

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



**PROYECTO FINAL DE CARRERA**

**“RELOCALIZACIÓN Y DISEÑO TERMINAL DE  
OMNIBUS DE CONCEPCIÓN DEL URUGUAY, ENTRE  
RÍOS”**

**AUTORES:**

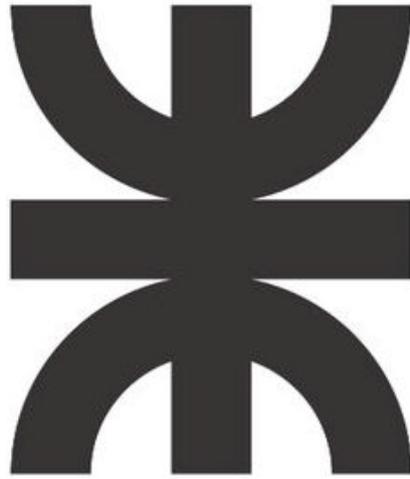
**ALZA, LAUTARO JOEL.**

**TAUBER, FERNANDO LEONEL.**

**TUTORES:**

**ING. PENON, LUCIANO DANIEL.**

**ARQ. SERSEWITZ, VERÓNICA.**



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL**

**FACULTAD REGIONAL CONCEPCION DEL URUGUAY**

**INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTO FINAL DE CARRERA**

**Relocalizacion y Diseño Terminal de Ómnibus de Concepción  
del Uruguay, Entre Ríos**

Proyecto Final presentado en cumplimiento de las exigencias de la carrera Ingeniería Civil de la Facultad Regional Concepción del Uruguay, realizado por los estudiantes: Alza, Lautaro Joel y Tauber, Fernando Leonel.

Tutores:

Ing. Penon, Luciano Daniel.

Arq. Sersewitz, Verónica.

**Concepción del Uruguay, Entre Ríos.**

**Argentina.**

**Año 2021**

**“Toda técnica de construcción logra al fin su forma eterna, su expresión fundamental que a partir de entonces se perfecciona y afina.”**  
**Ernst Neufert (1900-1986).**

## *Agradecimientos*

En primera instancia queremos agradecer profundamente y dedicar este logro a nuestras familias y amigos, cuyo apoyo incondicional se mantuvo a lo largo de estos años.

A la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la Universidad Tecnológica Nacional, que nos formó no solo como profesionales sino también como personas, destacando la importancia del aprendizaje continuo, el trabajo en equipo, el rol que ocuparemos en la sociedad y las responsabilidades a las que nos enfrentaremos al portar el título de Ingeniero Civil.

Al Ing. Luciano Penon y a la Arq. Verónica Sersewitz, tutores de la Catedra Proyecto Final, quienes estuvieron siempre a disposición alentándonos a plasmar lo mejor en nuestro trabajo.

A la Municipalidad de Concepción del Uruguay, a la Dirección de Obras Sanitarias, a la Secretaría de Catastro y a la Secretaría de Planeación por proporcionar información de importancia para la resolución de las problemáticas.

A la administración de la Terminal de Ómnibus de Concepción del Uruguay, quienes amablemente atendieron nuestras consultas y brindaron sin problemas la información necesaria para comprender y resolver la problemática que los afecta.

Y a todos aquellos profesores y profesionales que nos brindaron su tiempo y experiencia, especialmente a: Ing. Roberto Souchetti, Arq. Hernán Molina, Ing. Fernando Lescano, Ing. Pablo Burgos Leuze, Arq. Arturo Mardon, Ing. Martin Erramuspe.

A todos ustedes, nuestro mayor reconocimiento y gratitud.

## Resumen

En vista de la notable expansión urbana y el enfoque turístico que los maravillosos paisajes y playas le confieren a la ciudad de Concepción del Uruguay, en este proyecto se busca contribuir a tales fines con la relocalización de la terminal de ómnibus, lo que permitirá que los visitantes comiencen la experiencia desde su arribo.

Además, teniendo en cuenta los planes a un futuro cercano por parte del municipio se planea anticiparse a posibles problemas de transporte, con la proyección de un nuevo acceso a la ciudad que permitirá una cómoda circulación de vehículos pertenecientes a las principales actividades económicas locales.

Por otro lado, el rápido crecimiento urbano, ha dejado como consecuencia grandes zonas habitadas sin el necesario equipamiento para afrontar anegamientos debido a las precipitaciones. Por lo cual se busca dar solución mediante un correcto análisis hidrológico e hidráulico y el posterior diseño y cálculo de las estructuras necesarias para evitar tales problemáticas.

Palabras Clave: Concepción del Uruguay, ómnibus, grandes luces, estructura metálica, transporte, acceso, cuenca urbana, pavimento flexible, conductos, anegamiento, plan estratégico, canales, alcantarilla, topografía.

## Abstract

In view of the notable urban expansion and the tourist focus that the wonderful landscapes and beaches confer to the city of Concepción del Uruguay, this project seeks to contribute to these ends with the relocation of the bus terminal, which will allow the visitors begin the experience upon arrival.

In addition, taking into account the plans for the near future by the municipality, it is planned to anticipate possible transport problems, with the projection of a new access to the city that will allow a comfortable circulation of vehicles belonging to the main local economic activities.

On the other hand, rapid urban growth has resulted in large inhabited areas without the necessary equipment to deal with flooding due to rainfall. Therefore, a solution is sought through a correct hydrological and hydraulic analysis and the subsequent design and calculation of the necessary structures to avoid such problems.

Key Words: Concepción del Uruguay, bus, large lights, metallic structure, transportation, access, urban basin, flexible pavement, conduits, flooding, strategic plan, canals, sewers, topography.



