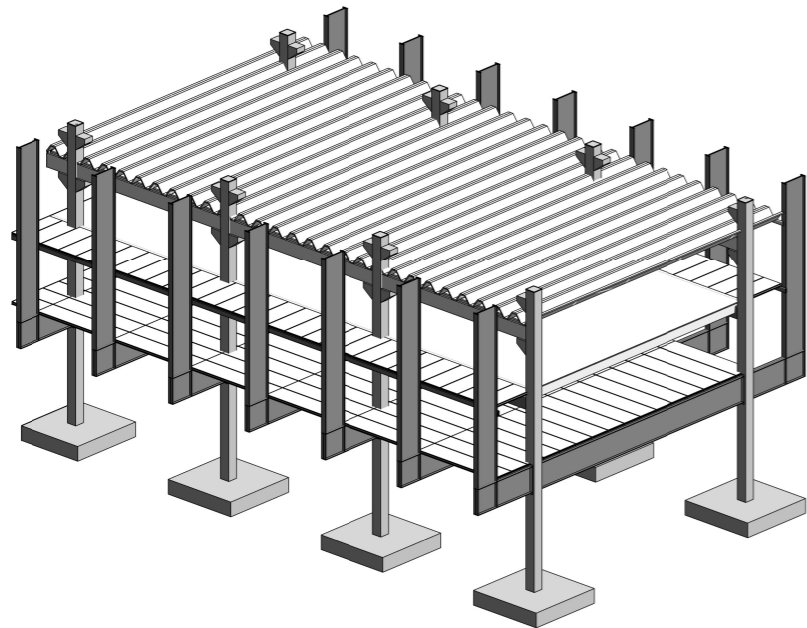
⑤



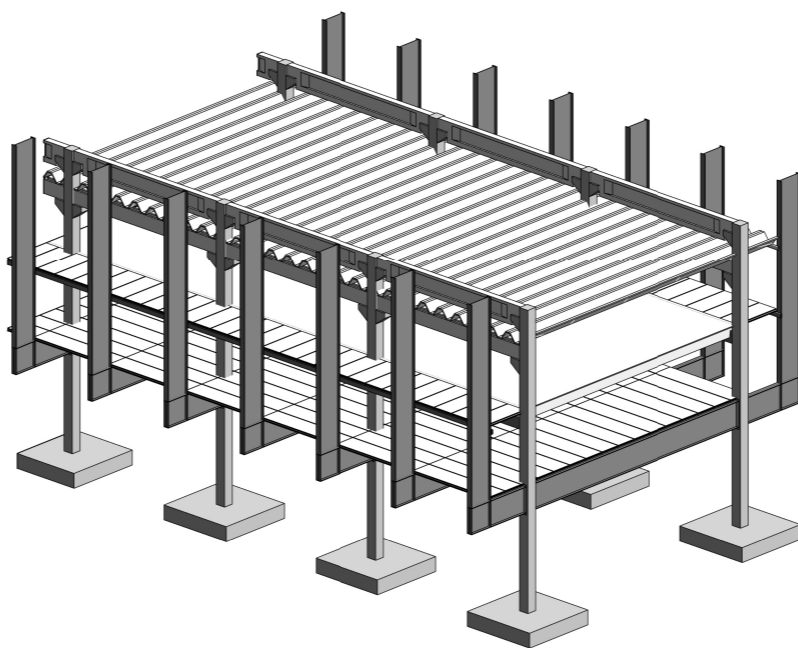
⑥



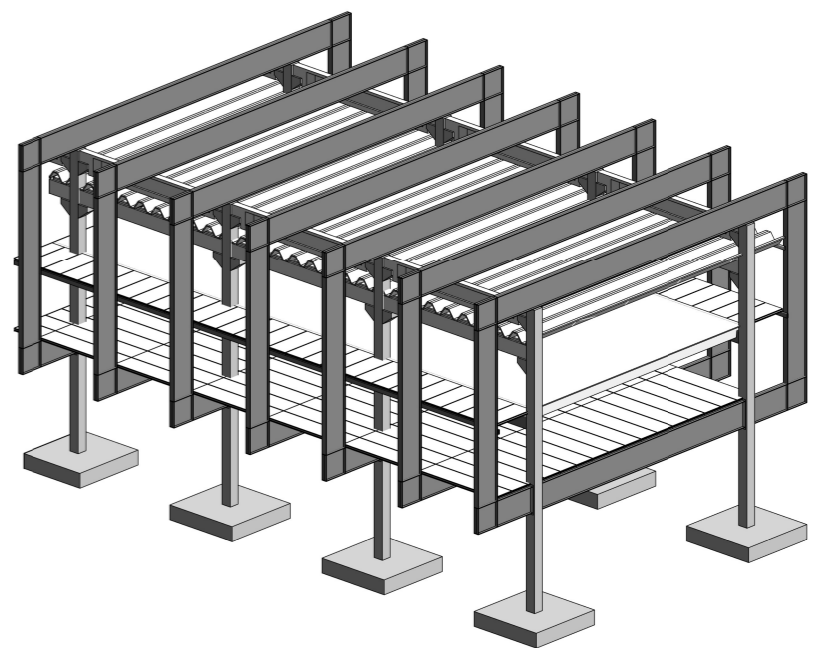
⑦

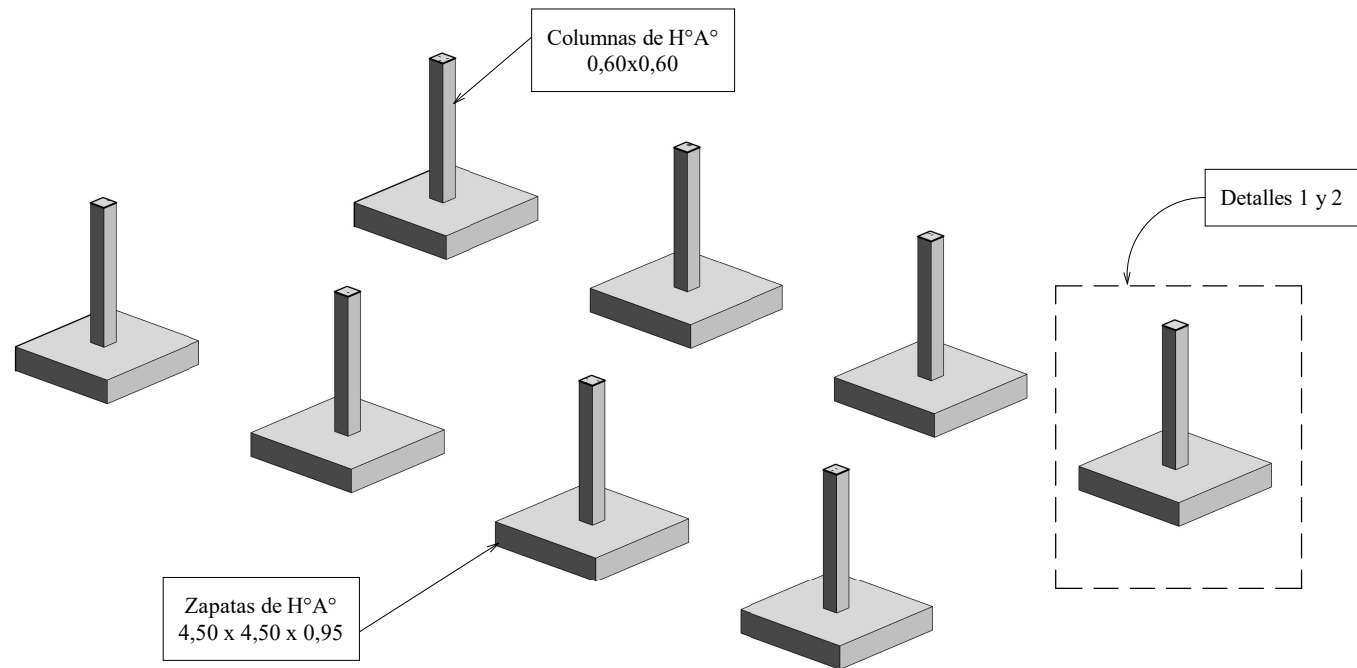


⑧



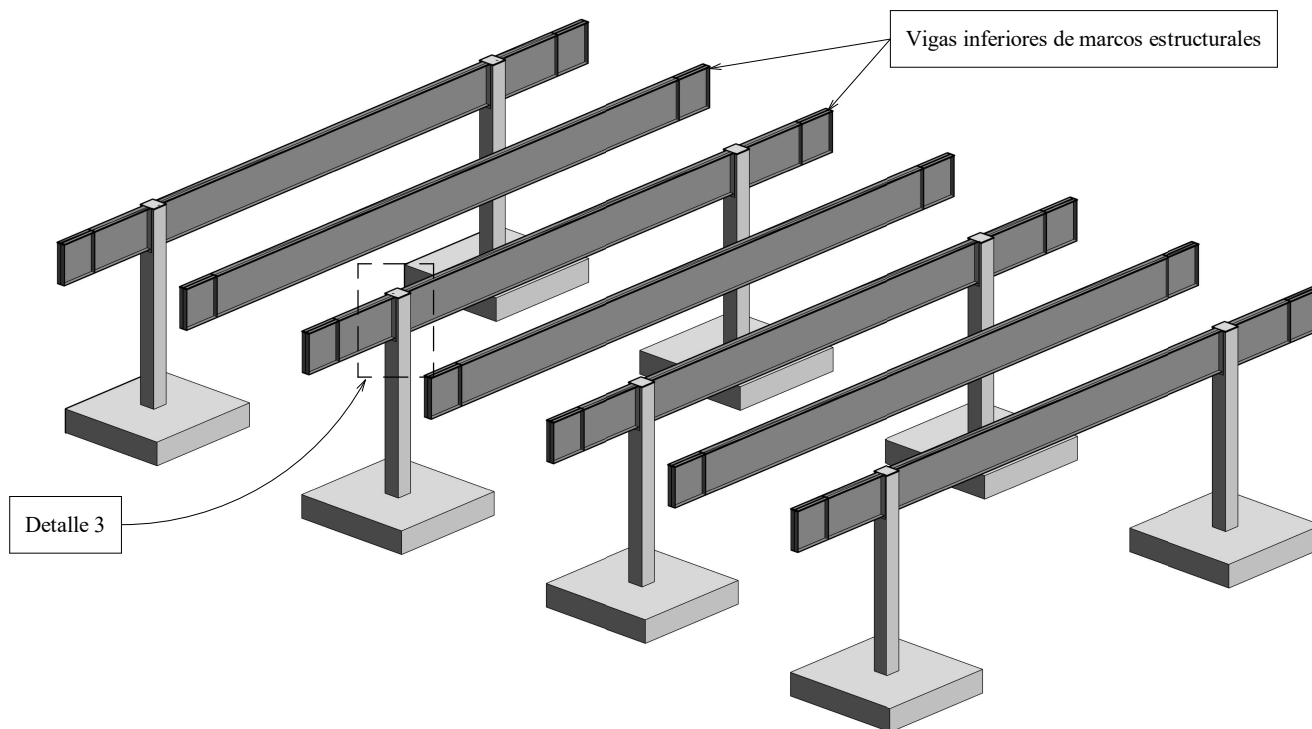
⑨

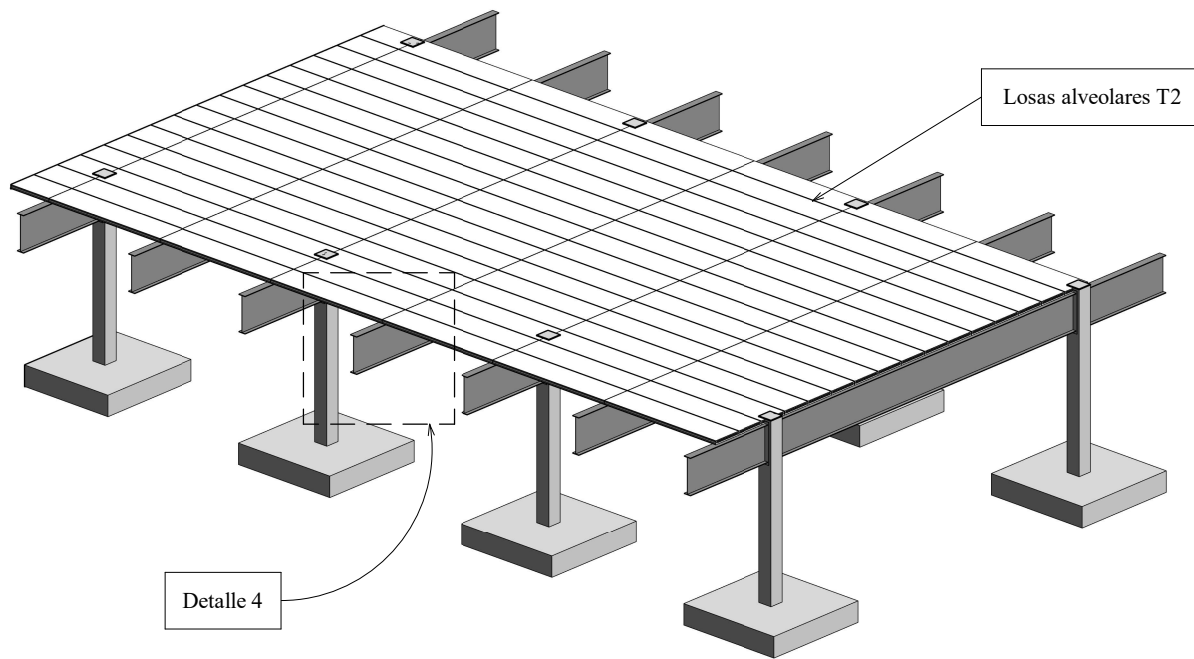




1. Se realiza el hormigonado de las bases de H°A° a una profundidad de 4 metros del N.T.N. Sobre las mismas se construye el primer tramo de columnas hasta planta baja. Sus características se presentan en los detalles 1 y 2.

2. Montaje de la primera parte de los marcos metálicos estructurales. Marcos apoyados unidos a las columnas mediante placas abulonadas y marcos colgados sostenidos por andamios en primera instancia. Las características de la unión mediante placa de anclaje se muestra en el detalle 3.



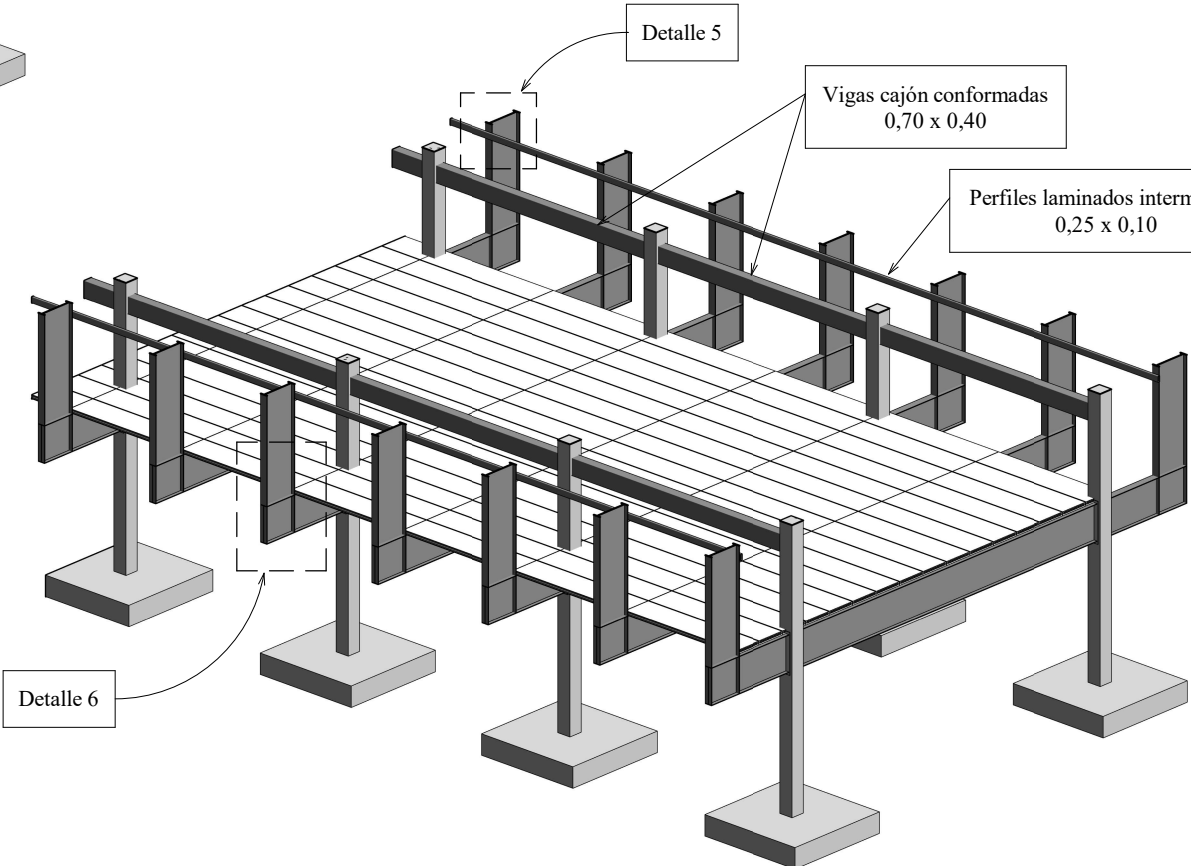


Losas alveolares T2

Detalle 4

3. Colocación de losas alveolares pretensadas que conforman el entrepiso sobre planta baja. Junto a esta se instalan los pernos de corte y la capa de compresión. Sus características se presentan en el detalle 4.

4. Continuación de columnas de primer piso. Se instalan las vigas metálicas conformadas y laminadas como sostén de vigas TT y losas alveolares T1. La unión de las mismas se realiza mediante placas abulonadas y soldadura respectivamente. Las características de las uniones entre perfiles y marcos, así como la unión en las esquinas de los marcos se muestran en los detalles 5 y 6 respectivamente.