## Contenido

1. Introducción .....	15
2. Relevamiento General .....	19
2.1. Argentina .....	19
2.2. Entre Ríos .....	21
2.3. Departamento Uruguay .....	24
2.4. Concepción del Uruguay .....	24
2.4.1. Clima .....	25
2.4.2. Educación .....	25
2.4.3. Economía e industria .....	26
2.4.4. Puerto .....	27
2.4.5. Turismo .....	28
2.4.6. Servicios .....	29
2.4.7. Ordenamiento Urbano .....	36
2.4.8. Jerarquización Vial .....	38
2.4.9. Accesos a la ciudad .....	39
2.4.10. Terminal Actual .....	43
2.5. Diagnostico .....	49
2.6. Objetivos .....	50
2.6.1. Objetivos Generales .....	50
2.6.2. Objetivos Particulares .....	50
3. Anteproyecto Hidráulico .....	55
3.1. Localización de la Zona Afectada .....	56
3.2. Situación Actual .....	58
3.2.1. Servicios .....	58
3.2.2. Esguerrimiento Superficial .....	60
3.2.3. Capacidad del Sistema de Drenaje Actual .....	61
3.3. Situación Futura .....	65
3.3.1. Nueva Urbanización .....	65
3.3.2. Jerarquización Vial .....	68
3.3.3. Servicios .....	69
3.3.4. Definición de la Subcuenca .....	72
3.3.5. Análisis de la Subcuenca Acotada .....	75
3.4. Análisis Hidrológico .....	78
3.4.1. Alternativa 1 de esguerrimiento superficial .....	80
3.4.2. Alternativa 2 de Esguerrimiento Lineal .....	81
3.4.3. Caudal de Diseño .....	82



3.4.4. Coeficiente de Escorrentía .....	83
3.4.5. Superficie de Aporte .....	84
3.4.6. Intensidad de precipitación .....	85
3.4.7. Periodo de Retorno .....	85
3.4.8. Tiempo de Concentración .....	86
3.5. Análisis Hidráulico .....	88
3.5.1. Imbornales .....	88
3.5.1.1. Análisis de la Posición de Imbornales .....	88
3.5.1.2. Capacidad de Captación .....	89
3.5.1.3. Eficiencia de los sumideros .....	90
3.5.1.4. Cálculo Sumideros .....	92
3.5.2. Conductos .....	95
3.5.2.1. Análisis Troncal Único .....	96
3.5.2.2. Análisis Troncales Paralelos .....	96
3.5.3. Cálculo de Conductos .....	97
3.5.3.1. Método de Cálculo .....	97
3.5.3.2. Conducto Rectangular de Ramales .....	99
3.5.3.3. Conducto de Troncal Único .....	100
3.5.3.4. Conductos en Troncales Paralelos .....	100
3.5.4. Verificación de Velocidad .....	102
3.6. Propuesta Definitiva del Desagüe Pluvial .....	103
3.7. Plan de Mantenimiento .....	106
3.8. Cómputo y Presupuesto Estimado .....	106
3.8.1. Computo Métrico .....	108
3.8.2. Presupuesto Estimado .....	108
4. Anteproyecto Vial .....	113
4.1. Ubicación .....	113
4.2. Relevamiento de la situación actual .....	114
4.2.1. Estado del Camino .....	114
4.2.2. Análisis del Transito Actual .....	119
4.2.3. Análisis Topográfico: Curvas de Nivel .....	120
4.2.4. Hidrología actual .....	121
4.2.4.1. Análisis de las cuencas .....	121
4.2.5. Verificación de la Capacidad de Alcantarillas .....	124
4.3. Diseño Geométrico .....	134
4.3.1. Parámetros del Camino .....	134
4.3.2. Capacidad del Camino .....	136



4.3.3. Análisis tránsito futuro.....	140
4.4. Diseño mediante Software AutoCAD Civil 3D.....	142
4.4.1. Tramo Principal.....	144
4.4.2. Tramo Secundario .....	145
4.5. Estudio Hidráulico .....	148
4.5.1. Alcantarillas .....	150
4.5.2. Cunetas .....	153
4.6. Intersección.....	162
4.6.1. Criterio de ubicación de las intersecciones .....	163
4.6.2. En curvas Horizontales .....	163
4.6.3. En Pendientes .....	163
4.6.4. En Estructuras .....	164
4.6.5. Angulo de Intersección.....	164
4.6.6. Distancia visual de Intersección .....	164
4.6.7. Espaciamiento entre Intersecciones.....	164
4.7. Propuestas de intersecciones.....	165
4.7.1. Propuesta 1: Semáforo .....	165
4.7.2. Propuesta 2: Curva Horizontal .....	171
4.7.3. Propuesta 3: Rotonda Moderna .....	176
4.8. Conclusiones.....	189
4.9. Presupuesto Estimado .....	189
5. Anteproyecto Arquitectónico .....	193
5.1. Programa de necesidades.....	193
5.2. Emplazamiento.....	194
5.3. Selección del terreno.....	194
5.3.1. Método de Factores Ponderados .....	194
5.4. Implantación.....	205
5.5. Pautas de Diseño .....	206
5.6. Esquema de la obra .....	208
5.7. Memoria Descriptiva.....	210
5.7.1. Fundaciones .....	210
5.7.2. Estructura soporte.....	211
5.7.3. Cerramientos .....	215
5.7.4. Muros.....	215
5.7.5. Cubiertas .....	216
5.7.6. Cielorrasos.....	216
5.7.7. Iluminación.....	216



5.7.8. Pisos.....	217
5.7.9. Instalaciones.....	217
5.7.10. Boleterías.....	221
5.7.11. Enfermería y depósito de limpieza .....	222
5.7.12. Mesa de entrada e informes.....	222
5.7.13. Sanitarios.....	222
5.7.14. Oficinas de Administración e Información Turística .....	222
5.7.15. Minimercado .....	223
5.7.16. Oficinas CNRT y Policía.....	223
5.7.17. Local de comidas .....	223
5.7.18. Playas de Circulación y Maniobras .....	223
5.8 Presupuesto Estimado .....	224
6. Evaluación de Propuestas .....	227
7. Proyecto Ejecutivo .....	231
7.1. Sistema Estructural .....	231
7.2. Técnicas de cálculo.....	232
7.3. Especificaciones técnicas.....	232
7.3.1. Acero Estructural.....	232
7.3.2. Hormigón armado .....	234
7.4. Disposiciones reglamentarias.....	235
7.4.1. Reglamentos.....	235
7.4.2. Normas adicionales .....	235
7.5. Forma de análisis .....	235
7.6. Análisis de cargas .....	236
7.6.1 Acciones permanentes .....	236
7.6.2. Cargas de cubierta.....	237
7.6.3. Acciones variables .....	237
7.6.4. Sobrecargas Mínimas para Cubiertas .....	237
7.7. Carga de Viento .....	238
7.7.1. Viento paralelo a la pendiente de techo, muro de 6.2m a barlovento .....	244
7.7.2. Viento paralelo a la pendiente de techo, muro de 8.7m a barlovento .....	246
7.7.3. Viento Perpendicular a la Pendiente de Techo .....	248
7.8. Determinación de las solicitaciones de sección.....	251
7.8.1. Combinación 1: Pórticos resistentes a las cargas gravitatorias sometidos a Flexo-Compresión. ....	253
7.8.2. Combinación 2: Pórticos resistentes a las cargas gravitatorias sometidos a Flexo-Tracción.....	254
7.8.3. Combinación 3: Pórticos Resistentes a las fuerzas del viento.....	254