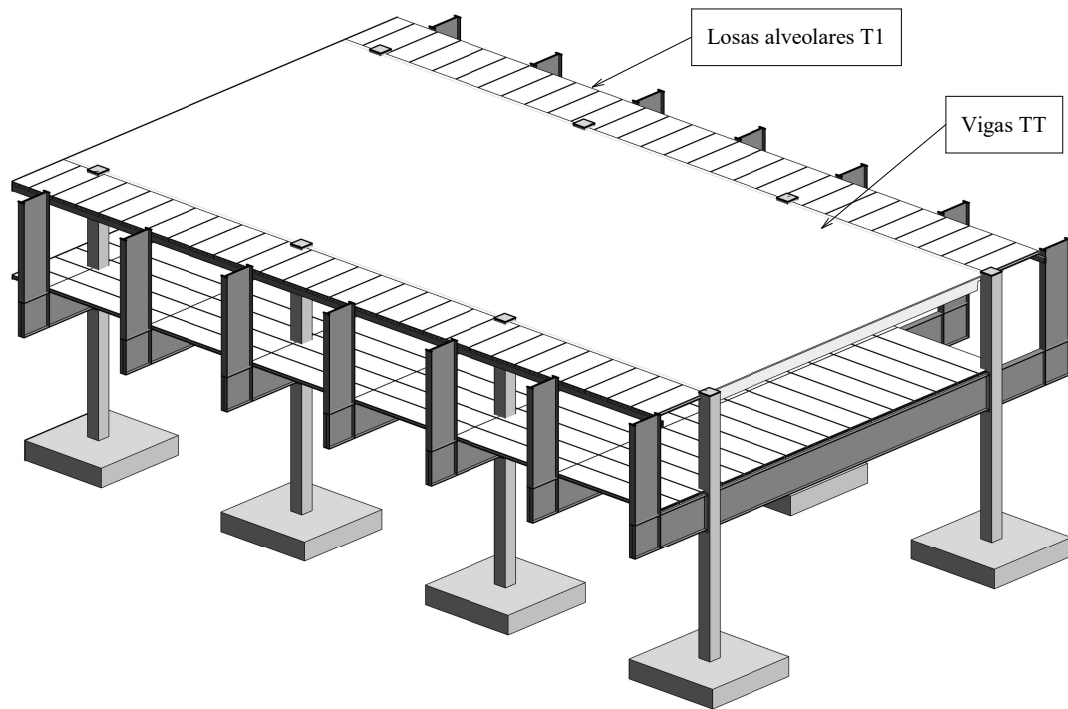


Detalle 5

Vigas cajón conformadas 0,70 x 0,40

Perfiles laminados intermedios 0,25 x 0,10

Detalle 6



Losas alveolares T1

Vigas TT

5. Colocación de vigas TT y losas alveolares T1 que conforman el entrepiso sobre primer piso. Al igual que en el nivel inferior, se colocan los pernos de corte y una capa de compresión.

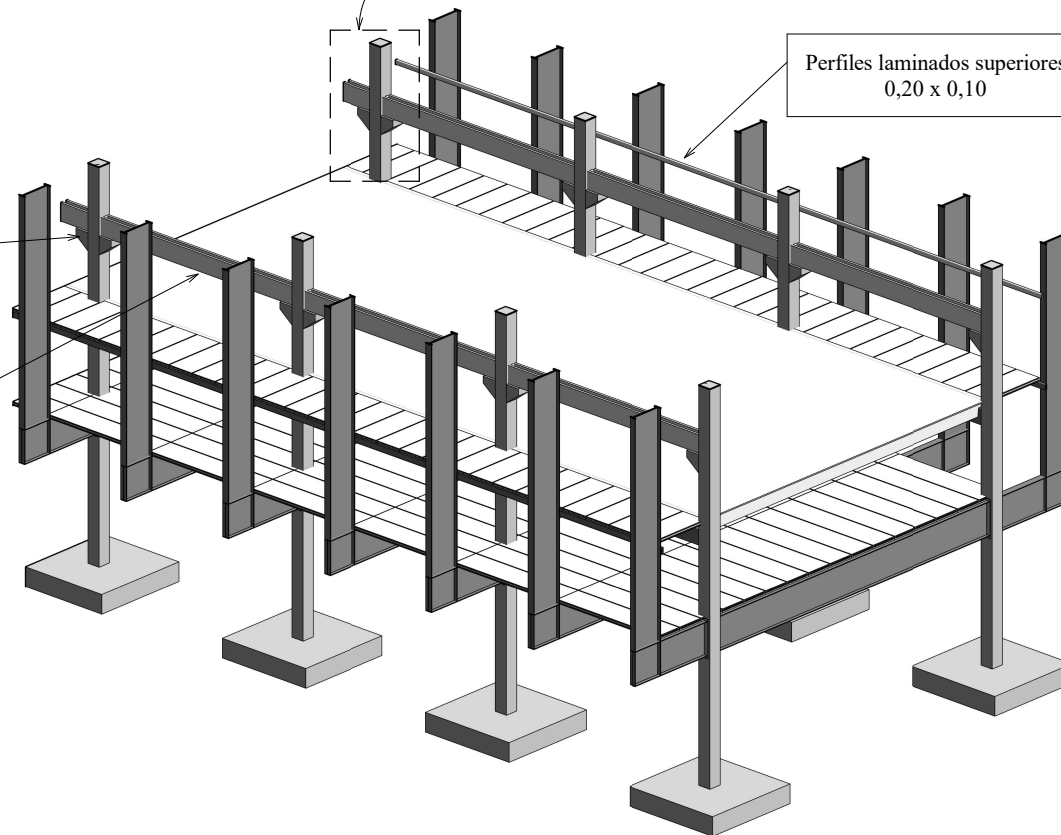
Detalle 7 y 8

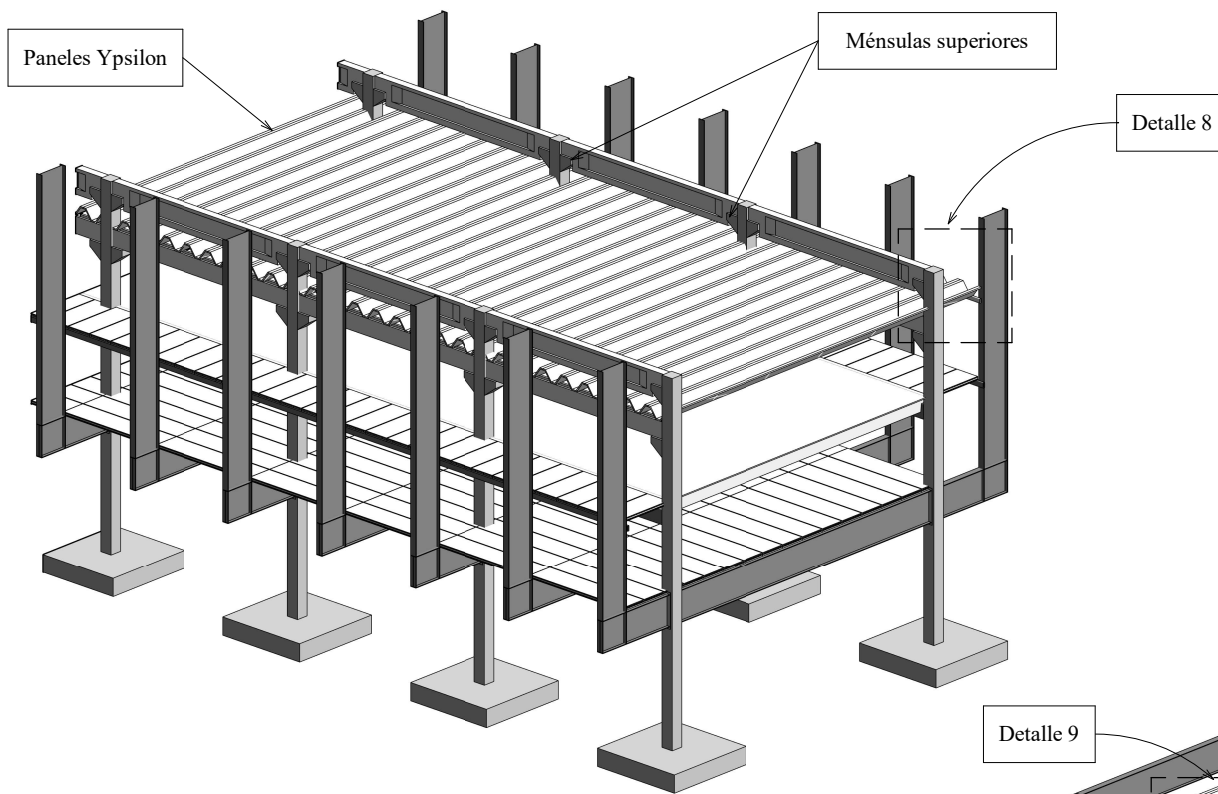
Perfiles laminados superiores 0,20 x 0,10

Ménsulas cortas inferiores

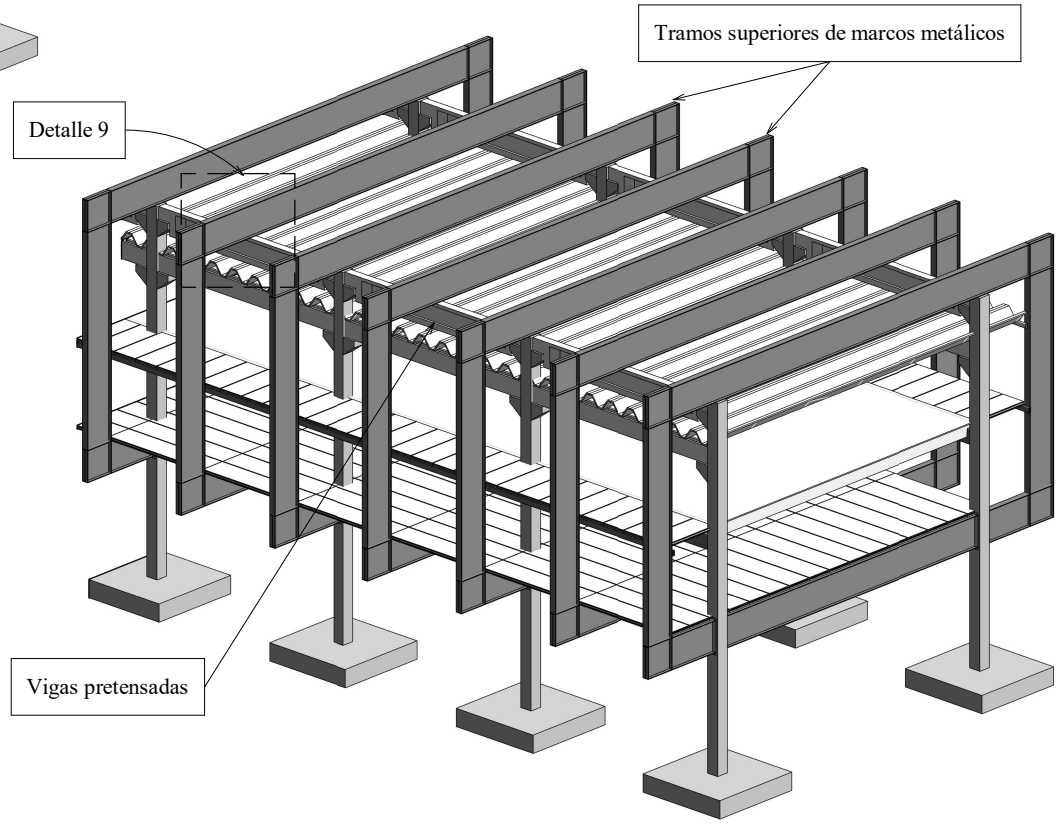
Vigas "U"

6. Se hormigonan las columnas hasta el nivel de cubierta, incluyendo las ménsulas cortas inferiores sobre las cuales apoyarán las vigas U. Además, se sueldan a los marcos los perfiles laminados intermedios como parte del sostén de las losas alveolares T1. En los detalles 7 y 8, se muestran las características de las ménsulas, así como también se detalla la unión entre dichos elementos y las vigas U.