7.9. Selección, dimensionado y/o verificación de los elementos estructurales y de sus uniones. ....	256
7.10. Estudio del pórtico intermedio .....	257
7.10.1. Viga Principal .....	257
7.10.1.1. Cordon Superior.....	258
7.10.1.2. Cordón Inferior .....	278
7.10.1.3. Montante en Plano Vertical .....	279
7.10.1.4. Montante en Plano Horizontal .....	280
7.10.1.5. Diagonal en Plano Vertical.....	281
7.10.1.6. Diagonal en Plano Horizontal.....	282
7.10.2. Cabriada Semicubierto.....	283
7.10.2.1. Cordon Superior.....	284
7.10.2.2. Cordon Inferior .....	285
7.10.2.3. Diagonal.....	286
7.10.2.4. Montante .....	300
7.10.3 Columna Portico Principal .....	302
7.10.4. Columna Semicubierto .....	329
7.11. Union Viga-Columna. ....	329
7.11.1. Especificaciones técnicas de los materiales utilizados .....	330
7.11.2. Construcción y colocación del apoyo .....	331
7.11.3. Cálculos y verificaciones .....	331
7.11.4. Solicitaciones en el apoyo.....	331
7.11.5. Análisis particular para el cálculo de perfiles ángulo .....	332
7.11.6. Verificaciones del perfil ángulo.....	333
7.11.6.1. Pandeo local del ala comprimida.....	333
7.11.6.2. Plastificación del ala traccionada .....	334
7.11.6.3. Estado limite por acción del esfuerzo de corte .....	334
7.11.6.4. Resistencia de diseño a flexión .....	335
7.11.6.5. Verificación de las varillas roscadas.....	335
7.11.6.6. Diseño de soldaduras en la Camisa.....	337
7.11.7. Verificación de las chapas de acero.....	338
7.11.7.1. Resistencia de diseño al aplastamiento en la chapa de los agujeros ..	338
7.11.7.2. Esfuerzo de corte en estado de servicio.....	339
7.12. Fundaciones.....	339
7.12.1. Predimensionado del área de la base .....	339
7.12.2. Verificación de tensiones en el terreno .....	341
7.11.3. Verificación de la estabilidad.....	341
7.11.4. Dimensionado a flexión .....	342



7.11.5. Verificación al Corte y Punzonado .....	346
7.11.6. Verificación al aplastamiento.....	349
7.11.7. Control de Fisuración .....	350
7.11.8. Anclaje de la armadura .....	350
7.12. Diseño de Unión Soldada .....	356
7.12.1. Resistencia de diseño de uniones soldadas.....	358
7.13. Deformaciones Admisibles .....	361
7.13.1. Viga Principal.....	361
7.13.2. Semicubierto.....	369
7.14. Proceso Constructivo y de Montaje .....	373
7.14.1. Etapas del Proceso Constructivo y de Montaje .....	374
7.14.1.1. Fundación .....	374
7.14.1.2. Colado de columnas y montaje de unión viga-columna.....	375
7.14.1.3. Montaje de Vigas Principales y Cabriadas .....	376
7.14.1.4. Colocación de Vigas Secundarias.....	377
7.14.1.5. Colocación de Tirantes y cruces de San Andrés.....	378
7.15. Cómputo y Presupuesto .....	378
7.15.1. Computo Movimientos de suelo .....	379
7.15.2. Computo estructura de hormigón armado .....	380
7.15.3. Computo estructura metálica .....	381
7.15.4. Calculo de gastos generales y Coeficiente de Resumen K .....	381
7.15.4.1. Detalle de seguros para el cálculo del gasto general .....	381
7.15.4.2. Gastos directos que dependen del plazo de obra. ....	382
7.15.4.3. Gastos directos que no dependen del plazo de obra.....	382
7.15.4.4. Gastos directos e indirectos no amortizados .....	383
7.15.4.5. Gastos directos provisión a la inspección / administración .....	383
7.15.5. Análisis de precios .....	384
7.15.5.1. Análisis de precios de los trabajos preliminares .....	384
7.15.5.2. Análisis de precios de procedimientos y cumplimientos .....	384
7.15.5.3. Análisis de precios de movimientos de suelo .....	385
7.15.5.4. Análisis de precios de estructuras de hormigón armado .....	386
7.15.5.5. Análisis de precios de estructuras metálicas .....	388
7.15.6. Presupuesto.....	389
7.16. Programación de Obra .....	390
7.16.1. Objetivos de la Programación .....	390
7.16.2. Procedimiento para la Programación de Obras.....	390
7.16.3. Cálculo de la duración de cada operación.....	392



7.16.4. Construcción del Diagrama de Gantt .....	392
7.17. Análisis Financiero .....	394
7.17.1. Calculo de incidencias por ítems.....	394
7.17.2. Plan de avance % de tareas .....	394
7.17.3. Avance mensual porcentual de incidencias.....	394
7.17.4. Avance mensual de obra en pesos .....	396
7.18. Pliego de Cláusulas Particulares .....	397
7.19. Pliego de especificaciones técnicas particulares .....	413
8. Estudio de Impacto Ambiental .....	435
8.1. Ponderación de los atributos .....	436
8.2. Importancia del impacto .....	436
8.3. Determinación del área de influencia.....	438
8.4. Calculo de matriz de impacto ambiental .....	438
9. Conclusiones .....	445
10. Bibliografía.....	449



# Capítulo 1

# INTRODUCCIÓN





## 1. Introducción

El presente trabajo corresponde a la realización del Proyecto Final de la carrera Ingeniería Civil de la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concepción del Uruguay, realizado por los estudiantes Alza, Lautaro y Tauber, Fernando.

Este trabajo es el último requisito para la obtención del título de grado de Ingeniero Civil y su objetivo principal es la aplicación de los conocimientos adquiridos para la detección, análisis y solución de problemáticas reales de una comunidad cercana, teniendo en cuenta la viabilidad económica, de ejecución y ambiental.

Las problemáticas detectadas y sus correspondientes soluciones, se localizan en la Ciudad de Concepción del Uruguay y siguen tres enfoques principales de la carrera: Hidráulico, Vial y Arquitectónico.

Como primera instancia se realizó un relevamiento general a nivel nacional, continuando con el de la provincia de Entre Ríos, y luego de manera más detallada de la ciudad de Concepción del Uruguay. Posteriormente, en base a los datos recabados, consultas con diversas autoridades y organismos municipales y visitas a zonas de conflicto, se realizó un diagnóstico de problemáticas a solucionar comprendidas en los enfoques antes mencionados, resultando en tres anteproyectos, de los cuales se seleccionará uno como Proyecto Ejecutivo.





## Capítulo 2

# RELEVAMIENTO GENERAL





## 2. Relevamiento General

En este capítulo se desarrollan los aspectos generales la Argentina, la provincia de Entre Ríos y el departamento Uruguay, finalizando con la Ciudad de Concepción del Uruguay, donde se encuentran las problemáticas en estudio.

### 2.1. Argentina

Argentina, oficialmente República Argentina, es un país soberano de América del Sur, ubicado en el extremo sur y sudeste de dicho subcontinente. Adopta la forma de gobierno republicana, democrática, representativa y federal.



Ilustración 2.1 | Localización de Argentina

Limita al norte con Bolivia y Paraguay, al nordeste con Brasil, al este con Uruguay y el Océano Atlántico, al sur con parte de Chile (canal de Beagle) y el pasaje Drake, confluencia entre los Océanos Atlántico y Pacífico, y al oeste con Chile. Comprende aproximadamente entre los 22° y 55° de latitud Sur y los 72° y 56° de longitud Oeste.

Integra el Mercosur, la Unión de Naciones Sudamericanas, la Comunidad de Estados Latinoamericanos y Caribeños y la Organización de Estados Americanos.

Está organizada como un Estado federal descentralizado, integrado desde 1994 por un Estado nacional y 24 jurisdicciones de primer orden o Estados autogobernados, que son 23 provincias y la Ciudad Autónoma de Buenos Aires (CABA), esta última designada como Capital Federal del país. Todos los estados autogobernados tienen constitución, bandera y fuerza de seguridad propios. Las 23 provincias mantienen todos los poderes no delegados al Estado nacional, tienen tres poderes autónomos y garantizan la autonomía de sus municipios.

Las provincias dividen su territorio en departamentos y estos a su vez se componen de municipios, con la excepción de la provincia de Buenos Aires que solo lo hace en municipios denominados partidos.

Por sus 2780400km<sup>2</sup>, es el país hispanohablante más extenso del planeta, el segundo más grande de América del Latina, cuarto en el continente y octavo en el mundo, si se considera sólo la superficie sujeta a la soberanía efectiva.



Existen cuatro regiones que se forman a través de tratados interprovinciales de integración, detalladas a continuación:

- Región del Norte Grande Argentino: con una superficie de 759.883 km<sup>2</sup>, está formada por las provincias de: Catamarca, Corrientes, Chaco, Formosa, Jujuy, Misiones, Tucumán, Salta y Santiago del Estero.
- Región del Nuevo Cuyo: formada por las provincias de: La Rioja, Mendoza, San Juan y San Luis. Posee una extensión de 404.906 km<sup>2</sup>.
- Región Patagónica: formada por las provincias de: Chubut, La Pampa, Neuquén, Río Negro, Santa Cruz y Tierra del Fuego, Antártida e Islas del Atlántico Sur. Es la región más extensa con 930.638 km<sup>2</sup>.
- Región Centro: formada por las provincias de: Córdoba, Entre Ríos y



Ilustración 2.2 | División Regional de Argentina

Santa Fe. Su desarrollo territorial alcanza los 377.109 km<sup>2</sup>. La provincia de Buenos Aires y la Ciudad Autónoma de Buenos Aires formarían una quinta unidad económica, aunque esta aún no fue acordada formalmente.

La economía argentina es la segunda más desarrollada e importante en Sudamérica. Según el Banco Mundial, su PIB nominal es el 27.º del mundo. Debido a su importancia geopolítica y económica, es uno de los tres estados soberanos latinoamericanos que forma parte del denominado Grupo de los 20 e integra además el grupo de los NIC o nuevos países industrializados.

Es el único país latinoamericano que tiene un centro de investigación y enseñanza científica entre los diez mejores del mundo. Su capacidad tecnológica y científica le ha permitido diseñar, producir y exportar satélites, construir reactores nucleares y ser el primer productor de software, aeronaves, entre otras cosas. Es considerada una potencia regional.

Su territorio reúne una gran diversidad de climas, causada por una amplitud latitudinal que supera los 30°, una diferencia en la altitud que va de 107 m bajo el nivel



del mar (Laguna del Carbón) a casi 7000 msnm y la extensión del litoral marítimo que alcanza 4725 km. Amplias llanuras húmedas limitan con extensos desiertos y altas montañas, mientras que la presencia de climas tropicales y subtropicales en el norte, contrastan con las nevadas y fríos extremos en las zonas cordilleranas y el sur.

Los vientos que provienen del océano Atlántico moderan el clima, en las regiones litoral y mediterránea. Además, hay vientos locales como el Zonda, el Pampero y la Sudestada. El primero sopla en la región cuyana de mayo a octubre y es cálido y seco; el Pampero, frío y seco, proviene del sudoeste, y la Sudestada, desde el Río de la Plata, genera inundaciones en el litoral.

En lo que respecta a la hidrografía, los ríos argentinos, en su mayoría, desembocan en el Atlántico y pueden dividirse básicamente en tres sistemas: la cuenca del Plata, el sistema bonaerense y el patagónico.

Entre las cuencas del Plata los principales son el Paraná, su tributario, el Paraguay, y el Uruguay, que nace en Brasil. El Río de la Plata, que recibe las aguas de todo este sistema, tiene 40 km de ancho en su nacimiento y 230 km en la línea convencional que lo limita con el océano Atlántico.

El sistema bonaerense está conformado por los ríos Salado, Quequén, Grande y Cristiano Muerto, entre otros menores, mientras que el patagónico comprende cursos como el Colorado, el Deseado, el Santa Cruz y el Gallegos.