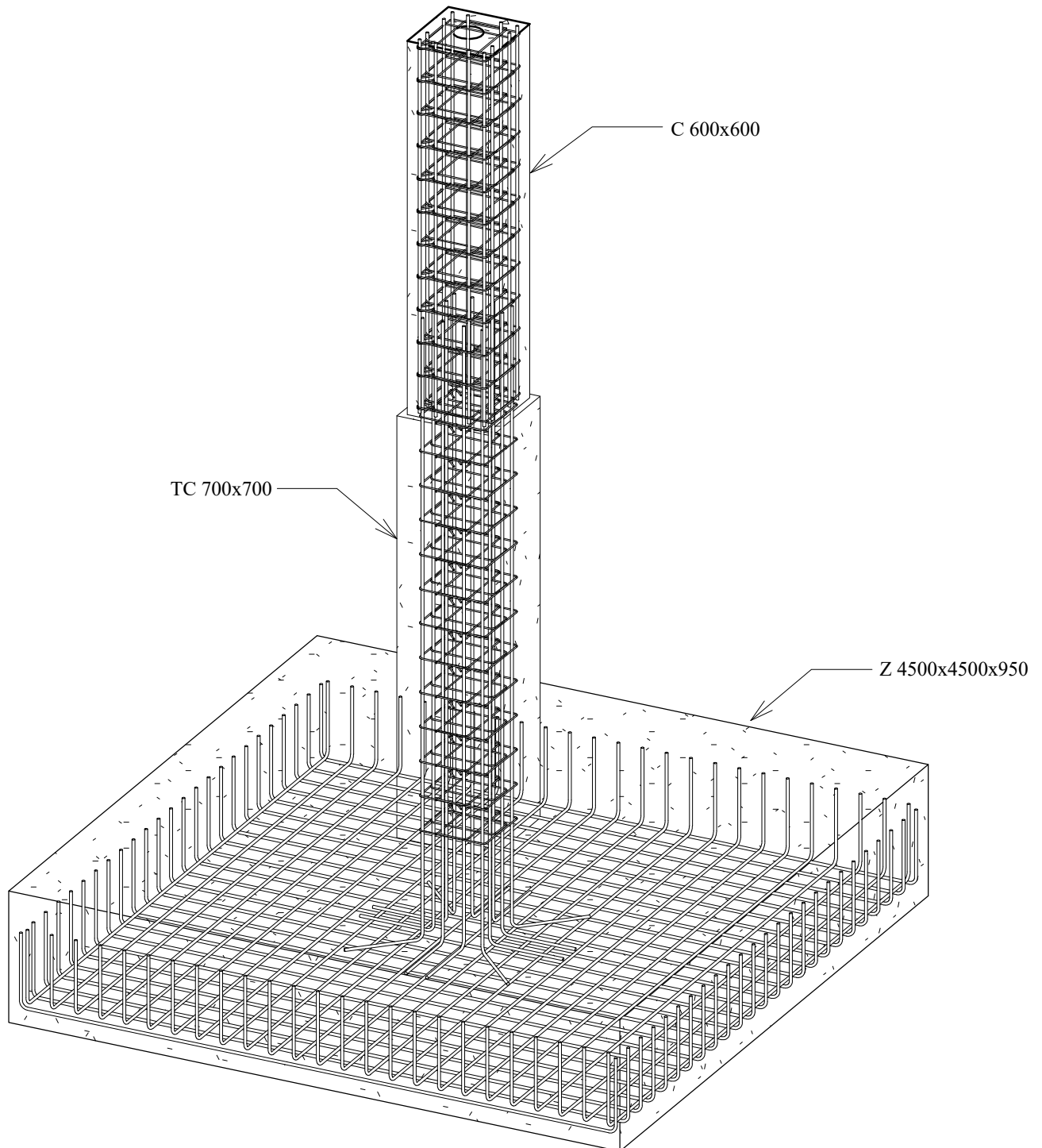


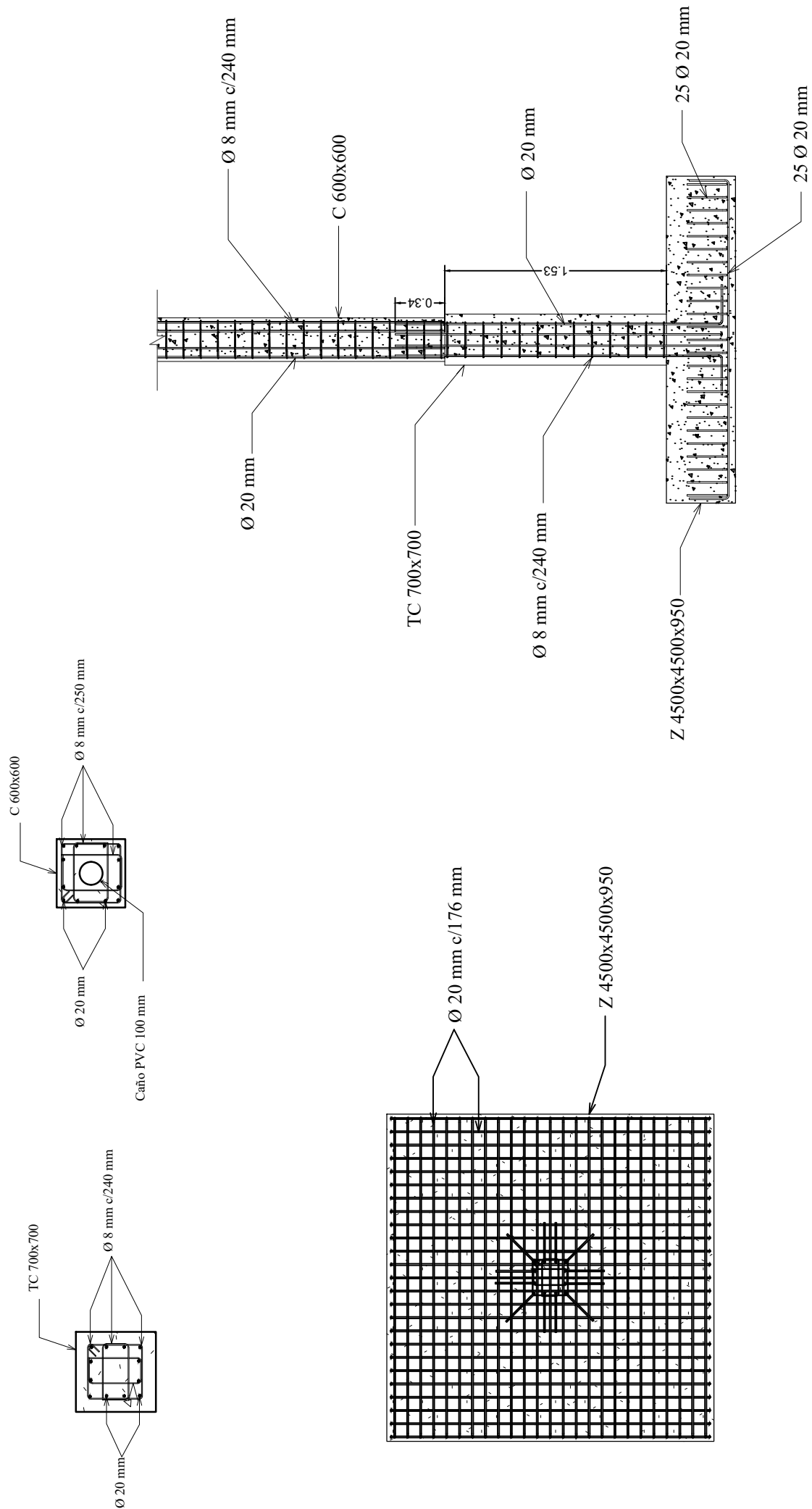


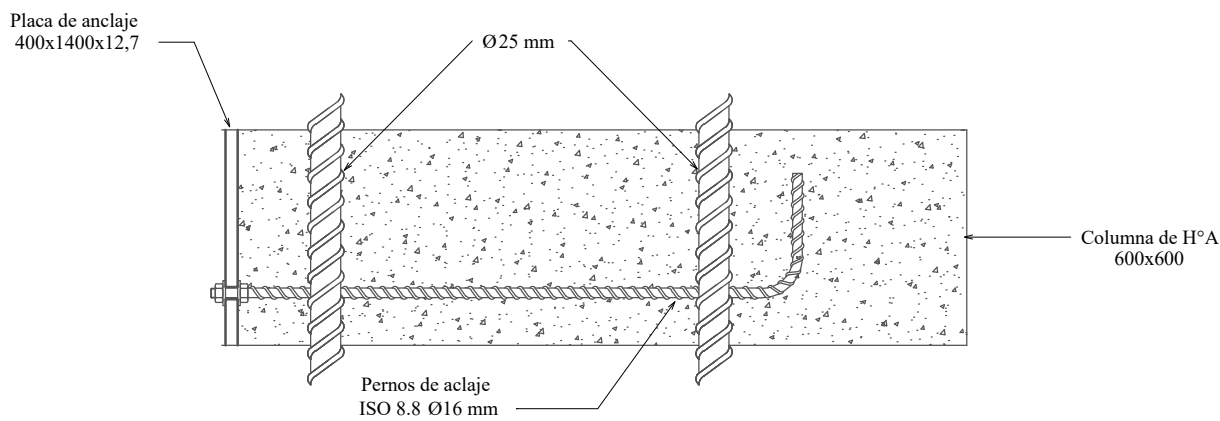
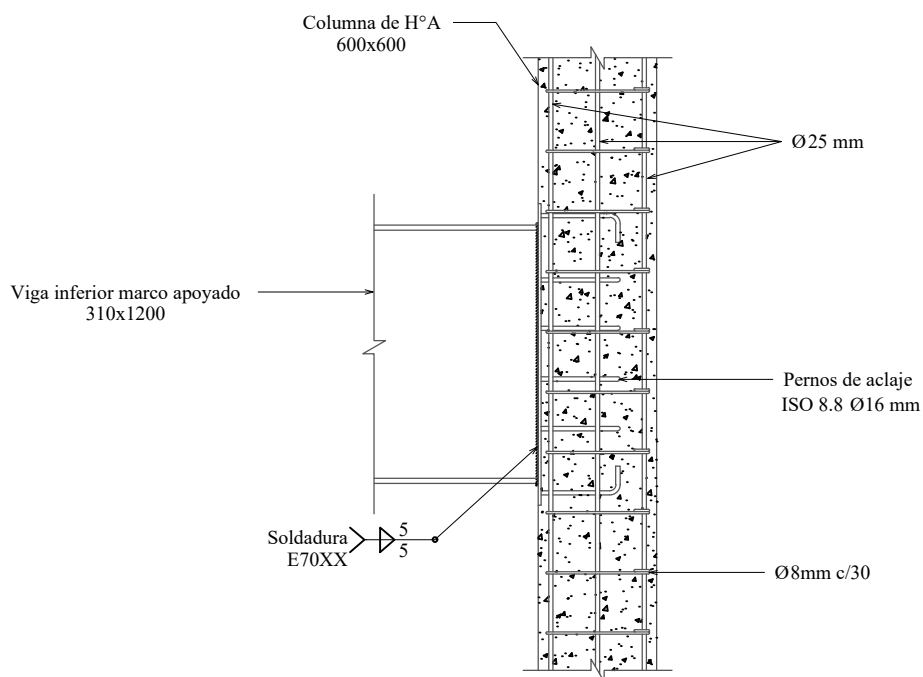
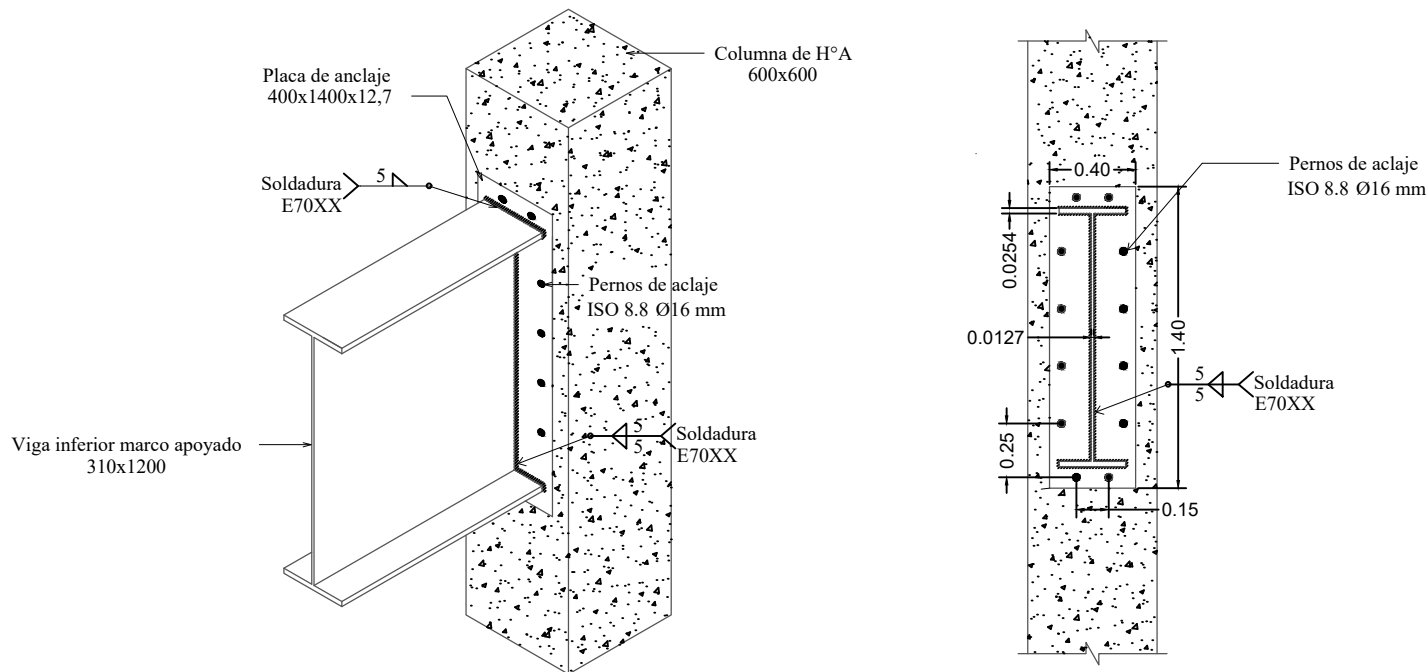
8. Instalación de paneles de cubierta Ypsilon, los cuales descansan sobre vigas U como se muestra en el detalle 8. A su vez, se hormigona el último tramo de las columnas hasta alcanzar la ubicación final de las vigas superiores

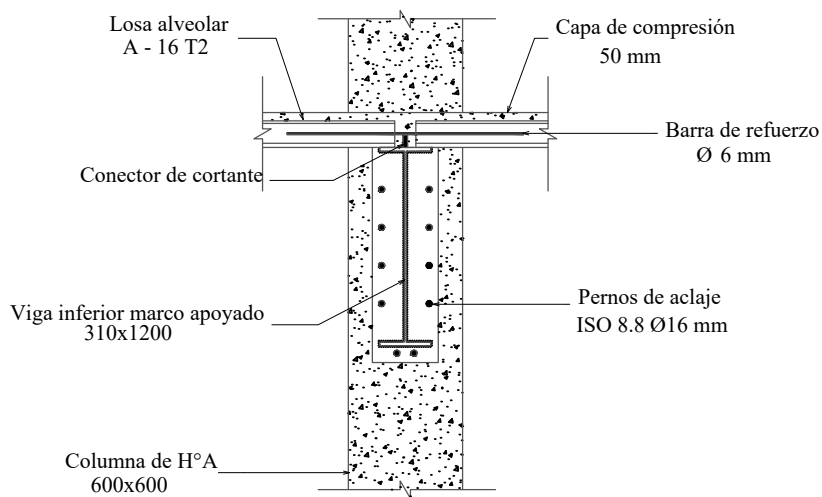
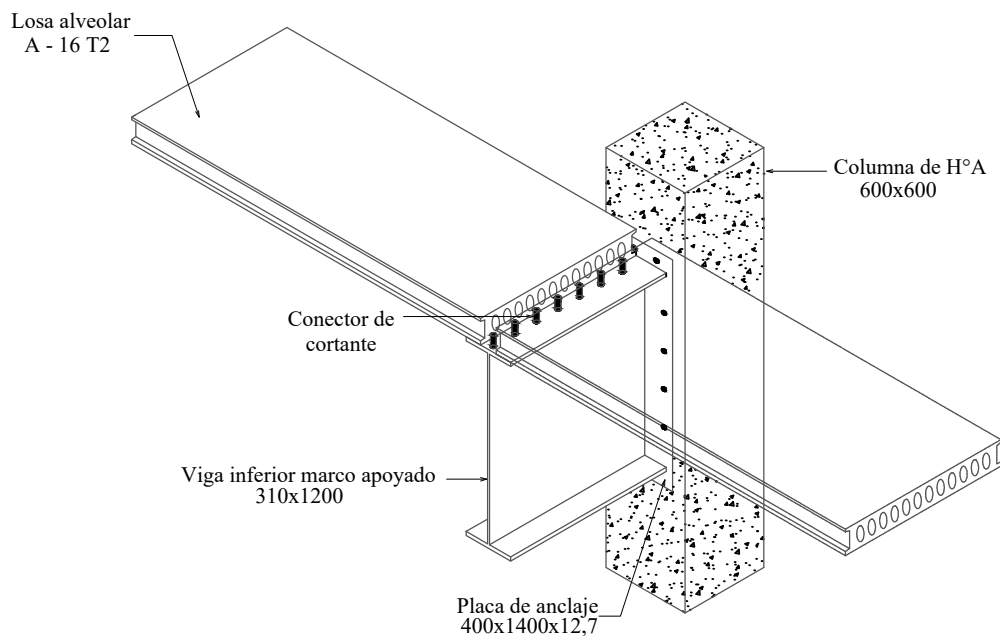
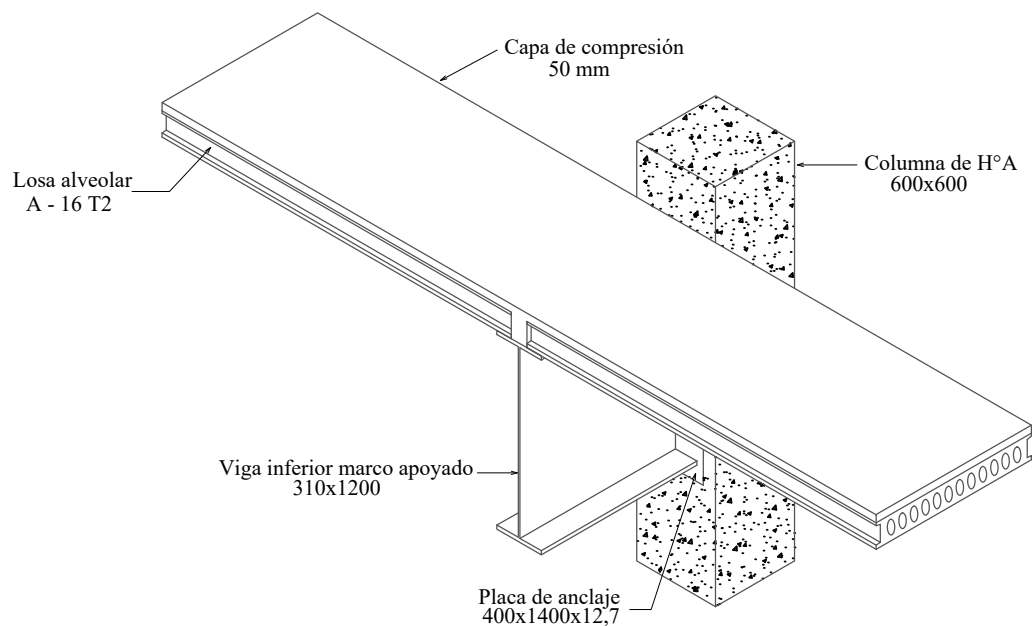


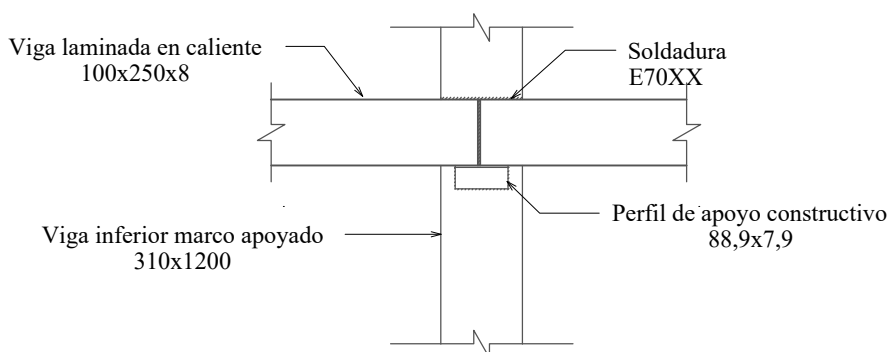
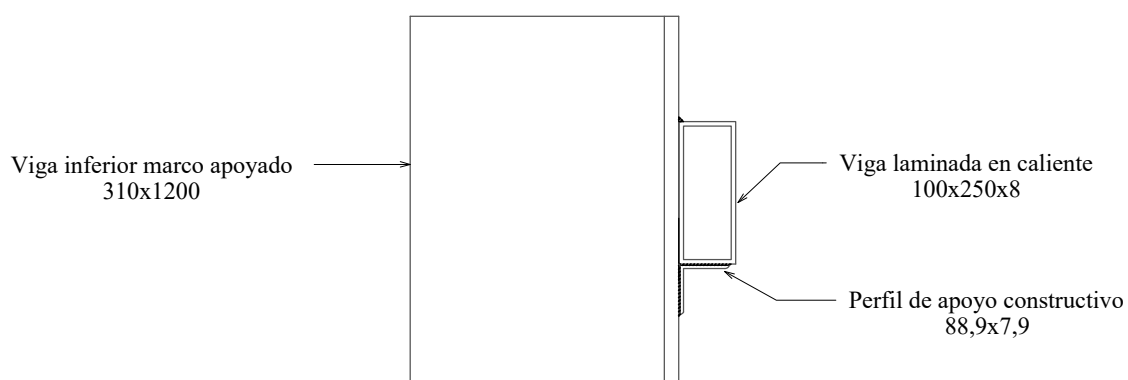
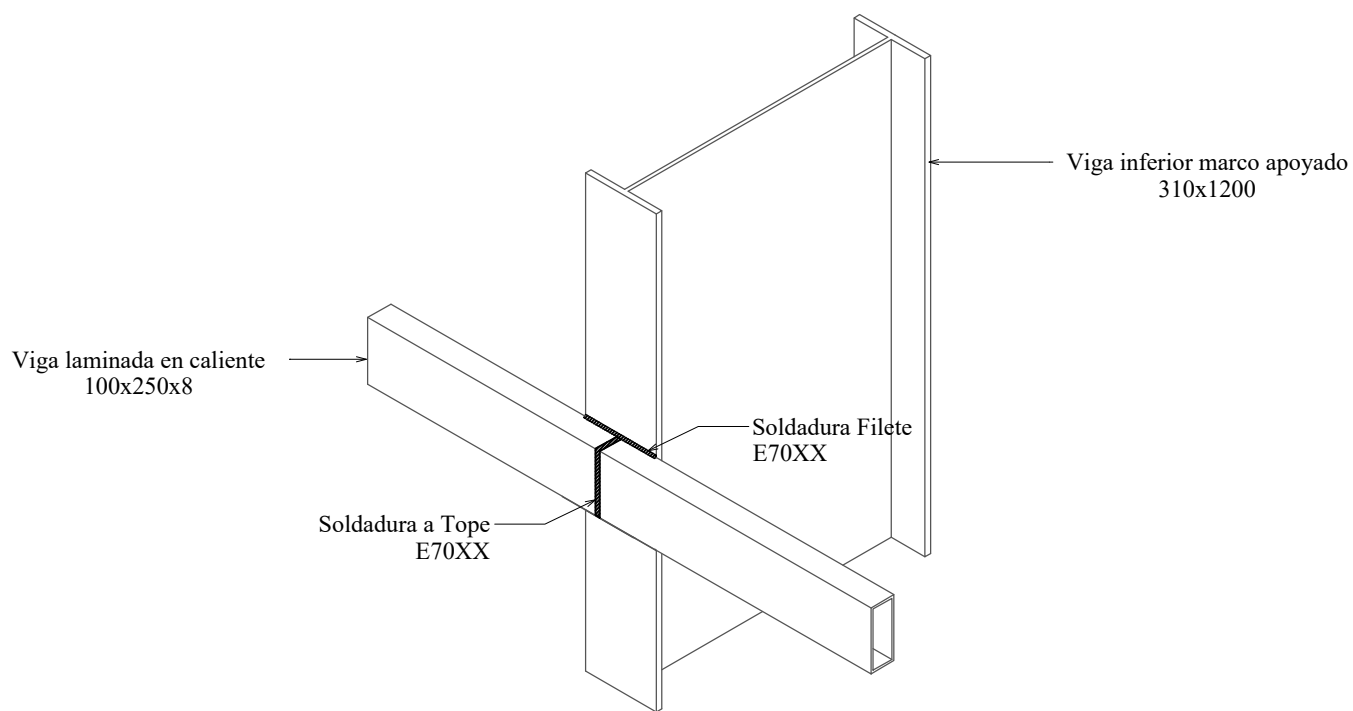
9. Se colocan las vigas pretensadas sobre las ménsulas superiores. Sobre estas apoyarán los tramos superiores de los marcos colgados, mientras que el resto apoyará directamente sobre las columnas mediante placas de anclaje como se muestra en el detalle 9.