## 2.2. Entre Ríos

La Provincia de Entre Ríos es una de las veintitrés provincias que hay en la República Argentina. A su vez, es uno de los 24 estados autogobernados o jurisdicciones de primer orden que conforman el país, y uno de los 24 distritos electorales legislativos nacionales. Su capital y ciudad más poblada es Paraná. Se ubica al este de la región Centro de Argentina, limita al norte con Corrientes, al este con el Río Uruguay que la separa de Uruguay, al sur y oeste con el Río Paraná que la separa de la Provincia de Buenos Aires y Santa Fe. Con 78 781 km<sup>2</sup> es la octava jurisdicción de primer orden menos extensa y con 15,6 hab/km<sup>2</sup>, la séptima jurisdicción más densidad poblacional.



Ilustración 2.3 | Ubicación geográfica de Entre Ríos



Integra la Mesopotamia argentina, conformada por los ríos Uruguay y Paraná en el Litoral argentino. Un 15% de su territorio está compuesto de islas y tierras anegadizas. Sus principales accesos están constituidos por puentes y un túnel subfluvial. La red de agua superficial y profunda, a través de acuíferos y apta para el consumo inmediato, es hasta 12 veces mayor que en cualquier provincia otra del país.

Tiene un relieve llano surcado por cientos de cursos de agua, con las suaves ondulaciones de las lomadas entrerrianas mal denominadas cuchillas, aunque a diferencia de las cuchillas de la Banda Oriental no tienen un origen geológico rocoso, sino que se tratan en gran medida de albardones fosilizados. Se originan en la meseta del Payubré en la provincia de Corrientes, y ya en Entre Ríos a unos 20 o 30 km del límite se bifurcan en la cuchilla Grande y la cuchilla de Montiel. Por el valle central entre las dos cuchillas corre el río Gualeguay, que divide en dos partes a la provincia. La cuchilla Grande se bifurca en dos ramales paralelos que originan el valle del río Gualeguaychú. La cuchilla de Montiel se bifurca formándose un ramal perpendicular que llega al río Paraná en la punta Gorda del departamento Diamante, generándose un valle entre ambas ramas en el departamento Nogoyá por donde discurre el arroyo Nogoyá.

La homogeneidad del paisaje ondulado se interrumpe al sur en la zona deprimida del delta del Paraná. En el norte del departamento La Paz existe otra zona deprimida denominada Bajo del Yacaré o esteros del Yacaré. Al noreste el río Uruguay forma terrazas fluviales, sumergidas hoy en gran parte por el embalse de Salto Grande. Durante el plegamiento andino se crearon líneas de falla por donde corren longitudinalmente los ríos Gualeguaychú, Gualeguay y el arroyo Nogoyá. Además, es la provincia cuya mayor elevación es la más baja de las 23 provincias argentinas.

Nuestra provincia posee 5 tipos de suelos:

- Molisoles: 24,36 % del territorio provincial, sobre la costa del Paraná;
- Vertisoles: 30,13 % del territorio provincial, desde los departamentos Tala y Uruguay hacia el norte;
- Alfisoles: 10,90 % del territorio provincial, en áreas elevadas y onduladas de los departamentos Feliciano, Federal, La Paz, Paraná, Tala y Villaguay;
- Entisoles: 8,33 % del territorio provincial, en el noreste, en una franja paralela al río Uruguay hasta Concepción del Uruguay y en el delta inferior;
- Inceptisoles: 5,77 % del territorio provincial, en los valles de los ríos Gualeguay, Gualeguaychú y Feliciano;
- Mezcla de entisoles e inceptisoles: 20,51 % del territorio provincial, en el delta del Paraná.



En cuanto a recursos hídricos, el nombre de la provincia refleja el hecho de que sus límites están dados por ríos o arroyos:

- Al oeste y sur, el río Paraná
- Al norte el Guayquiraró, el Mocoretá y los arroyos Basualdo y Tunas.
- Al este, el río Uruguay. Desde el límite con Corrientes hasta pocos kilómetros al norte de Concordia se encuentra el embalse de Salto Grande.
- Hacia el sur se halla el Delta del Paraná con terrenos bajos y formación de islas.

En total la provincia cuenta con 41790 kilómetros de ríos y arroyos. Además de 7736 cursos de agua interiores.

Desde la creación del departamento San Salvador, la provincia está organizada en 17 jurisdicciones denominadas departamentos, cada uno con su respectiva ciudad cabecera, y una capital provincial, Paraná.

Los departamentos son: Paraná, Diamante, Victoria, Gualeguay, Gualeguaychú, Uruguay, Colón, Concordia, La Paz, Villaguay, Tala, Nogoyá, Feliciano, Federación, Federal, Islas del Ibicuy y San Salvador.



Ilustración 2.4 | División política de Entre Ríos

La actividad económica de la provincia se sustenta principalmente en la agricultura, la ganadería y el turismo y en menor medida en la minería y la industria.

- Actividad agrícola: se caracteriza por el cultivo de arroz, soja, trigo, maíz, cítricos, arándanos, nueces de pecán y la forestación de eucaliptus. Es la primera productora nacional de mandarinas, naranjas, arroz y nueces de pecán, y la segunda de pomelos.
- Actividad ganadera: hay un claro predominio del sector vacuno y avícola. En menor escala está la producción de ovinos. La actividad ganadera obtuvo un impulso cuando la provincia fue declarada libre de aftosa.
- Actividad industrial: tiene un fuerte vínculo con el sector agropecuario, destacándose la elaboración de alimentos y bebidas, molinos harineros, molinos arroceros y frigoríficos. También existen industrias relacionadas con la madera, los productos químicos, la metalurgia y las maquinarias.



Entre Ríos es origen de aproximadamente del 2,3 % de las exportaciones totales de la Argentina.

Las principales fuentes energéticas de la provincia son la electricidad y el gas. La producción eléctrica se origina en la Represa Salto Grande. Dicha represa fue el primer complejo hidroeléctrico binacional de Latinoamérica, y provee de electricidad tanto a la Argentina como al Uruguay. El suministro gasífero se debe a la conexión con el Gasoducto Subfluvial que cruza el río Paraná y continúa con el Gasoducto Troncal Entrerriano, una obra a cargo de la empresa Gas del Norte S.A.

La provincia, actualmente tiene como uno de sus ejes de desarrollo a la actividad turística, es el noveno destino más visitado a nivel nacional. Sus principales atractivos son los complejos termales, el turismo rural, la pesca deportiva, el turismo aventura y los carnavales.

Las siguientes localidades cuentan con balnearios habilitados sobre ríos o arroyos con servicios para el turista y la mayoría además ofrece la práctica de actividades náuticas: Concepción del Uruguay, Colón, San José, Concordia, Federación, Santa Ana, Gualaguaychú, Victoria, Diamante, Villa Elisa, Villaguay, Valle María y Villa Urquiza. Asimismo, la provincia cuenta con numerosos sitios de interés histórico; entre los que se destaca el Palacio San José, que fuera residencia de Justo José de Urquiza.

### 2.3. Departamento Uruguay

Es un departamento del este de la provincia de Entre Ríos, cuya cabecera es la ciudad de Concepción del Uruguay. Es el sexto más extenso de la provincia con una superficie de 5855km<sup>2</sup> y el cuarto más poblado, con 100728 habitantes según censo de 2010. Limita al oeste con el departamento Tala, al norte con los departamentos Villaguay y Colón, al sur con el departamento Gualaguaychú y al este con la República Oriental del Uruguay.

### 2.4. Concepción del Uruguay

Es un municipio cuya población total era 72528 habitantes en 2010, distribuido entre los distritos Molino y Tala del departamento Uruguay, del cual es cabecera. Comprende la localidad del mismo nombre y un área rural. Se ubica en el este de la provincia, sobre la vera occidental del río Uruguay. Concentra una parte importante de la historia política y cultural de la provincia y el país, así como actividad educativa, turística e industrial. La ley n.º 10314 sancionada el 29 de julio de 2014 declaró a Concepción del Uruguay como "Capital Histórica de la Provincia de Entre Ríos".



### 2.4.1 Clima

La región posee un clima templado húmedo de llanura. Su condición de planicie abierta sin restricciones a la influencia de los vientos húmedos del Noroeste, a la acción de los vientos secos y fríos del sureste -causantes de los cambios repentinos en el estado del tiempo- da lugar a semanas enteras de cielo cubierto con temperaturas suficientemente estables. La temperatura media anual estadística es de 18 ° C.

La estación más lluviosa es el otoño, hay menos lluvia en el invierno, pero más humedad por la disminución de evaporación.

El promedio anual de precipitaciones pluviales es de 65 días con lluvias de los cuales 13, corresponden a precipitaciones mayores a los 30mm. La media anual corresponde a los 1200 mm, siendo Marzo el mes más lluvioso.

Existe en la zona un marcado dominio de los vientos del NE. Se destaca asimismo la baja influencia de los vientos del Oeste.

La humedad relativa anual, en general supera el umbral del 60 %.

### 2.4.2. Educación

La ciudad es un centro cultural de preminencia con instituciones educativas de nivel medio de prestigio nacional, o grado a lo largo de más de ciento cincuenta años, y con varias Unidades Académicas de Grado Universitario.

En cuanto a la educación inicial, la ciudad cuenta con variedad de Jardines municipales, públicos y privados.

La educación primaria: posee establecimientos de gestión pública y privada. Entre las escuelas públicas más antiguas se pueden nombrar Escuela Normal Superior en Lenguas Vivas Mariano Moreno, la Escuela N°1 "Nicolás Avellaneda", la Escuela N°2 "Juan José Viamonte", la Escuela N°3 "Justo José de Urquiza", la Escuela N°4 "Benigno Teijeiro Martínez", la Escuela N°92 "Tucumán" y la Escuela N° 93 "Santiago del Estero"; entre otras.

Educación secundaria: entre los numerosos establecimientos que existen en la ciudad se destacan el Colegio del Uruguay Justo José de Urquiza, primero en el país de carácter laico, la Escuela Normal Superior en Lenguas Vivas Mariano Moreno, segunda del país; entre otros. Cuenta con cuatro Escuelas de Enseñanza Técnica: N°1 "Ana Urquiza de Victorica", N°2 "Francisco Ramírez", "EET N°3 Anexo Formación Profesional" y N°13 "Héctor" respectivamente. Así mismo cuenta con numerosos institutos de gestión privada. Jóvenes y Adultos: En la ciudad hay múltiples propuestas



en esta área para aquellas personas que no terminaron su formación escolar o para aquellos interesados en aprender un oficio. La institución que tiene más antigüedad en esta área es la Universidad Popular, que data del año 1938.

Educación Universitaria: la ciudad cuenta con cuatro universidades, de las cuales tres son de gestión pública (dos nacionales y una provincial) y una de gestión privada. Las mismas suman en total diez facultades. A su vez, dos de las mencionadas instituciones tienen en la ciudad la sede de su rectorado.

- Universidad Tecnológica Nacional (UTN)
  - Facultad Regional Concepción del Uruguay.
- Universidad de Concepción del Uruguay (UCU)
  - Facultad de Ciencias Económicas
  - Facultad de Arquitectura y Urbanismo
  - Facultad de Ciencias Agrarias
  - Facultad de Ciencias Jurídicas y Sociales
  - Facultad de Ciencias de la Comunicación y de la Educación
  - Facultad de Ciencias Médicas "Dr. Bartolomé Vasallo"
- Universidad Nacional de Entre Ríos (UNER)
  - Rectorado
  - Facultad de Ciencias de la Salud
- Universidad Autónoma de Entre Ríos (UADER)
  - Facultad de Humanidades, Artes y Ciencias Sociales
  - Facultad de Ciencia y Tecnología
  - Facultad de Ciencias de la Gestión
  - Universidad "siglo XXI"

Además, la ciudad cuenta con otras instituciones de nivel superior como el Instituto de Formación Docente Dra. Carolina Tobar García; un importante Instituto de Capacitación Gastronómica, el Instituto Gastronómico Argentino (IGA) y carreras a distancias o semipresencial en Centro de Aprendizaje Universitario de Universidad Empresarial Siglo 21.

#### 2.4.3. Economía e industria

Concepción del Uruguay cuenta con una muy importante infraestructura portuaria siendo su puerto uno de los cuatro provinciales de mayor actividad. Desarrollándose en la ciudad y su zona de influencia numerosas industrias poseyendo un Parque Industrial. La ciudad en época reciente ha sido declarada Zona Franca.



Se destaca como actividad industrial la frigorífica avícola, con tres plantas de faena y procesamiento de aves que emplea a más de 2500 personas solo en las del casco urbano. La mayor parte de la producción se destina a la exportación. La agroindustria es importante ya que cuenta con arroceras, molinos harineros, plantas de elaboración de aceites vegetales y otras. La industria maderera, la carrocera y la metalúrgica son también destacables.