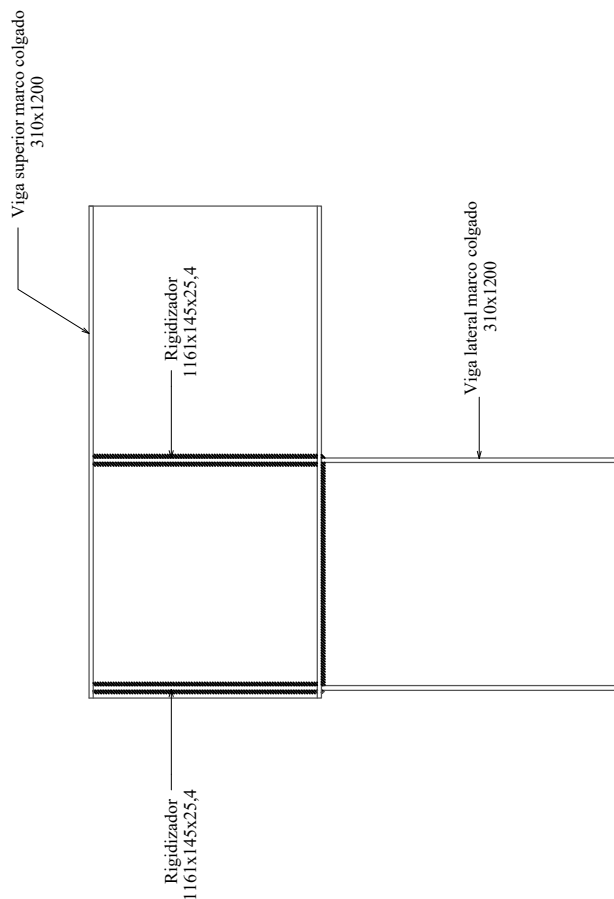
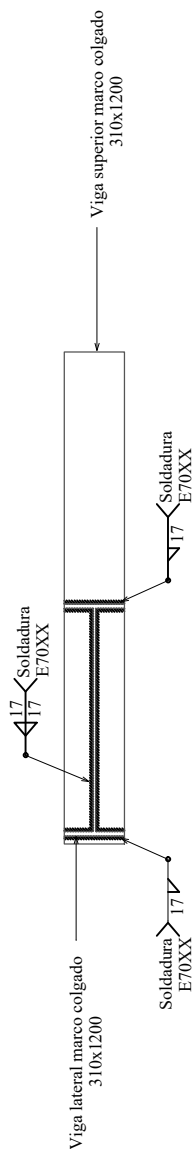
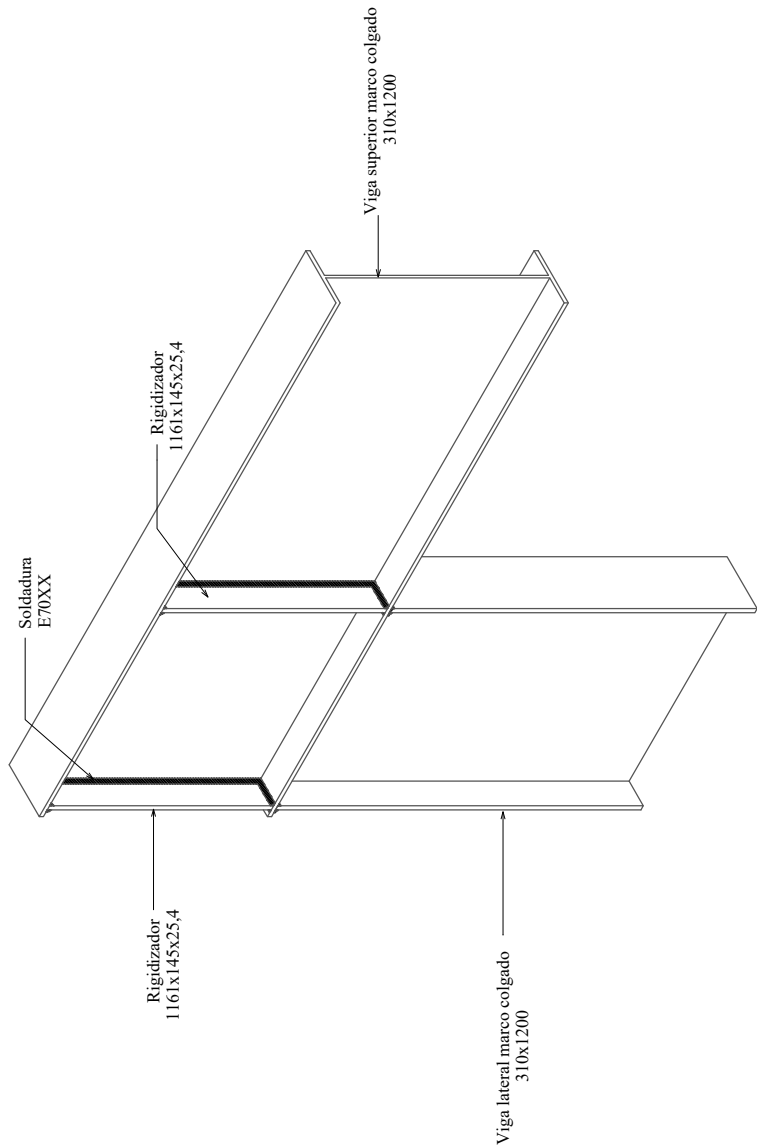
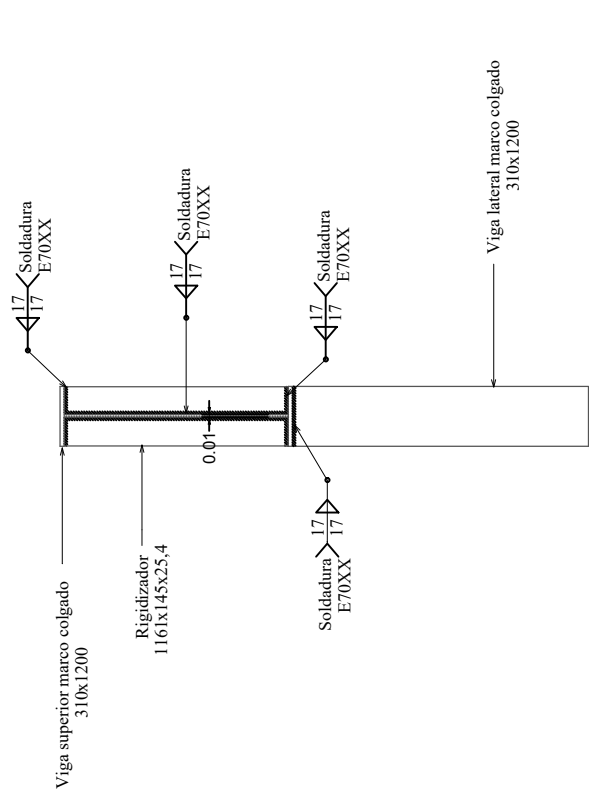


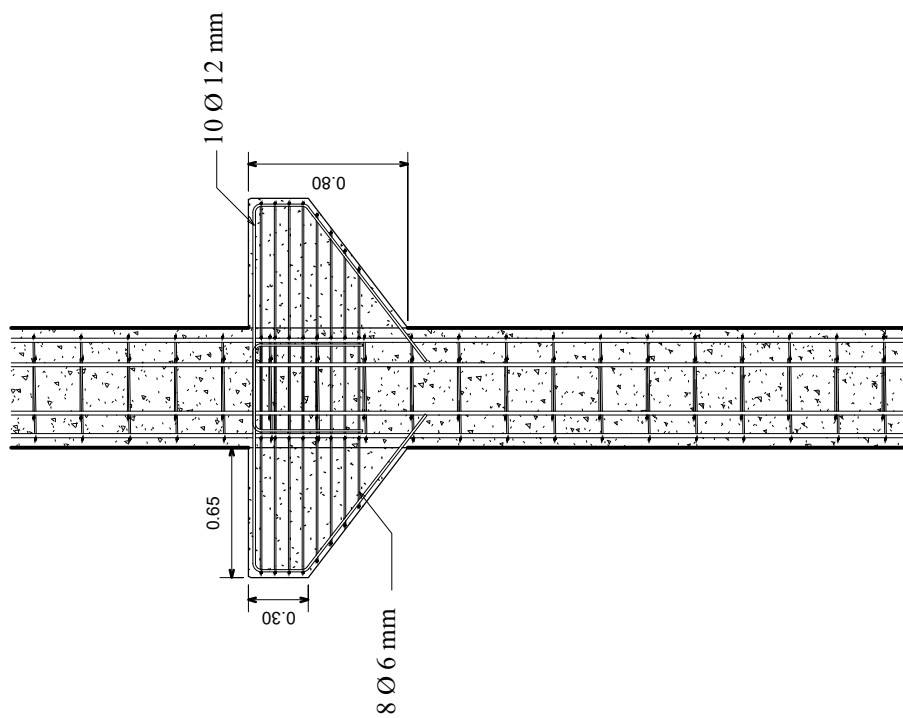
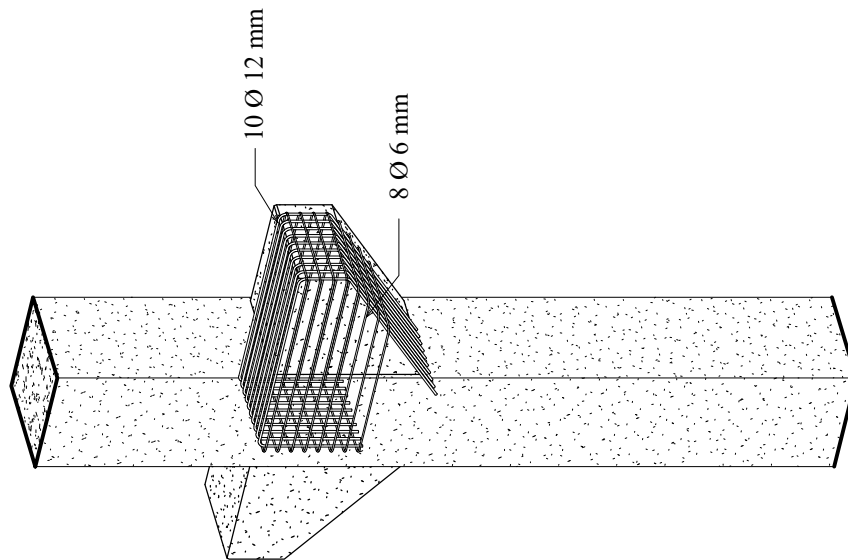
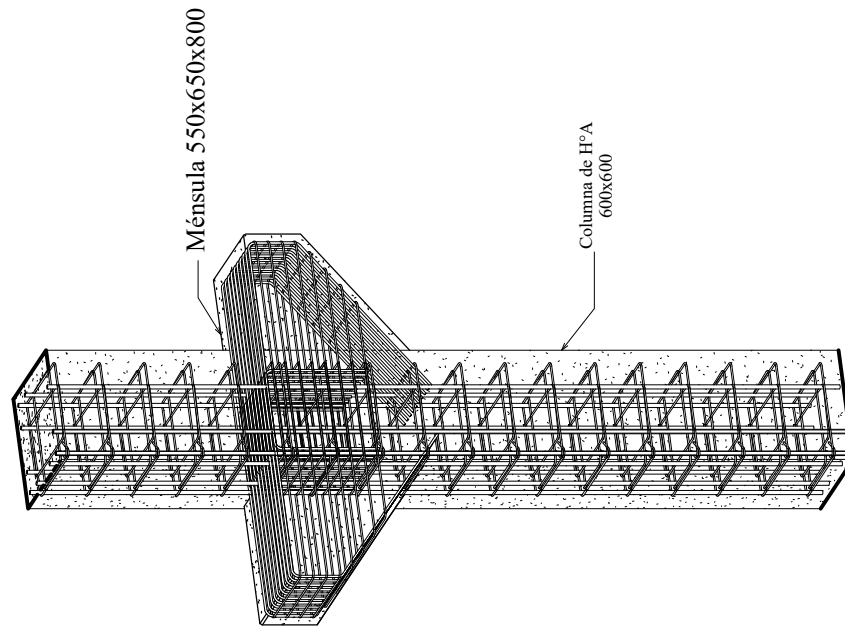


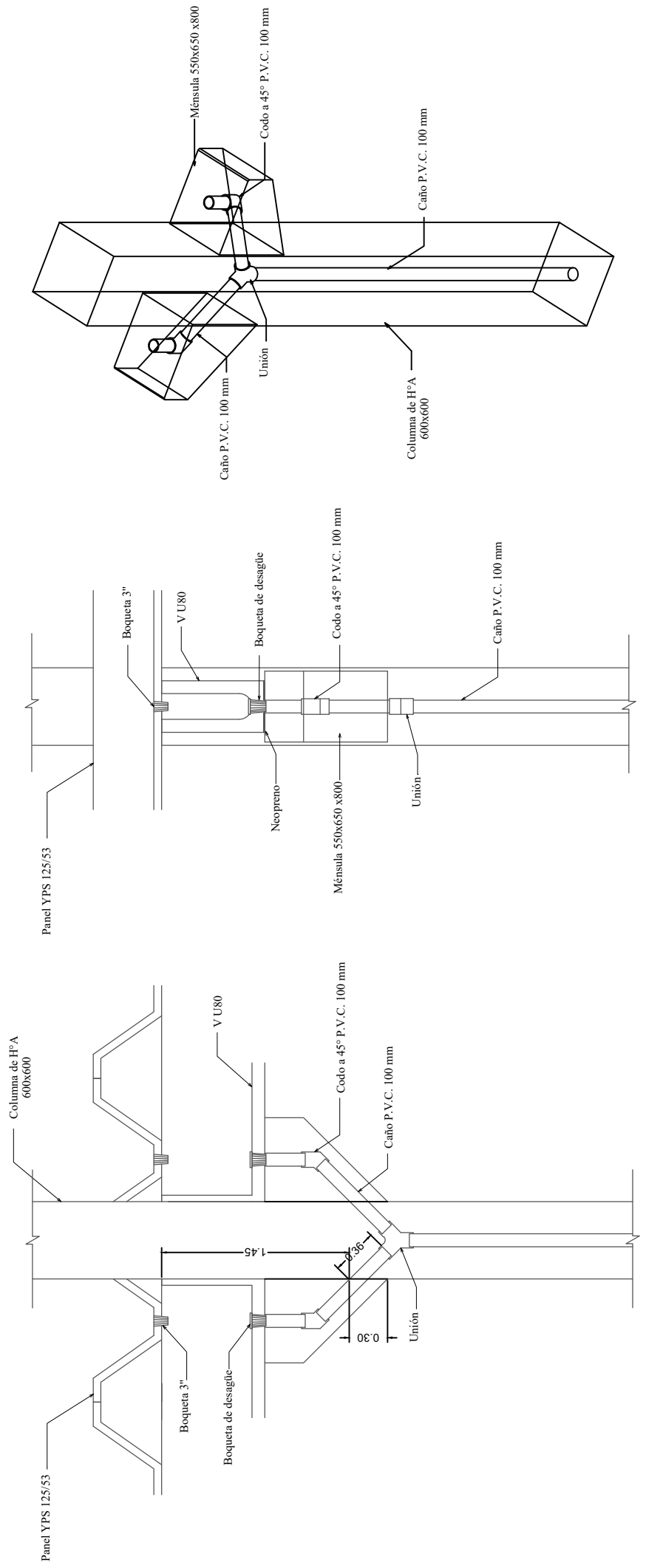


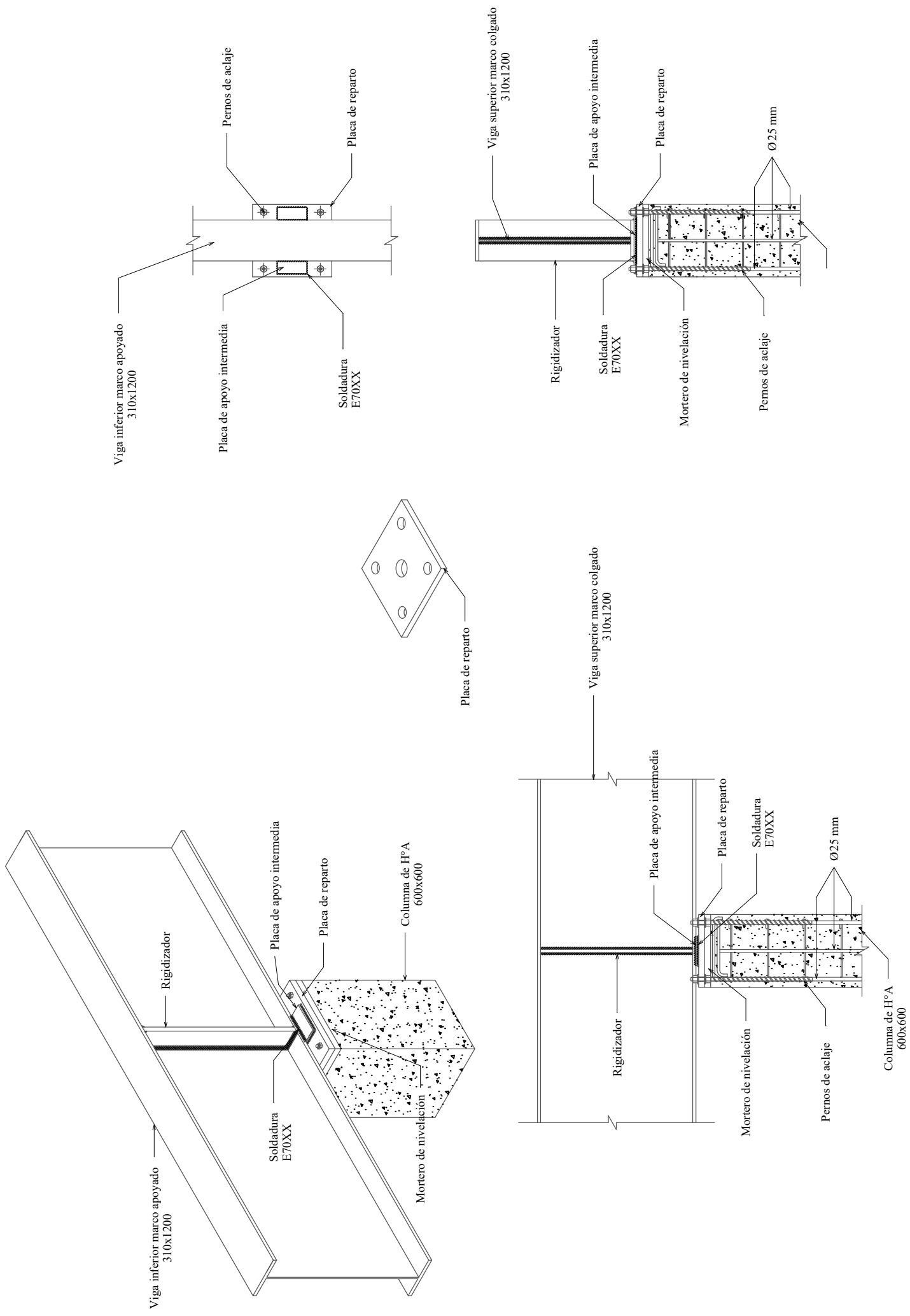












Capítulo 7

CONCLUSIÓN



CAPÍTULO 7 – CONCLUSIONES

El desarrollo de este proyecto ha demostrado que es difícil encontrar una definición que cubra todas las características de lo que es el diseño, en sentido amplio, y que sea adecuada para todas las profesiones. Un ingeniero abocado al campo vial, hidráulico o estructural tienen diferentes conceptos del diseño en su propio campo de interés. En cualquier caso, entre las muchas características del diseño, la satisfacción de una necesidad es el primer ítem que debe considerarse en una definición conceptual. La necesidad es normalmente una expectativa humana, sin embargo, la naturaleza y la sociedad son diferentes después de que se completa el diseño.

Un diseño no es exitoso o completo **si no satisface una necesidad**. Sin embargo, un diseño perfecto nunca se logra dentro de los límites prácticos de tiempo. El ingeniero debe encontrar una manera de satisfacer la necesidad usando la información disponible, dentro del tiempo permitido. Pero no es sólo una tarea unipersonal del ingeniero, es un ejercicio interdisciplinario que debe ser armonioso y ejecutado con gran coordinación.

En función de lo expuesto y de lo que se llevó a cabo en este proyecto, se puede definirlo como una actividad iterativa de toma de decisiones para producir planes por medio de los cuales se convierten las fuentes de información en obras civiles para responder a las necesidades humanas de la manera más óptima posible. Dentro de la ingeniería, el proceso de diseño abarca las actividades y eventos que transcurren entre el reconocimiento de un problema y la especificación de una solución del mismo, que sea funcional, económica y satisfactoria. Es el proceso general mediante el cual el ingeniero aplica sus conocimientos, aptitudes y puntos de vista a la creación de dispositivos, estructuras y procesos. Por tanto, es la actividad primordial de la práctica de la ingeniería.

Se pudo comprobar que el trabajo en equipos numerosos y el trabajar en un diseño en conjunto, permite un mejor aprovechamiento del tiempo y quizás una mejoría importante en la calidad de la idea. Lo que se considera conveniente es proponer muchas soluciones posibles y, posteriormente, que se realice un proceso de reducción para determinar las más viables, pero siempre se logra un resultado mucho más enriquecido.

Este trabajo permitió entender que, a pesar de las diversas ramas especializadas que tiene esta profesión, sin duda su método, común a todas, es lo que las identifica y hace que la ingeniería sea una sola, a pesar de sus múltiples manifestaciones, y que la colaboración, la tecnología de la información y el proceso constituyen, posiblemente, los elementos más importantes.



Capítulo 8

BIBLIOGRAFÍA

CAPÍTULO 8 – BIBLIOGRAFÍA

8.1 Libros y documentos

- Carciente, Jacob (1980). “Carreteras Estudio y Proyecto”. Universidad Central de Venezuela. Ediciones Vega S.R.L.
- Quadri, Néstor P. (2007). “Instalaciones Sanitarias”. Argentina: Cesarini Hnos Editores.
- Quadri, Néstor P. (2006). “Instalaciones Eléctricas en Edificios”. Argentina: Cesarini Hnos Editores.
- Quadri, Néstor P. (1988). “Instalaciones de gas”. Argentina: Editorial Alsina.
- CIRSOC. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2016). Reglamento CIRSOC 801-2017 "Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros". INTI - Buenos Aires, Argentina.
- CIRSOC. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2005). Reglamento CIRSOC 201-2005 "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón". INTI - Buenos Aires, Argentina.
- CIRSOC. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2005). Reglamento CIRSOC 101-2005 "Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras". INTI - Buenos Aires, Argentina.
- CIRSOC. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2005). Reglamento CIRSOC 102-2005 "Reglamento argentino de acción del viento sobre las viento sobre las construcciones". INTI - Buenos Aires, Argentina.
- CIRSOC. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2005). Reglamento CIRSOC 301-2005 "Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios". INTI - Buenos Aires, Argentina.
- Das, Braja M. (1983). “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones”. 7ma Edición. Editorial Cengage Learning.
- OSN Obras Sanitarias de la Nación (1976). “Instalaciones Sanitarias Domiciliarias e Industriales”. Buenos Aires, Argentina.
- Código de Edificación de la Ciudad de Chajarí (1976). Entre Ríos, Argentina.
- Honorable concejo deliberante de la municipalidad de la ciudad de Chajarí, 1999. “Código de Ordenamiento Urbano”. Chajarí, Argentina.
- Orler, R y Donini H. (2012). “Diseño básico de hormigón estructural”. (2da edición). Córdoba, Argentina: editorial Científica Universitaria.
- Möller, Oscar (2010). “Hormigón Armado. Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201-2005”. 4ta Edición. Santa Fe, Argentina.



- Troglia, Gabriel (2010). “Estructuras Metálicas. Proyecto por Estados Límites”. 7ma Edición. Editorial Universitas.
- Zamanillo, Eduardo Alberto (2008). “Tormentas de diseño para a provincia de Entre Ríos”. UTN-FRC. Concordia, Argentina.
- Wright, Paul H. (2004). “Introducción de la ingeniería”. Editorial Limusa.
- ANSI-AISC. American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (2016). Specification for Structural Steel Buildings ANSI-AISC 360-16. Chicago, Illinois.
- FRCU-UTN (2016). “Cátedra Hidrología y obras hidráulicas”. Concepción del Uruguay, Argentina.
- AASTHO. American Association of State Highway and Transportation Officials (1993). “Design of Pavement Structures”. Washington, D.C.
- AASTHO. American Association of State Highway and Transportation Officials (1993). “Design of Pavement Structures”. Washington, D.C.
- Ministerio de Educación de la Nación (2018). “Áreas de vacancia, vinculación, pertinencia y planificación del sistema universitario”. Argentina.
- Sánchez San Román, Javier (2016). “Cálculo de la precipitación neta mediante el método del S.C.S”. Universidad Salamanca, España.
- Burgos Leuze – Enesefor (2010). “Proyecto final: estudio general de tránsito y vialidad urbana, acceso principal y relocalización del aeródromo en la ciudad de Chajarí”. UTN – FRCU. Dpto. Civil.
- Cristina López – Cortijo Martín (2016). “Trabajo de Fin de Grado en Fundamentos de la Arquitectura y el Urbanismo: Análisis estructural del campus de oficinas de Repsol, Rafael de La-Hoz”. Universidad de Alcalá.
- Universidad de Buenos Aires (2013). “Estándares del Sistema de Bibliotecas de la Universidad de Buenos Aires”. Buenos Aires, Argentina.
- Gavilán, César Martín (2009). “Planificación de edificios de bibliotecas: instalaciones y equipamientos. Preservación y conservación de materiales”. España.
- Poder Ejecutivo, Provincia de Buenos Aires (1999). “Disposición N° 659 Normas Edilicias”.
- Aguirregabiria, Benito Lauret (2018). “Muro cortina modular y doble piel de vidrio”. Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Arán Molina, Yolanda (2011). “Fachadas ligeras muros cortina”. Universidad politécnica de Valencia, España.
- Ministerio de Educación (2019). “Infraestructura básica para comedores estudiantiles universitarios”. Buenos Aires, Argentina.
- Martínez, Javier Urrutia (2005). “Curso de Cartografía y Orientación”
- Saluzzio M. – Gvozdenovich, J. – Kindernknecht A. – Noir J. (2016). “Tiempo de concentración para el diseño de terrazas de evacuación”. Argentina.

- Rodríguez, Tomás - Riccardi, Gerardo - Ruberto, Alejandro (2014). “Análisis de riesgo de inundación mediante modelación de escurrimiento en zona urbana de la ciudad de Oberá, Misiones”. Buenos Aires, Argentina.
- Ruiz, Osear Gerardo Villaseñor (1990). “Fabricación y montaje de una estructura metálica”. México D.F.
- Martínez Calzón, J (1966). “Las estructuras mixtas de hormigón y acero”. España.
- Sánchez, F. J. (2017). “Hidrología Superficial y Subterránea”. Createspace Independent Pub., 414 pp.
- Valle Rodas, Raúl (1980). “Carreteras, calles y aeropistas”. Caracas, Venezuela.
- Espinoza Hernández, Pedro Roberto (2015). “Diseño estructural de una edificación con secciones compuestas”. Universidad de Cuenca, Ecuador.

8.2 Páginas web

- Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda (2019). Base de Datos - Información Estadística.
<https://www.argentina.gob.ar/interior/subsecretaria-de-relaciones-municipales>
- Medio de comunicación “Elonce TV” (2014). Paraná, Argentina.
<https://www.elonce.com/secciones/parana/356643-chajari-continuan-con-los-trabajos-de-limpieza-en-el-arroyo-yacare.htm>
- Medio de comunicación “Chajarí al día” (2018). Chajarí, Argentina.
<http://www.chajarialdia.com.ar/?p=31771>
- Web “Entreríostotal.com.ar”. Provincia de Entre Ríos, Argentina.
<http://www.entreríostotal.com.ar/chajari/caracteristicas.php>
- Web “topographic-map.com”. Mapa topográfico de Chajarí.
<https://es-ar.topographic-map.com/maps/6iuj/Chajar%C3%AD/>
- Web “weatherspark.com”. Clima de Chajarí.
<https://es.weatherspark.com/y/29117/Clima-promedio-en-Chajar%C3%AD-Argentina-durante-todo-el-a%C3%B1o>
- Medio de comunicación “Chajarí al día” (2018). Chajarí, Argentina.
<http://www.chajarialdia.com.ar/?p=24943>
- Medio de comunicación “Elentreríos” (2016). Colón, Argentina.
<https://www.elentrerios.com/actualidad/temporal-en-chajara-hay-al-menos-75-evacuados.htm>
- Medio de comunicación “Chajarí al día” (2017). Chajarí, Argentina.
<http://www.chajarialdia.com.ar/?p=8178>
- Medio de comunicación “La Fusta Digital” (2018). Chajarí, Argentina.
<https://www.facebook.com/watch/?v=2149478018598371>



- Web “Ingenieriacivilinfo.com” (2010). Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniería Civil
<https://www.ingenierocivilinfo.com/2010/02/elementos-geometricos-de-la-seccion.html>
- Web “hidraulica.gob.ar” (2019). Precipitaciones Históricas de la Red Pluviométrica Provincial.
<https://www.hidraulica.gob.ar/redPluviometricaHist.php>
- Web “ponce.sdsu.edu” (2013). Cálculo de curvas de remanso utilizando pendiente crítica y calculadores en línea.
http://ponce.sdsu.edu/calculo_de_curvas_de_remanso.html
- Web “ungale.com” (2013). Planos tipo.
<http://ungale.com/planos-tipo/>
- Ministerio de Economía, Hacienda y Finanzas. Dirección General de Estadísticas y Censos, Gobierno de Entre Ríos (2019).
<https://www.entrierios.gov.ar/dgec/educacion/>
- Ministerio de Educación, Cultura, Ciencia y Tecnología (2019). Base de Datos - Información Estadística.
<https://www.argentina.gob.ar/educacion/planeamiento/info-estadistica/bdd>
- Ministerio de Educación. Gobierno de Chile. Criterios de diseño para los nuevos espacios educativos (2016).
https://bibliotecadigital.mineduc.cl/bitstream/handle/20.500.12365/4638/criterios_dise%c3%b1o_espacios_educativos.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Web “arquitecturaenacero.org”. Entrepisos y cielos.
<http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/materiales/entrepisos-y-cielos>
- Astori Estructuras (2019). Córdoba, Argentina.
<http://www.astoriestructuras.com.ar/>
- Ekoglass Fabricantes (2019). Buenos Aires, Argentina.
<https://www.ekoglass.com.ar/>
- Blindex (2019). Buenos Aires, Argentina.
<https://www.blindex.com.ar/>
- Spigo Group (2019). La Rioja, Argentina.
<https://www.spigogroup.com/>
- Vasa Vidriería Argentina (2019). Buenos Aires, Argentina.
<https://www.vasa.com.ar/>
- Glasstech (2019). Santiago de Chile, Chile.
<https://www.glasstech.cl/>
- Eternit (2019). Buenos Aires, Argentina.
<https://www.eternitconstruccion.com.ar/es-ES/>
- INDEC (2019). Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. Argentina.

- <https://www.indec.gob.ar/>
- SIG (2019). Secretaría de Industria y Energía. Argentina.
<https://sig.se.gob.ar/visor/visorsig.php>
 - INTA (2019). Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria. Argentina.
<http://visor.geointa.inta.gob.ar/>
 - CAPER (2019). Colegio de Arquitectos de Entre Ríos. Argentina.
<http://www.colegioarquitectos.org.ar/>
 - Web “meteorologíachajarí.blogspot.com”. Climatología de Chajarí.
<http://meteorologíachajari.blogspot.com/p/climatologia.html>
 - Ministerio de Energía y Minería (2019). Visualizador de datos energéticos del Censo 2010.
https://apps.se.gob.ar/visualizadorcenso2010/index.php?codp=MzA=&prov_string=RW50cmUgUmlvcw==
 - Banco Mundial (2019). Tasa de natalidad, nacidos vivos en un año (por cada 1.000 personas).
<https://datos.bancomundial.org/indicador/SP.DYN.CBRT.IN>
 - Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda (2010). Licitación Pública Internacional N° 02/10.
<https://ucpypfe.mininterior.gob.ar/PIVProdLPI2-10.html>
 - Web “termasdeentrerios.com”. Termas de Chajarí.
<http://www.termasdeentrerios.com/chajari/>
 - IGN (2019). Instituto Geográfico Nacional. Argentina.
<https://www.ign.gob.ar/>



Capítulo 9
ANEXOS



1.- ESTRUCTURA

1.1.- Resultados

1.1.1.- Barras

1.1.1.1.- Comprobaciones E.L.U. (Completo)

Nota: Se muestra el listado completo de comprobaciones realizadas para las 10 barras con mayor coeficiente de aprovechamiento.

Barra N1/N2

Perfil: Viga inferior lateral marco apoyado Material: Acero (F-24)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N1	N2	3.000	124.18	261892.01	3925.01	20.30
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
				Pandeo		Pandeo lateral	
				Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
	β			1.00	1.00	0.00	0.00
	L _k			3.000	3.000	0.000	0.000
	C _b			-		1.000	
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

**Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)**

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$I : \underline{53} \quad \checkmark$$

Donde:

I : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$I : \underline{53}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{2400} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.25}$$

r_y: Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{5.62} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{5.62} \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{3925.01} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{124.18} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.060} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{5.944} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{99.694} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

j_p: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{0.90}$$

P_n: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:

$$P_n : \underline{110.771} \text{ t}$$

$$P_n = F_{cr} A$$



para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{124.18} \text{ cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{892.04} \text{ kp/cm}^2$$

a) Cuando: $\frac{Q \cdot F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \underline{7066.73} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e : \underline{\infty}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{13944597.36} \text{ cm}^6$$

K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{0.00}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{2400} \text{ mm}$$

G: Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{815494.39} \text{ kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{20.30} \text{ cm}^4$$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{261892.01} \text{ cm}^4$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{3925.01} \text{ cm}^4$$

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{7066.73} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{471520.25} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{7066.73} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{1.25}$$

$$K_y : \underline{1.25}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{2400} \text{ mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{45.92} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{5.62} \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{261892.01} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{3925.01} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{124.18} \text{ cm}^2$$

$$Q : \underline{0.39}$$

$$Q = Q_s Q_a$$



3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

Q_s : se calcula de la siguiente forma:

$$Q_s : \underline{\quad 0.67 \quad}$$

b) para alas, angulares, y chapas en pilares u otras barras comprimidas compuestas

$$\text{ii) si } 0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (\text{E7-8})$$

$$Q_s : \underline{\quad 0.67 \quad}$$

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala

$$b : \underline{\quad 155.00 \quad} \text{ mm}$$

t: Espesor del ala

$$t : \underline{\quad 7.90 \quad} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{\quad 2446.48 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

$$k_c : \underline{\quad 0.35 \quad}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{\quad 1184.20 \quad} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 6.35 \quad} \text{ mm}$$

$$Q_a = \frac{A_{\text{eff}}}{A}$$

$$Q_a : \underline{\quad 0.58 \quad}$$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{\quad 124.18 \quad} \text{ cm}^2$$

A_{eff} : Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido ' h_e '.

$$A_{\text{eff}} : \underline{\quad 71.65 \quad} \text{ cm}^2$$

a) en elementos esbeltos uniformemente comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme

$$\text{i) Cuando: } \frac{h}{t} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

$$h_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{h}{t} \right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq h$$

$$h_e : \underline{\quad 356.99 \quad} \text{ mm}$$

Donde:

$$f = F_{cr}$$

$$f : \underline{\quad 2116.47 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

F_{cr} es calculada asumiendo que $Q = 1.0$

h: Ancho del elemento comprimido no rigidizado

$$h : \underline{\quad 1184.20 \quad} \text{ mm}$$

t: Espesor del alma

$$t : \underline{\quad 6.35 \quad} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

**Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)**

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.424} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_{rr} , se produce en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N1, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{26.901} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{63.454} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 5, Sección 3, División c

$$M_n : \underline{70.504} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Límite elástico en el ala comprimida

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc}$$

$$M_n : \underline{103.394} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{pg} : \underline{0.97}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{1184.20} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{3.07}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{310.00} \quad \text{mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{7.90} \quad \text{mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{4364.87} \quad \text{cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{261892.01} \quad \text{cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \quad \text{mm}$$

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación



Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{\quad 0 \quad} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{\quad 2324.02 \quad} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{\quad 2446.48 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}}$$

$$r_t : \underline{\quad 7.32 \quad} \text{ cm}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{\quad 310.00 \quad} \text{ mm}$$

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{\quad 1192.10 \quad} \text{ mm}$$

d: Canto total de una viga en doble T

$$d : \underline{\quad 1200.00 \quad} \text{ mm}$$

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{\quad 1184.20 \quad} \text{ mm}$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{\quad 3.07 \quad}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{\quad 1184.20 \quad} \text{ mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{\quad 7.90 \quad} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 6.35 \quad} \text{ mm}$$

3. Pandeo local del ala comprimida:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

$$M_n : \underline{\quad 70.504 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{pg} : \underline{\quad 0.97 \quad}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{\quad 1184.20 \quad} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 6.35 \quad} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{\quad 3.07 \quad}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{\quad 310.00 \quad} \text{ mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{\quad 7.90 \quad} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{\quad 4364.87 \quad} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{\quad 261892.01 \quad} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{\quad 600.00 \quad} \text{ mm}$$



c) para secciones con alas esbeltas:

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2}$$

$$F_{cr} : \underline{1668.25} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

$$k_c : \underline{0.35}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1184.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \text{ mm}$$

b_f : Ancho del ala comprimida

$$b_f : \underline{310.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala comprimida

$$t_f : \underline{7.90} \text{ mm}$$

4. Límite elástico en el ala traccionada

a) Si se cumple que $S_{xt} \geq S_{xc}$, el estado límite elástico en el ala traccionada no se aplica.