La ciudad cuenta con un parque industrial COMPICU en las afueras de la misma con instalaciones aptas para la radicación de grandes fábricas. Los terrenos del Parque totalizan 124 hectáreas de las cuales un gran porcentaje se encuentra sobre la Ruta 14. Hay radicadas allí industrias de pigmentos, chapas asfálticas, cartón corrugado, aserraderos, núcleos de alimentos balanceados, secaderos de cereales, metalúrgicas, frigoríficos, premoldeados y muchas otras más.

El Parque Industrial de Concepción del Uruguay se encuentra sobre la Ruta Nacional Nº14 (Autovía Mesopotámica), a 300mts. de la Ruta Prov. 39 que atraviesa transversalmente la provincia de Entre Ríos. Tiene como vecino lindero a la Zona Franca de Concepción del Uruguay y se halla próximo al Puerto de ultramar de esta ciudad.

#### 2.4.4. Puerto

El puerto de Concepción del Uruguay es considerado el más importante del río Uruguay desde la desactivación del Puerto de Concordia a fines de la década de 1970. Permite la operación tanto de barcos y buques fluviales como de ultramar, algunos de gran tonelaje. Ha sido tradicionalmente un puerto de exportación de cereales y oleaginosas como también de maderas. Además, dispone de un atracadero para la descarga de combustibles.

Cuenta con un elevador terminal con capacidad de almacenaje de 30.000t y de 1.200 t/h de carga. Seis galpones de 2.200m<sup>2</sup> cada uno y una capacidad total de almacenamiento de 24.000t. Posee 17ha, siendo su extensión de unos 1.550 metros por 125 metros de ancho aproximadamente, pudiendo amarrar a lo largo del mismo varios buques de ultramar y de cabotaje, en forma simultánea.

Existen 18 silos y 10 entre-silos con una capacidad de almacenamiento de 20.000t a granel, cuya estructura es hormigón armado de 70m de alto, destinados para almacenar granos. Existen playas para el almacenaje de mercaderías en tránsito, ubicadas en el extremo norte y al sur del puerto y dos galpones acondicionados para almacenar mercadería refrigerada, con volumen total de 11.000m<sup>3</sup>



Posee 23 muelles en total, 13 para carga general, 4 para enfriado y congelado, 5 cerealeros y 1 para descarga de combustibles.



Ilustración 2.5 | Fotografía Puerto de Concepción del Uruguay

#### 2.4.5. Turismo

La ciudad cuenta desde el 2014 con una isla habilitada por un puente, significando una obra monumental para la provincia, con un importante atractivo paisajístico, turístico y social, ya que permite a la comunidad, estar cerca de un paisaje único para nuestra zona: el río Uruguay, su fauna y su flora.

Termas Concepción: Ubicadas Sobre el kilómetro 129,5 de la Ruta Nacional N° 14, a unos 5 kilómetros al norte del acceso a la ciudad, se posiciona en una zona estratégica que se comunica por una de las principales rutas del MERCOSUR. Mediante ésta, los pobladores de Buenos Aires, Santa Fe y Paraná se constituyen en visitantes asiduos de este lugar. En el predio se tiene un conjunto de piletas, que proponen disfrutar al máximo de este espacio durante todo el año: cinco piscinas de aguas termales mineralizadas y levemente saladas, con temperaturas que varían entre los 37° y 41°, están acompañadas por otras cinco que en verano son de agua fría.

Balneario de Banco Pelay, ubicado sobre el Río Uruguay a unos 4 Km. del centro urbano, era el más concurrido de la provincia y reconocido por sus extensas y anchas playas de arena, de unos 5 Km. de longitud. Pero en los últimos años ha sufrido el retroceso de sus playas, por fenómenos de dinámica fluvial, que podrían estar vinculadas a la construcción de la represa de Salto Grande, perdiendo importancia como destino turístico. A raíz de esto, actualmente se están realizando numerosas obras de refulado de playas, reforestado, optimización de vías de transporte y colocación de nuevo mobiliario, con el fin de reactivar la actividad recreativa del complejo.



Actualmente en la ciudad se desarrolla una importante actividad vinculada a los deportes acuáticos, hallándose una gran cantidad de embarcaciones en sus clubes náuticos, los que se ubican a orillas de la desembocadura del Arroyo del Molino y otras en el Riacho Itapé, en la zona de la Defensa Sur.



Ilustración 2.6 | Isla del Puerto (izq.) Termas Concepción del Uruguay (der.)

#### 2.4.6. Servicios

A continuación, se enlistan los datos recabados sobre los servicios que ofrece la ciudad.

##### 2.4.6.1. Agua Potable

El sistema de provisión de agua potable se encuentra compuesto por una obra de toma, una planta potabilizadora y su correspondiente red de distribución.

La planta potabilizadora comenzó a funcionar a finales de la década del 30, con un diseño que permitía la provisión de agua para 50000 habitantes, siendo posteriormente ampliada a la capacidad de producción actual, procesando caudales máximos diarios anuales cercanos a los  $22000\text{m}^3/\text{día}$  con caudales máximos horarios del orden de los  $1000\text{m}^3/\text{hora}$ , lo cual resulta insuficiente para cubrir la demanda de agua requerida para la población actual que supera los 70000 habitantes. Por lo cual se encuentra en ejecución una nueva obra de toma de agua en el Rio Uruguay y la ampliación de las instalaciones de la planta potabilizadora, para poder a llegar a producir un caudal bruto de  $18000\text{m}^3/\text{día}$ .

En lo que respecta a la distribución del agua potable existente, esta se encuentra conformada, en líneas generales, por una única red de carácter mixto, esto es una red compuesta por un sistema de cañerías maestras todas interconectadas entre sí, algunas de ellas en forma de mallas y otras en forma de ramales que se extiende a todo el perímetro céntrico de la ciudad y a algunas zonas periféricas.



Las principales cañerías son alimentadas desde la planta de potabilización y el sistema de distribución abastece en forma directa a algunos barrios situados al noreste (San Isidro, Santa Teresita Norte, Mosconi, Lautu Vicuña, La Higuera).

Fuera de la red principal, pero en algunos de los casos con interconexiones de cañerías secundarias, se encuentran los barrios aislados en la periferia que son alimentados mediante pozos: Villa Las Lomas Sur, Villa Itapé, 20 de junio.