S_{xt} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala traccionada

$$S_{xt} = \frac{I_x}{y_t}$$

$$S_{xt} : \underline{4364.87} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{261892.01} \text{ cm}^4$$

y_t : Distancia entre la fibra extrema del ala traccionada en flexión y el baricentro

$$y_t : \underline{600.00} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{4364.87} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{261892.01} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{1.000} \quad \checkmark$$



El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N2, para la combinación de hipótesis
1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{\quad 18.213 \quad} t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{\quad 18.212 \quad} t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{\quad 0.90 \quad}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{\quad 20.235 \quad} t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{\quad 2446.48 \quad} \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{\quad 76.20 \quad} \text{cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{\quad 1200.00 \quad} \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 6.35 \quad} \text{mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{\quad 0.18 \quad}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{\quad 5.00 \quad}$$

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{\quad 1184.20 \quad} \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 6.35 \quad} \text{mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

c) Son necesarios rigidizadores transversales, la barra no cumple el estándar AISC

**Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)**

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.454} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N1, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

 h_1 : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h_1 : \underline{0.45}$$

Donde:

 P_r : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{5.944} \text{ t}$$

 P_c : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{99.694} \text{ t}$$

 M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{26.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{63.454} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{8.328} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 h_2 : calculado según Artículo 1, Sección 3

3. Secciones doblemente simétricas sometidas a flexocompresión simple

b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión

$$\eta = \frac{P_r}{P_{co}} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 \quad (\text{H1-2})$$

$$h_2 : \underline{0.24}$$

Donde:

 P_r : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{5.944} \text{ t}$$

 P_{co} : Resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión calculado según el Capítulo E

$$P_{co} : \underline{99.694} \text{ t}$$

 M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{26.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{63.454} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra N5/N12

Perfil: Viga lateral marco colgado Material: Acero (F-24)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)
	N5	N12	4.000	303.43	703890.30	12631.14
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo			Pandeo lateral		
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β	1.00	1.00	1.00	1.00		
L _k	4.000	4.000	4.000	4.000		
C _b	-			1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico						

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$\eta_T : \underline{0.116}$ ✓

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N12, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$P_r : \underline{77.582} \text{ t}$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$P_c : \underline{668.099} \text{ t}$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$\phi_t : \underline{0.90}$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$P_n : \underline{742.332} \text{ t}$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$A : \underline{303.43} \text{ cm}^2$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

**Resistencia a compresión (Capítulo E)**

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.927} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N5, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{261.362} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{282.033} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{313.370} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{328.854} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{13441.90} \quad \text{cm}^3$$

2. Pandeo lateral

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n : \underline{313.370} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p : \underline{328.854} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{13441.90} \quad \text{cm}^3$$

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

$$S_x : \underline{11731.51} \quad \text{cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{703890.30} \quad \text{cm}^4$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{600.00} \quad \text{mm}$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

L_b : 4000 mm

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

L_p : 3278.05 mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

r_y : 6.45 cm

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

I_y : 12631.14 cm⁴

A: Área total de la sección transversal de la barra.

A : 303.43 cm²

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

L_r : 9243.96 mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

J: Momento de inercia a torsión uniforme

J : 417.13 cm⁴

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

h_o : 1174.60 mm

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

r_{ts} : 79.52 mm

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

I_y : 12631.14 cm⁴

C_w : Constante de alabeo de la sección

C_w : 43567491.08 cm⁶

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c=1$$

c : 1.00

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

η_v : 0.056 ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r , se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{8.690} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{154.704} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{171.894} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{152.40} \text{ cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{0.77}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1149.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$\text{(b) si } \eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{8.690} \text{ t}$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{154.704} \text{ t}$$

Donde:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{171.894} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{152.40} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

C_v : se calcula de la siguiente forma:

$$C_v : \underline{0.77}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{0.77}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1149.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

**Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)**

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.984} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N5, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h : \underline{0.98}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{76.610} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{668.099} \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{261.362} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{282.033} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

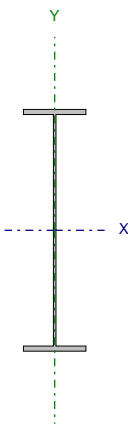
$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{27.893} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra N6/N13

Perfil: Viga lateral marco colgado Material: Acero (F-24)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)
	N6	N13	4.000	303.43	703890.30	12631.14
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo			Pandeo lateral		
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β	1.00	1.00	1.00	1.00		
L _k	4.000	4.000	4.000	4.000		
C _b	-			1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico						

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.116} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N13, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{77.396} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{668.099} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

j_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$j_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{742.332} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{303.43} \text{ cm}^2$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

**Resistencia a compresión (Capítulo E)**

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.918} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N6, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{258.995} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{282.033} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{313.370} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{328.854} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{13441.90} \quad \text{cm}^3$$

2. Pandeo lateral

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n : \underline{313.370} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p : \underline{328.854} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{13441.90} \quad \text{cm}^3$$

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

$$S_x : \underline{11731.51} \quad \text{cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{703890.30} \quad \text{cm}^4$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{600.00} \quad \text{mm}$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{4000} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{3278.05} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{6.45} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{12631.14} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{303.43} \text{ cm}^2$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

$$L_r : \underline{9243.96} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{417.13} \text{ cm}^4$$

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{1174.60} \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$r_{ts} : \underline{79.52} \text{ mm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{12631.14} \text{ cm}^4$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{43567491.08} \text{ cm}^6$$

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c=1$$

$$c : \underline{1.00}$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.056} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r , se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{\quad 8.690 \quad} t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{\quad 154.704 \quad} t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{\quad 0.90 \quad}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{\quad 171.894 \quad} t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{\quad 2446.48 \quad} \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{\quad 152.40 \quad} \text{cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{\quad 1200.00 \quad} \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{\quad 0.77 \quad}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{\quad 5.00 \quad}$$

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{\quad 1149.20 \quad} \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$\text{(b) si } \eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{\quad 8.690 \quad} t$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{154.704} \text{ t}$$

Donde:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{171.894} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{152.40} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

C_v : se calcula de la siguiente forma:

$$C_v : \underline{0.77}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{0.77}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1149.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

**Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)**

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.976} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N6, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h : \underline{0.98}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{76.424} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{668.099} \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{258.995} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{282.033} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{27.893} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra N13/N8

Perfil: Viga lateral marco colgado Material: Acero (F-24)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
		N13	N8	5.500	303.43	703890.30	12631.14
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		1.00	1.00	1.00	1.00	
	L _k		5.500	5.500	5.500	5.500	
	C _b		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$h_T : \underline{0.131}$ ✓

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en un punto situado a una distancia de 4.899 m del nudo N13, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$P_r : \underline{87.741} \text{ t}$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$P_c : \underline{668.099} \text{ t}$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

j_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$j_t : \underline{0.90}$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$P_n : \underline{742.332} \text{ t}$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$A : \underline{303.43} \text{ cm}^2$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

**Resistencia a compresión (Capítulo E)**

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.907} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N13, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{229.450} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{253.081} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{281.201} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{328.854} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{13441.90} \quad \text{cm}^3$$

2. Pandeo lateral

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n : \underline{281.201} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p : \underline{328.854} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{13441.90} \quad \text{cm}^3$$

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

$$S_x : \underline{11731.51} \quad \text{cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{703890.30} \quad \text{cm}^4$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{600.00} \quad \text{mm}$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{5500} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{3278.05} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{6.45} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{12631.14} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{303.43} \text{ cm}^2$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

$$L_r : \underline{9243.96} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{417.13} \text{ cm}^4$$

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{1174.60} \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$r_{ts} : \underline{79.52} \text{ mm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{12631.14} \text{ cm}^4$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{43567491.08} \text{ cm}^6$$

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c=1$$

$$c : \underline{1.00}$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.056} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r , se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{\quad 8.690 \quad} t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{\quad 154.704 \quad} t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{\quad 0.90 \quad}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{\quad 171.894 \quad} t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{\quad 2446.48 \quad} \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{\quad 152.40 \quad} \text{cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{\quad 1200.00 \quad} \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{\quad 0.77 \quad}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{\quad 5.00 \quad}$$

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{\quad 1149.20 \quad} \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$\text{(b) si } \eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{\quad 8.690 \quad} t$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{154.704} \text{ t}$$

Donde:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{171.894} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{152.40} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

C_v : se calcula de la siguiente forma:

$$C_v : \underline{0.77}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{0.77}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1149.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

**Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)**

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.971} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N13, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h : \underline{0.97}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{86.340} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{668.099} \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{229.450} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{253.081} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

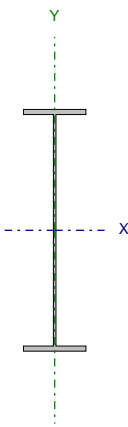
$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{27.893} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra N2/N3

Perfil: Viga inferior central marco apoyado Material: Acero (F-24)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
		N2	N3	19.500	303.43	703890.30	12631.14
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		0.00	1.00	0.00	0.00	
	L_k		0.000	19.500	0.000	0.000	
	C_b		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L_k : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

**Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)**

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.965} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_{rr} , se produce en un punto situado a una distancia de 9.750 m del nudo N2, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{285.465} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{295.968} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

$$M_n : \underline{328.854} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{328.854} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{13441.90} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{0} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{3278.05} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{6.45} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{12631.14} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{303.43} \text{ cm}^2$$

**Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)**

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.379} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N2, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{58.557} \quad \text{t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \Phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{154.704} \quad \text{t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{171.894} \quad \text{t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{152.40} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \quad \text{mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

$$C_v = \frac{1.51Ek_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{\quad 0.77 \quad}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{\quad 5.00 \quad}$$

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{\quad 1149.20 \quad} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{ mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$(b) \text{ si } \eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{\quad 58.557 \quad} \text{ t}$$

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{\quad 154.704 \quad} \text{ t}$$

Donde:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{\quad 171.894 \quad} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{\quad 2446.48 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = dt_w$$

$$A_w : \underline{\quad 152.40 \quad} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{\quad 1200.00 \quad} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{ mm}$$

C_v : se calcula de la siguiente forma:

$$C_v : \underline{\quad 0.77 \quad}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51Ek_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{\quad 0.77 \quad}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{\quad 1149.20 \quad} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$



K_v : Coeficiente de
abolladura del alma

K_v : 5.00

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

No hay torsión u otros esfuerzos combinados, por lo que la comprobación no procede.



Barra N3/N4

Perfil: Viga inferior lateral marco apoyado Material: Acero (F-24)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N3	N4	3.000	124.18	261892.01	3925.01	20.30
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		1.00	1.00	0.00	0.00	
	L _k		3.000	3.000	0.000	0.000	
	C _b		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$I : \underline{53} \quad \checkmark$$

Donde:

I: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$I : \underline{53}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{2400} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.25}$$

r_y: Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{5.62} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{5.62} \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{3925.01} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{124.18} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

**Resistencia a compresión (Capítulo E)**

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.052} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot \text{Permanente} + 1.6 \cdot \text{Sobrecarga}$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{5.182} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{99.694} \quad t$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

j_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:

$$P_n : \underline{110.771} \quad t$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{124.18} \quad \text{cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{892.04} \quad \text{kp/cm}^2$$

a) Cuando: $\frac{Q \cdot F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \underline{7066.73} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e : \underline{\infty}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{13944597.36} \quad \text{cm}^6$$

K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{0.00}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{2400} \quad \text{mm}$$

G: Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{815494.39} \quad \text{kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{20.30} \quad \text{cm}^4$$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{261892.01} \quad \text{cm}^4$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y
 F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero
K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra
r: Radio de giro dominante

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$Q = Q_s Q_a$$

3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

Q_s : se calcula de la siguiente forma:

b) para alas, angulares, y chapas en pilares u otras barras comprimidas compuestas

$$\text{ii) si } 0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{EK_c}} \quad (\text{E7-8})$$

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala
t: Espesor del ala
E: Módulo de elasticidad del acero
 F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo
 t_w : Espesor del alma

$$Q_a = \frac{A_{\text{eff}}}{A}$$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra.

I_y :	<u>3925.01</u>	cm ⁴
F_e :	<u>7066.73</u>	kp/cm ²
F_{ex} :	<u>471520.25</u>	kp/cm ²
F_{ey} :	<u>7066.73</u>	kp/cm ²
E :	<u>2038735.98</u>	kp/cm ²
K_x :	<u>1.25</u>	
K_y :	<u>1.25</u>	
L :	<u>2400</u>	mm
r_x :	<u>45.92</u>	cm
r_y :	<u>5.62</u>	cm

I_x :	<u>261892.01</u>	cm ⁴
I_y :	<u>3925.01</u>	cm ⁴
A :	<u>124.18</u>	cm ²
Q :	<u>0.39</u>	

$$Q_s : \underline{0.67}$$

$$Q_s : \underline{0.67}$$

b :	<u>155.00</u>	mm
t :	<u>7.90</u>	mm
E :	<u>2038735.98</u>	kp/cm ²
F_y :	<u>2446.48</u>	kp/cm ²
k_c :	<u>0.35</u>	

h :	<u>1184.20</u>	mm
t_w :	<u>6.35</u>	mm

$$Q_a : \underline{0.58}$$

A :	<u>124.18</u>	cm ²
-----	---------------	-----------------



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

A_{eff} : Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido ' h_e '.

a) en elementos esbeltos uniformemente comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme

i) Cuando: $\frac{h}{t} \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{f}}$

$$h_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{h}{t}\right)}\sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq h$$

Donde:

$f = F_{cr}$

Donde:

F_{cr} es calculada asumiendo que $Q = 1.0$

h : Ancho del elemento comprimido no rigidizado

t : Espesor del alma

E : Módulo de elasticidad del acero

$A_{eff} : \underline{\quad 71.65 \quad} \text{ cm}^2$

$h_e : \underline{\quad 356.99 \quad} \text{ mm}$

$f : \underline{\quad 2116.47 \quad} \text{ kp/cm}^2$

$h : \underline{\quad 1184.20 \quad} \text{ mm}$

$t : \underline{\quad 6.35 \quad} \text{ mm}$

$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$\eta_M : \underline{\quad 0.379 \quad} \checkmark$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 2.400 m del nudo N3, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$M_r : \underline{\quad 24.018 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$M_c : \underline{\quad 63.454 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$j_b : \underline{\quad 0.90 \quad}$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 5, Sección 3, División c

$M_n : \underline{\quad 70.504 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

1. Límite elástico en el ala comprimida

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc}$$

$M_n : \underline{\quad 103.394 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$F_y : \underline{\quad 2446.48 \quad} \text{ kp/cm}^2$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{pg} : \underline{0.97}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

t_w : Espesor del alma

E: Módulo de elasticidad del acero

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$h_c : \underline{1184.20} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{6.35} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$a_w : \underline{3.07}$$

$$b_{fc} : \underline{310.00} \text{ mm}$$

$$t_{fc} : \underline{7.90} \text{ mm}$$

$$S_{xc} : \underline{4364.87} \text{ cm}^3$$

$$I_x : \underline{261892.01} \text{ cm}^4$$

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

d: Canto total de una viga en doble T

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

t_w : Espesor del alma

$$L_b : \underline{0} \text{ mm}$$

$$L_p : \underline{2324.02} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_t : \underline{7.32} \text{ cm}$$

$$b_{fc} : \underline{310.00} \text{ mm}$$

$$h_o : \underline{1192.10} \text{ mm}$$

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{1184.20} \text{ mm}$$

$$a_w : \underline{3.07}$$

$$h_c : \underline{1184.20} \text{ mm}$$

$$t_{fc} : \underline{7.90} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{6.35} \text{ mm}$$

3. Pandeo local del ala comprimida:



$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

$$M_n : \underline{70.504} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{pg} : \underline{0.97}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{1184.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{3.07}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{310.00} \text{ mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{7.90} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{4364.87} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{261892.01} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

c) para secciones con alas esbeltas:

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2}$$

$$F_{cr} : \underline{1668.25} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

$$k_c : \underline{0.35}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1184.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \text{ mm}$$

b_f : Ancho del ala comprimida

$$b_f : \underline{310.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala comprimida

$$t_f : \underline{7.90} \text{ mm}$$

4. Límite elástico en el ala traccionada

a) Si se cumple que $S_{xt} \geq S_{xc}$, el estado límite elástico en el ala traccionada no se aplica.

S_{xt} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala traccionada

$$S_{xt} = \frac{I_x}{y_t}$$

$$S_{xt} : \underline{4364.87} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{261892.01} \text{ cm}^4$$

y_t : Distancia entre la fibra extrema del ala traccionada en flexión y el baricentro

$$y_t : \underline{600.00} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:



$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{4364.87} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{261892.01} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.934} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N3, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{17.012} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{18.212} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{20.235} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{76.20} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \text{ mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante



b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51Ek_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{\quad 0.18 \quad}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{\quad 5.00 \quad}$$

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1184.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 6.35 \quad} \text{ mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$\text{(b) si } \eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{\quad 17.012 \quad} \text{ t}$$

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{\quad 18.212 \quad} \text{ t}$$

Donde:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{\quad 20.235 \quad} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{\quad 76.20 \quad} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 6.35 \quad} \text{ mm}$$

C_v : se calcula de la siguiente forma:

$$C_v : \underline{\quad 0.18 \quad}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51Ek_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{\quad 0.18 \quad}$$

Donde:



h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo	h :	<u>1184.20</u>	mm
t _w : Espesor del alma	t _w :	<u>6.35</u>	mm
E: Módulo de elasticidad del acero	E :	<u>2038735.98</u>	kp/cm ²
K _v : Coeficiente de abolladura del alma	K _v :	<u>5.00</u>	

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.405} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 2.400 m del nudo N3, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

h₁: calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h_1 : \underline{0.40}$$

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{5.182} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{99.694} \text{ t}$$

M_{rx}: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{24.018} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{63.454} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry}: Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{8.328} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h₂: calculado según Artículo 1, Sección 3

3. Secciones doblemente simétricas sometidas a flexocompresión simple

b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión

$$\eta = \frac{P_r}{P_{co}} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 \quad (\text{H1-2})$$

$$h_2 : \underline{0.20}$$

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{5.182} \text{ t}$$

P_{co}: Resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión calculado según el Capítulo E

$$P_{co} : \underline{99.694} \text{ t}$$

M_{rx}: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{24.018} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{63.454} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra N12/N11

Perfil: Viga lateral marco colgado Material: Acero (F-24)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
		N12	N11	4.000	303.43	703890.30	12631.14
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		1.00	1.00	1.00	1.00	
	L _k		4.000	4.000	4.000	4.000	
	C _b		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$h_T : \underline{0.131}$ ✓

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N11, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$P_r : \underline{87.669} \text{ t}$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$P_c : \underline{668.099} \text{ t}$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

j_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$j_t : \underline{0.90}$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$P_n : \underline{742.332} \text{ t}$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

A : $\underline{303.43} \text{ cm}^2$

F_y: Límite elástico mínimo especificado

F_y : $\underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

**Resistencia a compresión (Capítulo E)**

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.822} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N12, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{231.817} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{282.033} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{313.370} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{328.854} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{13441.90} \quad \text{cm}^3$$

2. Pandeo lateral

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n : \underline{313.370} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p : \underline{328.854} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{13441.90} \quad \text{cm}^3$$

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

$$S_x : \underline{11731.51} \quad \text{cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{703890.30} \quad \text{cm}^4$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{600.00} \quad \text{mm}$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{\quad 4000 \quad} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{\quad 3278.05 \quad} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{\quad 6.45 \quad} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{\quad 12631.14 \quad} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{\quad 303.43 \quad} \text{ cm}^2$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

$$L_r : \underline{\quad 9243.96 \quad} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{\quad 417.13 \quad} \text{ cm}^4$$

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{\quad 1174.60 \quad} \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$r_{ts} : \underline{\quad 79.52 \quad} \text{ mm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{\quad 12631.14 \quad} \text{ cm}^4$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{\quad 43567491.08 \quad} \text{ cm}^6$$

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c = 1$$

$$c : \underline{\quad 1.00 \quad}$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{\quad 0.056 \quad} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r , se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{8.690} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{154.704} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{171.894} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{152.40} \text{ cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{0.77}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1149.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$\text{(b) si } \eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{8.690} \text{ t}$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{154.704} \text{ t}$$

Donde:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{171.894} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{152.40} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

C_v : se calcula de la siguiente forma:

$$C_v : \underline{0.77}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{0.77}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1149.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

**Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)**

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.887} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N12, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h : \underline{0.89}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{86.526} \quad \text{t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{668.099} \quad \text{t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{231.817} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{282.033} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

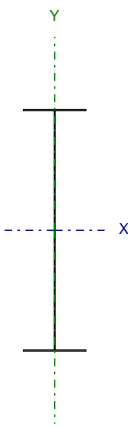
$$M_{ry} : \underline{0.000} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{27.893} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$



Barra N19/N15

Perfil: Viga lateral marco apoyado Material: Acero (F-24)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N19	N15	1.500	96.67	208261.37	3178.80	9.79
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		1.00	1.00	1.00	1.00	
	L _k		1.500	1.500	1.500	1.500	
	C _b		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.057} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en un punto situado a una distancia de 0.899 m del nudo N19, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{12.035} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{212.842} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

j_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$j_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{236.491} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{96.67} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

**Resistencia a compresión (Capítulo E)**

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.811} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.900 m del nudo N19, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{24.529} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{30.258} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 5, Sección 3, División c

$$M_n : \underline{33.620} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Límite elástico en el ala comprimida

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc}$$

$$M_n : \underline{75.124} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{pg} : \underline{0.88}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{1187.20} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{2.87}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{310.00} \quad \text{mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{6.40} \quad \text{mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{3471.02} \quad \text{cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{208261.37} \quad \text{cm}^4$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{1500} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{2347.18} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}}$$

$$r_t : \underline{7.39} \text{ cm}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{310.00} \text{ mm}$$

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{1193.60} \text{ mm}$$

d: Canto total de una viga en doble T

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{2.87}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{6.40} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

3. Pandeo local del ala comprimida:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

$$M_n : \underline{33.620} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{pg} : \underline{0.88}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{2.87}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{310.00} \text{ mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{6.40} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{3471.02} \text{ cm}^3$$



Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{208261.37} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

c) para secciones con alas esbeltas:

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2}$$

$$F_{cr} : \underline{1094.88} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

$$k_c : \underline{0.35}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

b_f : Ancho del ala comprimida

$$b_f : \underline{310.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala comprimida

$$t_f : \underline{6.40} \text{ mm}$$

4. Límite elástico en el ala traccionada

a) Si se cumple que $S_{xt} \geq S_{xc}$, el estado límite elástico en el ala traccionada no se aplica.

S_{xt} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala traccionada

$$S_{xt} = \frac{I_x}{y_t}$$

$$S_{xt} : \underline{3471.02} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{208261.37} \text{ cm}^4$$

y_t : Distancia entre la fibra extrema del ala traccionada en flexión y el baricentro

$$y_t : \underline{600.00} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{3471.02} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{208261.37} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

**Resistencia a corte Y (Capítulo G)**

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.759} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{5.944} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{7.826} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{8.696} \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{57.60} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \quad \text{mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{0.10}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$(b) \text{ si } \eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{5.944} \text{ t}$$

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{7.826} \text{ t}$$

Donde:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{8.696} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{57.60} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

C_v : se calcula de la siguiente forma:

$$C_v : \underline{0.10}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{0.10}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

**Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)**

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.839} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.900 m del nudo N19, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h : \underline{0.84}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{12.035} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{212.842} \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{24.529} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{30.258} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

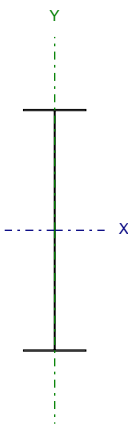
$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{4.427} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra N1/N20

Perfil: Viga lateral marco apoyado Material: Acero (F-24)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
		N1	N20	4.000	96.67	208261.37	3178.80
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
			Pandeo		Pandeo lateral		
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		1.00	1.00	1.00	1.00	
	L _k		4.000	4.000	4.000	4.000	
	C _b		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$I : \underline{70} \quad \checkmark$$

Donde:

I: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$I : \underline{70}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{8300} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.48}$$

r_y: Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{5.73} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{5.73} \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{3178.80} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{96.67} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

**Resistencia a compresión (Capítulo E)**

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{\quad 0.013 \quad} \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N1, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{\quad 0.648 \quad} t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{\quad 49.569 \quad} t$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

j_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{\quad 0.90 \quad}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:

$$P_n : \underline{\quad 55.076 \quad} t$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{\quad 96.67 \quad} \text{cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{\quad 569.76 \quad} \text{kp/cm}^2$$

a) Cuando: $\frac{Q \cdot F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{\quad 2446.48 \quad} \text{kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \underline{\quad 4135.54 \quad} \text{kp/cm}^2$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e : \underline{\quad 6771.79 \quad} \text{kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{kp/cm}^2$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{\quad 11321942.40 \quad} \text{cm}^6$$

K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{\quad 0.48 \quad}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{\quad 8300 \quad} \text{mm}$$

G: Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{\quad 815494.39 \quad} \text{kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{\quad 9.79 \quad} \text{cm}^4$$



I_x : Momento de inercia respecto al eje X
 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y
 F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero
 K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra
 r: Radio de giro dominante

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$Q = Q_s Q_a$$

3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

Q_s : se calcula de la siguiente forma:

b) para alas, angulares, y chapas en pilares u otras barras comprimidas compuestas

iii) si $\frac{b}{t} > 1.17 \sqrt{\frac{E k_c}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.90 E k_c}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (E7-9)$$

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala
 t: Espesor del ala
 E: Módulo de elasticidad del acero
 F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo
 t_w : Espesor del alma

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A}$$

I_x	: 208261.37	cm ⁴
I_y	: 3178.80	cm ⁴
F_e	: 4135.54	kp/cm ²
F_{ex}	: 270942.75	kp/cm ²
F_{ey}	: 4135.54	kp/cm ²
E	: 2038735.98	kp/cm ²
K_x	: 0.48	
K_y	: 0.48	
L	: 8300	mm
r_x	: 46.42	cm
r_y	: 5.73	cm

I_x	: 208261.37	cm ⁴
I_y	: 3178.80	cm ⁴
A	: 96.67	cm ²
Q	: 0.25	

Q_s	: 0.45
-------	--------

Q_s	: 0.45
-------	--------

b	: 155.00	mm
t	: 6.40	mm
E	: 2038735.98	kp/cm ²
F_y	: 2446.48	kp/cm ²
k_c	: 0.35	

h	: 1187.20	mm
t_w	: 4.80	mm

Q_a	: 0.55
-------	--------



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{96.67} \text{ cm}^2$$

A_{eff} : Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido ' h_e '.

$$A_{\text{eff}} : \underline{53.48} \text{ cm}^2$$

a) en elementos esbeltos uniformemente comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme

$$\text{i) Cuando: } \frac{h}{t} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

$$h_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{h}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq h$$

$$h_e : \underline{287.58} \text{ mm}$$

Donde:

$$f = F_{cr}$$

$$f : \underline{1909.89} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

F_{cr} es calculada asumiendo que $Q = 1.0$

h: Ancho del elemento comprimido no rigidizado

$$h : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t: Espesor del alma

$$t : \underline{4.80} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.820} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_{rr} , se produce en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N1, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{24.806} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{30.258} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 5, Sección 3, División c

$$M_n : \underline{33.620} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Límite elástico en el ala comprimida

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc}$$

$$M_n : \underline{75.124} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{pg} : \underline{0.88}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{2.87}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{310.00} \text{ mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{6.40} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{3471.02} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{208261.37} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

2. Pandeo lateral

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

$$M_n : \underline{68.548} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{pg} : \underline{0.88}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{2.87}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{310.00} \text{ mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{6.40} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{3471.02} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{208261.37} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y$$

$$F_{cr} : \underline{2232.35} \text{ kp/cm}^2$$



Donde:

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{4000} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{2347.18} \text{ mm}$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}}$$

$$L_r : \underline{8012.24} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}}$$

$$r_t : \underline{7.39} \text{ cm}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{310.00} \text{ mm}$$

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{1193.60} \text{ mm}$$

d: Canto total de una viga en doble T

$$d : \underline{1200.00} \text{ mm}$$

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{2.87}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{6.40} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

3. Pandeo local del ala comprimida:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

$$M_n : \underline{33.620} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{pg} : \underline{0.88}$$

Donde:

h_c : Dos veces la distancia desde el baricentro a la cara interior del ala comprimida menos el radio de acuerdo

$$h_c : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$$a_w : \underline{2.87}$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala comprimida

$$b_{fc} : \underline{310.00} \text{ mm}$$

t_{fc} : Espesor del ala comprimida

$$t_{fc} : \underline{6.40} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{3471.02} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{208261.37} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

c) para secciones con alas esbeltas:

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2}$$

$$F_{cr} : \underline{1094.88} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

$$k_c : \underline{0.35}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1187.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \text{ mm}$$

b_f : Ancho del ala comprimida

$$b_f : \underline{310.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala comprimida

$$t_f : \underline{6.40} \text{ mm}$$

4. Límite elástico en el ala traccionada

a) Si se cumple que $S_{xt} \geq S_{xc}$, el estado límite elástico en el ala traccionada no se aplica.

S_{xt} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala traccionada

$$S_{xt} = \frac{I_x}{y_t}$$

$$S_{xt} : \underline{3471.02} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{208261.37} \text{ cm}^4$$

y_t : Distancia entre la fibra extrema del ala traccionada en flexión y el baricentro

$$y_t : \underline{600.00} \text{ mm}$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c}$$

$$S_{xc} : \underline{3471.02} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{208261.37} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

**Resistencia a corte X (Capítulo G)**

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.759} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot \text{Permanente} + 1.6 \cdot \text{Sobrecarga}$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{5.944} \quad \text{t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{7.826} \quad \text{t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{8.696} \quad \text{t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{57.60} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{1200.00} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.80} \quad \text{mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{0.10}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$



i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma
 h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo
 t_w : Espesor del alma

K_v : 5.00
 h : 1187.20 mm
 t_w : 4.80 mm

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(b) si $\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_r : 5.944 t

$V_c = \phi_v V_n$

V_c : 7.826 t

Donde:

$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

V_n : 8.696 t

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 2446.48 kp/cm²

$A_w = dt_w$

A_w : 57.60 cm²

Donde:

d : Canto total

d : 1200.00 mm

t_w : Espesor del alma

t_w : 4.80 mm

C_v : se calcula de la siguiente forma:

C_v : 0.10

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

C_v : 0.10

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 1187.20 mm

t_w : Espesor del alma

t_w : 4.80 mm

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

K_v : 5.00

**Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)**

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.826} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N1, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

 h_1 : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h_1 : \underline{0.83}$$

Donde:

 P_r : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{0.648} \text{ t}$$

 P_c : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{49.569} \text{ t}$$

 M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{24.806} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{30.258} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{4.427} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 h_2 : calculado según Artículo 1, Sección 3

3. Secciones doblemente simétricas sometidas a flexocompresión simple

b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión

$$\eta = \frac{P_r}{P_{co}} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 \quad (\text{H1-2})$$

$$h_2 : \underline{0.69}$$

Donde:

 P_r : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{0.648} \text{ t}$$

 P_{co} : Resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión calculado según el Capítulo E

$$P_{co} : \underline{49.569} \text{ t}$$

 M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

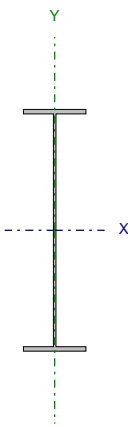
$$M_{rx} : \underline{24.806} \text{ t}\cdot\text{m}$$

 M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{30.258} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra N5/N6

Perfil: Viga inferior marco colgado Material: Acero (F-24)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N5	N6	25.500	284.40	640718.61	11042.40	305.02
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		0.00	0.00	0.00	0.00	
	L_k		0.000	0.000	0.000	0.000	
	C_b		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{8.690} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{626.204} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

j_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$j_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{695.783} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{284.40} \text{ cm}^2$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

**Resistencia a compresión (Capítulo E)**

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.816} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N5, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{221.790} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{271.829} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

$$M_n : \underline{302.032} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{302.032} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{12345.55} \quad \text{cm}^3$$

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{0} \quad \text{mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{3165.83} \quad \text{mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{6.23} \quad \text{cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{11042.40} \quad \text{cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{284.40} \quad \text{cm}^2$$

**Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)**

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.500} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N5, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{76.439} \quad \text{t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{152.996} \quad \text{t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{169.995} \quad \text{t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{152.40} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{1200.00} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \quad \text{mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$



Listados

inferior marco

Fecha: 04/12/19

$$C_v = \frac{1.51Ek_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{\quad 0.76 \quad}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple $\frac{h}{t_w} < 260$

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{\quad 5.00 \quad}$$

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{\quad 1155.60 \quad} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{ mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$(b) \text{ si } \eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{\quad 76.439 \quad} \text{ t}$$

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{\quad 152.996 \quad} \text{ t}$$

Donde:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{\quad 169.995 \quad} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{\quad 2446.48 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{\quad 152.40 \quad} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$d : \underline{\quad 1200.00 \quad} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{ mm}$$

C_v : se calcula de la siguiente forma:

$$C_v : \underline{\quad 0.76 \quad}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\text{iii) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51Ek_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

$$C_v : \underline{\quad 0.76 \quad}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{\quad 1155.60 \quad} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{\quad 12.70 \quad} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$



K_v : Coeficiente de
abolladura del alma

K_v : 5.00

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

h : 0.823 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.600 m del nudo N5, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Permanente+1.6·Sobrecarga.

Donde:

h : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

h : 0.82

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

P_r : 8.690 t

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

P_c : 626.204 t

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

M_{rx} : 221.790 t·m

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

M_{cx} : 271.829 t·m

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

M_{ry} : 0.000 t·m

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

M_{cy} : 24.513 t·m



1.1.1.2.- Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N1/N2	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 6.0$	x: 0.6 m $\eta = 42.4$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 3 m $\eta = 100.0$	x: 0.6 m $\eta = 45.4$	CUMPLE h = 100.0
N2/N3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 9.75 m $\eta = 96.5$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 37.9$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE h = 96.5
N3/N4	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 5.2$	x: 2.4 m $\eta = 37.9$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 93.4$	x: 2.4 m $\eta = 40.5$	CUMPLE h = 93.4
N5/N6	$\eta = 1.4$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.6 m $\eta = 81.6$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0.6 m $\eta = 50.0$	x: 0.6 m $\eta = 82.3$	CUMPLE h = 82.3
N5/N12	x: 4 m $\eta = 11.6$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.6 m $\eta = 92.7$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 5.6$	x: 0.6 m $\eta = 98.4$	CUMPLE h = 98.4
N12/N11	x: 4 m $\eta = 13.1$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 82.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 5.6$	x: 0 m $\eta = 88.7$	CUMPLE h = 88.7
N11/N7	x: 0.899 m $\eta = 13.6$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 66.6$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 5.6$	x: 0 m $\eta = 73.4$	CUMPLE h = 73.4
N6/N13	x: 4 m $\eta = 11.6$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.6 m $\eta = 91.8$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 5.6$	x: 0.6 m $\eta = 97.6$	CUMPLE h = 97.6
N13/N8	x: 4.899 m $\eta = 13.1$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 90.7$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 5.6$	x: 0 m $\eta = 97.1$	CUMPLE h = 97.1
N4/N18	x: 4 m $\eta = 0.4$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.6 m $\eta = 71.6$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 66.2$	x: 0.6 m $\eta = 71.7$	CUMPLE h = 71.7
N18/N14	x: 4.899 m $\eta = 4.8$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 4.9 m $\eta = 70.5$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 66.2$	x: 4.9 m $\eta = 73.0$	CUMPLE h = 73.0
N1/N20	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0.6 m $\eta = 1.3$	x: 0.6 m $\eta = 82.0$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 75.9$	x: 0.6 m $\eta = 82.6$	CUMPLE h = 82.6
N20/N19	x: 4 m $\eta = 4.2$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 4 m $\eta = 63.4$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 75.9$	x: 4 m $\eta = 65.5$	CUMPLE h = 75.9
N19/N15	x: 0.899 m $\eta = 5.7$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.9 m $\eta = 81.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 75.9$	x: 0.9 m $\eta = 83.9$	CUMPLE h = 83.9
N16/N14	$\eta = 2.4$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 2.4 m $\eta = 60.3$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 55.8$	x: 2.4 m $\eta = 61.5$	CUMPLE h = 61.5
N15/N17	$\eta = 2.8$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.6 m $\eta = 68.8$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 3 m $\eta = 65.2$	x: 0.6 m $\eta = 70.2$	CUMPLE h = 70.2
N17/N16	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 28.4$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 13.9$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE h = 28.4
N7/N9	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 2.1$	x: 0.6 m $\eta = 52.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 3 m $\eta = 60.7$	x: 0.6 m $\eta = 53.2$	CUMPLE h = 60.7
N9/N10	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 75.6$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 2.0$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE h = 75.6
N10/N8	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 2.1$	x: 2.4 m $\eta = 51.9$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 58.6$	x: 2.4 m $\eta = 53.0$	CUMPLE h = 58.6

Notación:

- P_t : Resistencia a tracción
- λ_c : Limitación de esbeltez para compresión
- P_c : Resistencia a compresión
- M_x : Resistencia a flexión eje X
- M_y : Resistencia a flexión eje Y
- V_x : Resistencia a corte X
- V_y : Resistencia a corte Y
- $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión
- x: Distancia al origen de la barra
- h: Coeficiente de aprovechamiento (%)
- N.P.: No procede



Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. ⁽⁵⁾ No hay torsión u otros esfuerzos combinados, por lo que la comprobación no procede.									

DIRECCIÓN PROVINCIAL DE VIALIDAD

INFORME GEOTECNICO N° 854

**DIRECCIÓN DE TECNOLOGÍA
DE MATERIALES**

**FUTURA ESTACION TERMINAL DE OMNIBUS EN
LA CIUDAD DE CHAJARI**

DPTO FEDERACION

DIRECCIÓN DE TECNOLOGÍA DE MATERIALES - D.P.V. -

✉ (3.100) - Brasil 1050 - Paraná - ENTRE RIOS -

☎ (0343) - 4249138

laboratoriodpv@hotmail.com

dpvlaboratorio@yahoo.com.ar

ESTUDIO DE SUELOS

- FUTURA ESTACION TERMINAL DE OMNIBUS EN CIUDAD DE CHAJARI -

SOLICITADO POR: SECRETARIA MINISTERIAL DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS.

✓ Objeto del estudio y Características Generales:

Al proyectarse la construcción de la futura Estación Terminal de Ómnibus de la ciudad de Chajari, la Secretaria Ministerial de Obras y Servicios Públicos, dependiente del Ministerio de Planeamiento, Infraestructura y Servicios, ha solicitado la realización de un estudio de suelos y poder confeccionar un cuadro de la capacidad portante de los mismos.

Dado que la futura obra se encuentra en etapa de anteproyecto y al no estar definido exactamente el predio donde se desarrollara esta, se realizaron estudios geológicos, primeramente, en el predio ubicado entre la Avda 28 de Mayo y Calle Siburo, identificada como **Manzana "M22"**. Posteriormente, por indicaciones de Secretario de Obras y Servicios Públicos de la Municipalidad de Chajari, en la **Manzana "M1"**, entre las calles Siburo y Avda Villa Libertad, de la citada ciudad.

Por las características particulares de ambos terrenos propuestos por el Municipio, para la construcción de la futura obra y al no estar definida la ubicación de las futuras construcciones en el predio, el presente estudio deberá considerarse como orientativo, hasta tanto se defina la correcta ubicación de las futuras construcciones.

Por tal motivo la distribución y ubicación de los sondeos fue determinada en forma aleatoria, por el personal técnico destinado a realizar los trabajos de campaña.

✓ Perforaciones y Trabajo de Campaña:

Se efectuaron un total de **5 (cinco) sondeos**, identificados como **S1 a S3**, para los de la **Manzana "M22"** y **S4 a S5** para **"M1"**, siendo la profundidad de 3,00m (tres metros), cada uno. Además se efectuó una perforación a barreno (P1), en la Manzana "M22", a fin de verificar la homogeneidad de los mantos detectados en los demás sondeos.

En cada una de las perforaciones, se realizaron ensayos normales de penetración utilizando para ello la cuchara sacatestigo de Terzaghi, de punta intercambiable con el fin de determinar la densificación de los estratos del lugar.-

En correspondencia con cada ensayo se tomaron muestras alteradas de suelo para posteriores ensayos de identificación y humedad natural.

✓ **Napa freática:**

En el momento de efectuado el estudio de campaña no se detectó la presencia de aguas subterráneas proveniente de napas freáticas o filtraciones laterales, desconociéndose su régimen de intensidad y variación.

✓ **Ensayos de Laboratorio:**

Sobre las muestras extraídas en campaña se efectuaron los siguientes ensayos:

- Físicos:

* *Determinación de las constantes hídricas de Atterberg (L.L. y L.P.) y por diferencia el índice de Plasticidad (Según normas IRAM 10501 y 10502).*

* *Granulometría por vía húmeda en todas las muestras estableciendo el porcentaje retenido en los tamices N° 4, 10, 40 y 200 (según normas IRAM 10512)-*

* *Clasificación de los suelos según el Sistema Unificado de Casagrande (S.U.C.S.) (según normas IRAM N°10509).*

* *Determinación de pesos específicos, tanto secos como húmedos.*

- Mecánicos:

* *Ensayos triaxiales escalonados rápidos sin drenar para determinar los parámetros de corte y de cohesión.*

✓ **Representaciones gráficas y determinaciones analíticas:**

Todos los valores hallados, tanto en campaña como en laboratorio, se encuentran representados en planillas especiales adjuntas a este informe.-

✓ **Perfil Geotécnico:**

Se indican a continuación los distintos estratos y su consistencia, que fueron detectados durante los trabajos en campaña y sus principales características físico-mecánicas, obtenidas en laboratorio, considerando como cota $\pm 0,00\text{m}$, la correspondiente a la de boca de pozos al momento de efectuar los trabajos:

MANZANA " M22 "

SONDEOS N° 1: De 0,00 a -3.00 m.: Arcillas inorgánicas (C.L) de mediana compresibilidad de color negro a marrón oscuro a marrón claro y una consistencia muy compacta (N= 20).

SONDEOS N° 2 : De 0,00 a -2.00 m.: Arcillas inorgánicas (C.L) de mediana compresibilidad de color negro a marrón oscuro a marrón claro y una consistencia muy compacta (N= 21 - 18).

SONDEOS N° 3 : De 0,00 a -3.00 m.: Arcillas inorgánicas (C.L) de mediana compresibilidad de color negro a marrón oscuro a marrón claro y una consistencia compacta a muy compacta (N= 10 - 16).

MANZANA " M1 "

SONDEOS N° 4 : De 0,00 a -3.00 m.: Arcillas inorgánicas (C.L) de mediana compresibilidad de color negro a marrón oscuro a marrón claro y una consistencia muy compacta (N= 25 - 20).

SONDEOS N° 5 : De 0,00 a -3.00 m.: Arcillas inorgánicas (C.L) de mediana compresibilidad de color negro a marrón oscuro a marrón claro y una consistencia muy compacta (N= 18 - 20 - 18).

Téc. Ricardo J. GIACOMELLI
Jefe División Mecánica de Suelos
D. F. V.

DEPARTAMENTO ESTUDIOS GEOLOGICOS
DIVISION MECANICA DE SUELOS Y FUNDACIONES
PARANA, JULIO 2012

EC. MIGUEL R. FÉLTES
JEFE DPTO. ESTUDIOS
GEOLOGICOS
D. F. V.

✓ **Capacidad Portante:**

En función a los resultados obtenidos, tanto en campaña como en el laboratorio, se ha elaborado un cuadro de cotas y tensiones admisibles, los que deberán considerarse como orientativos, dado que la cantidad de sondeos realizados y profundidad son relativas en función de la superficie del terreno.

COTA (m)	Tensión Admisible (kg/cm ²)	
	MANZANA	
	M22	M1
1,00	1.00	1.50
2,00	1.50	1.80
3,00	1.80	

Observaciones:

Si bien a partir del cuadro de cotas y tensiones el proyectista podrá optar por la solución técnica que en función a lo antes expuesto y al tipo de obras a ejecutar considere más adecuado, deberá evitar transmitir cargas superiores a las definidas para cada nivel.

Además, al desconocerse la exacta ubicación de las futuras construcciones que integraran la nueva estación Terminal de Ómnibus, al estar en consideración el proyecto, se aconseja para definir una capacidad portante, la ejecución de un nuevo estudio de suelos, direccionado a las futuras construcciones.

Se efectuarán además prevenciones constructivas como emplear armaduras de refuerzos en dinteles, antepechos, y en discontinuidad de mamposterías, se generaran los espacios libres o cámaras de expansión debajo de vigas fundación, se ejecutarán veredas perimetrales que faciliten el escurrimiento de aguas de lluvia y humedecerán adecuadamente los suelos para lograr el mayor hinchamiento inicial y toda otra medida a fin de atenuar los efectos producidos por la presencia de arcillas expansivas, como las detectadas en el presente estudio.


Ing. MARÍA MARÍA QUIROGA
Directora
Tecnología de Materiales
Dirección Provincial de Vialidad
Paraná, Paraná

DIRECCIÓN DE TECNOLOGÍA DE MATERIALES – D.P.V.
PARANA, JULIO 2012

DIRECCION PROVINCIAL DE VIALIDAD
DIRECCION DE TECNOLOGIA DE MATERIALES - DEPARTAMENTO ESTUDIOS GEOLOGICOS

OBRA: FUTURA TERMINAL DE OMNIBUS DE CHAJARI.

UBICACION: AVDA 28 DE MAYO Y CALLE SIBURU

SONDEO N° 1

MANZANA M22

PROFUNDIDAD(m)	GRANULOMETRIA				PLASTICIDADES			HUMEDAD NATURAL					CLASIFICACION DEL SUELO	DESCRIPCION DEL SUELO	PROF. SPT (m)	DENSIDADES			ENSAYOS PENETRACION STANDARD				RESISTENCIA A LA PENETRACION	OBSERVACIONES								
	PASA TAMIZ N°4	PASA TAMIZ N°10	PASA TAMIZ N°40	PASA TAMIZ N°200	L.L.	L.P.	I.P.	LMITE LIQUIDO	LMITE PLASTICO	HUMEDAD NATURAL	%PASA TAMIZ N°4	%PASA TAMIZ N°10				%PASA TAMIZ N°40	%PASA TAMIZ N°200	% H.	D.H.	D.S.	N° GOLPES	PENET. (cm)			c (kg/cm ²)	θ (°)						
0,50	100	100	94,0	65,0	39,2	17,3	21,9	100	40	20	20	20	20	20	18,3	1,834	1,550	20	30	0,70	21	20	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color negro.	0,55-1,00	% H. 18,3	D.H. 1,834	D.S. 1,550	N° GOLPES 20	PENET. 30	c 0,70	θ 21	20
1,00	100	100	96,5	76,0	44,6	18,3	26,3	100	45	25	25	25	25	22,7	1,852	1,509	20	30	-	-	-	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color marrón oscuro	1,55-2,00	% H. 22,7	D.H. 1,852	D.S. 1,509	N° GOLPES 20	PENET. 30	c -	θ -	20	
2,00	100	100	96,5	76,0	47,5	17,1	30,4	100	48	28	28	28	28	17,4	1,850	1,575	20	30	0,80	20	20	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color marrón claro	1,55-2,01	% H. 17,4	D.H. 1,850	D.S. 1,575	N° GOLPES 20	PENET. 30	c 0,80	θ 20	20	
3,00	97,5	95,5	93,5	76,0	47,5	17,1	30,4	100	48	28	28	28	28	17,4	1,850	1,575	20	30	0,80	20	20	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color marrón claro	1,55-2,01	% H. 17,4	D.H. 1,850	D.S. 1,575	N° GOLPES 20	PENET. 30	c 0,80	θ 20	20	

SONDEO N° 2

PROFUNDIDAD(m)	GRANULOMETRIA				PLASTICIDADES			HUMEDAD NATURAL					CLASIFICACION DEL SUELO	DESCRIPCION DEL SUELO	PROF. SPT (m)	DENSIDADES			ENSAYOS PENETRACION STANDARD				RESISTENCIA A LA PENETRACION	OBSERVACIONES							
	PASA TAMIZ N°4	PASA TAMIZ N°10	PASA TAMIZ N°40	PASA TAMIZ N°200	L.L.	L.P.	I.P.	LMITE LIQUIDO	LMITE PLASTICO	HUMEDAD NATURAL	%PASA TAMIZ N°4	%PASA TAMIZ N°10				%PASA TAMIZ N°40	%PASA TAMIZ N°200	% H.	D.H.	D.S.	N° GOLPES	PENET. (cm)			c (kg/cm ²)	θ (°)					
0,50	100	100	95,0	66,0	40,5	17,7	22,8	100	40	20	20	20	20	21,2	1,872	1,543	21	30	0,70	22	20	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color negro.	0,55-1,00	% H. 21,2	D.H. 1,872	D.S. 1,543	N° GOLPES 21	PENET. 30	c 0,70	θ 22	20
1,00	100	100	97,0	77,0	45,1	18,5	26,6	100	45	25	25	25	25	24,7	1,814	1,454	22	30	0,80	22	22	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color marrón oscuro	1,55-2,00	% H. 24,7	D.H. 1,814	D.S. 1,454	N° GOLPES 22	PENET. 30	c 0,80	θ 22	22
2,00	100	96,5	92,0	77,5	46,7	17,6	29,1	100	48	28	28	28	28	21,9	1,820	1,452	18	30	0,70	24	18	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color marrón claro	1,55-2,00	% H. 21,9	D.H. 1,820	D.S. 1,452	N° GOLPES 18	PENET. 30	c 0,70	θ 24	18
3,00	98,5	96,5	92,0	77,5	46,7	17,6	29,1	100	48	28	28	28	28	21,9	1,820	1,452	18	30	0,70	24	18	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color marrón claro	1,55-2,00	% H. 21,9	D.H. 1,820	D.S. 1,452	N° GOLPES 18	PENET. 30	c 0,70	θ 24	18

DIRECCION PROVINCIAL DE VIALIDAD
 DIRECCIÓN DE TECNOLOGIA DE MATERIALES - DEPARTAMENTO ESTUDIOS GEOLOGICOS

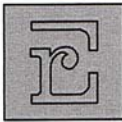
OBRA: FUTURA ESTACION TERMINAL DE OMNIBUS EN CIUDAD DE CHAJARI.

UBICACION: AVDA 28 DE MAYO Y SIBURU.

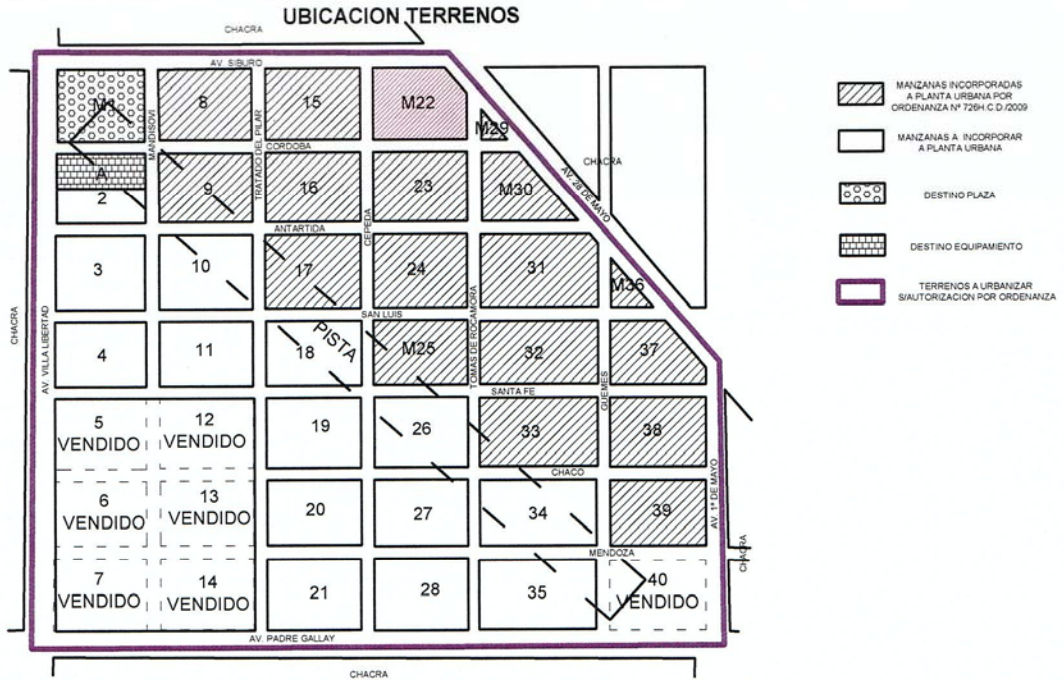
SONDEON N°3

MANZANA M22

PROFUNDIDAD(m)	GRANULOMETRIA				PLASTICIDADES			HUMEDAD NATURAL	CLASIFICACION DEL SUELO	DESCRIPCION DEL SUELO	PROF. SPT (m)	DENSIDADES			ENSAYOS PENETRACION STANDARD				RESISTENCIA A LA PENETRACION	OBSERVACIONES
	PASA TAMIZ N°4	PASA TAMIZ N°10	PASA TAMIZ N°40	PASA TAMIZ N°200	L.L.	L.P.	I.P.					% H.	D.H.	D.S.	N° GOLPES	PENET. (cm)	C (kg/cm ²)	θ (°)		
0,50	100	100	95,5	70,5	43,0	18,2	24,8	22,8	C.L	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color negro.	0,55-1,00	1,897	1,544	10	30	0,30	18			
1,00	100	100	99,0	73,5	48,5	17,3	31,2	19,8	C.L	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color marrón oscuro	1,55-2,00	1,875	1,565	15	30	0,50	21			
2,00	98,0	96,0	90,5	71,5	46,2	16,7	29,5	22,2	C.L	Arcillas inorgánicas de mediana compresibilidad de color marrón claro	1,55-2,00	1,885	1,542	16	30	0,45	19			
2,00																				



DISTRIBUCION DE LAS PERFORACIONES



UBICACION SECTOR ESTUDIADO M22