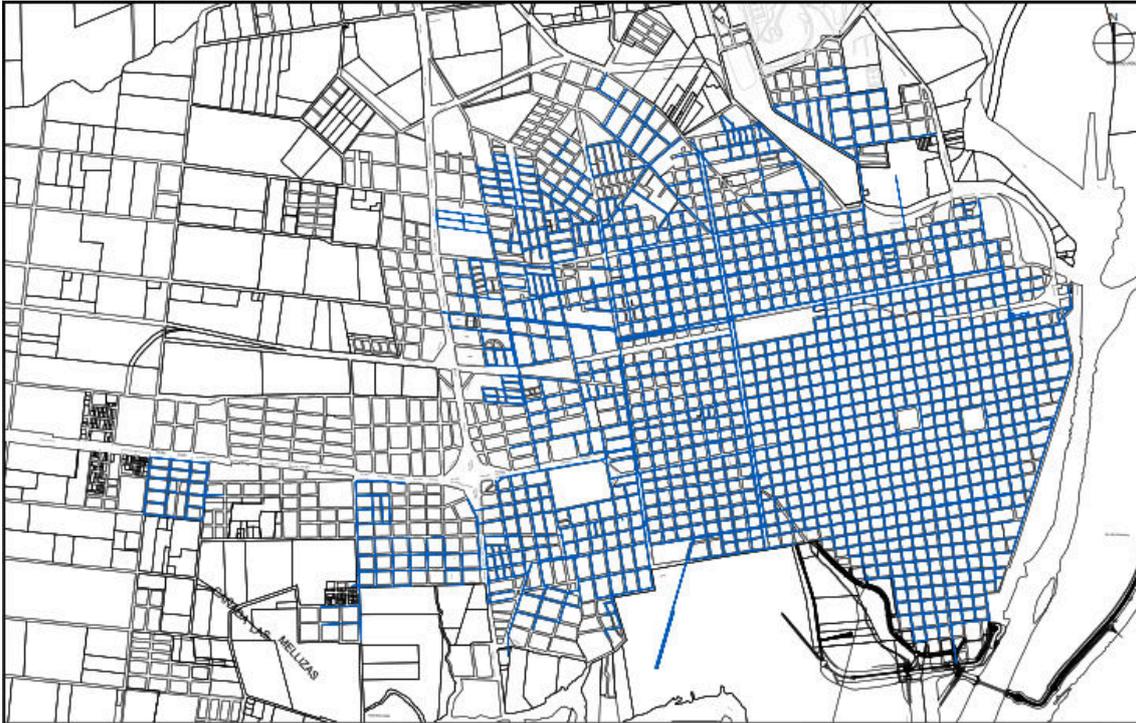


Ilustración 2.7 | Red de Agua Potable

#### 2.4.6.2. Red Cloacal

De acuerdo con los resultados del Censo 2010, el servicio de cloacas abarca a aproximadamente el 83% de los hogares de la ciudad.

La recolección de los residuos cloacales se realiza mediante una amplia red de tuberías, transportando la gran mayoría del caudal por gravedad, pero por la existencia de zonas deprimidas se han dispuesto estaciones de bombeo que salvan la problemática.

En la ciudad funciona una planta depuradora de líquidos cloacales en la cuenca Fapu – Colectora oeste, inaugurada en 2009. Actualmente, debido a la ampliación de la zona servida, la planta trabaja al límite de su capacidad. El resto de los desechos son volcados sin tratamiento previo al río Uruguay.

Al presente, se aprobó desde presidencia de la nación, la construcción de una nueva planta de tratamiento cloacal, proyecto enmarcado bajo el “Plan de Saneamiento



Integral de las Ciudades de la Cuenca del Río Uruguay”, financiado por el Banco Interamericano de Desarrollo y beneficiara a casi cien mil hogares de la provincia.

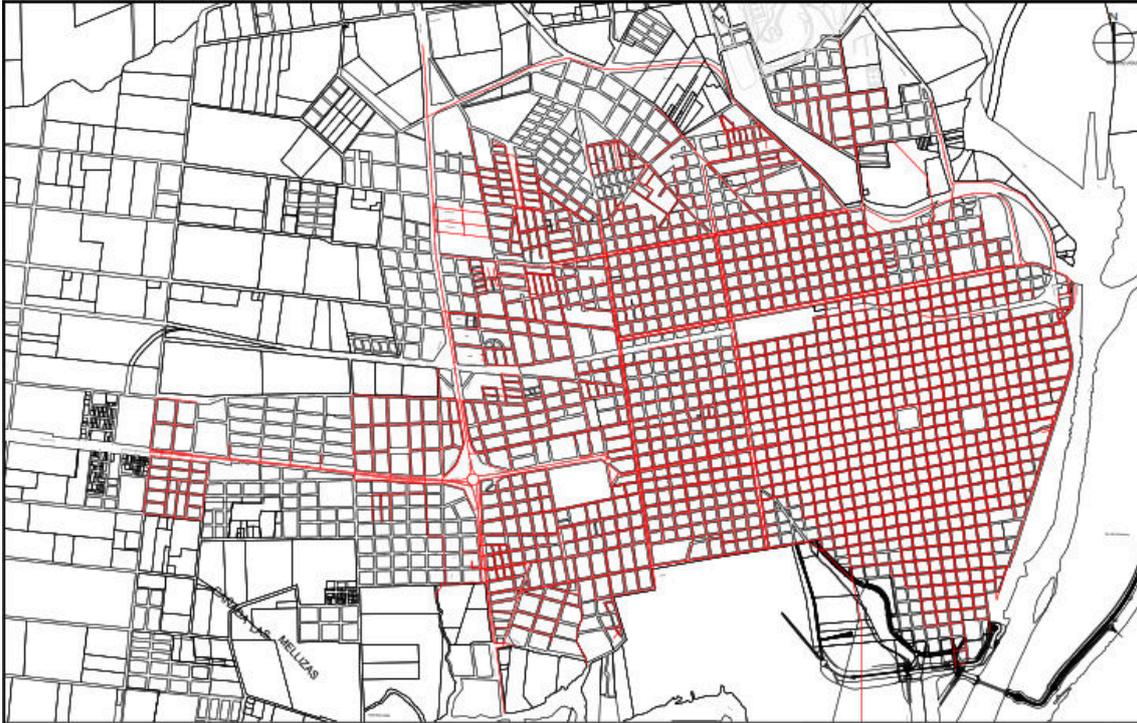


Ilustración 2.8 | Red Cloacal

#### 2.4.6.3. Red Pluvial

Cuencas

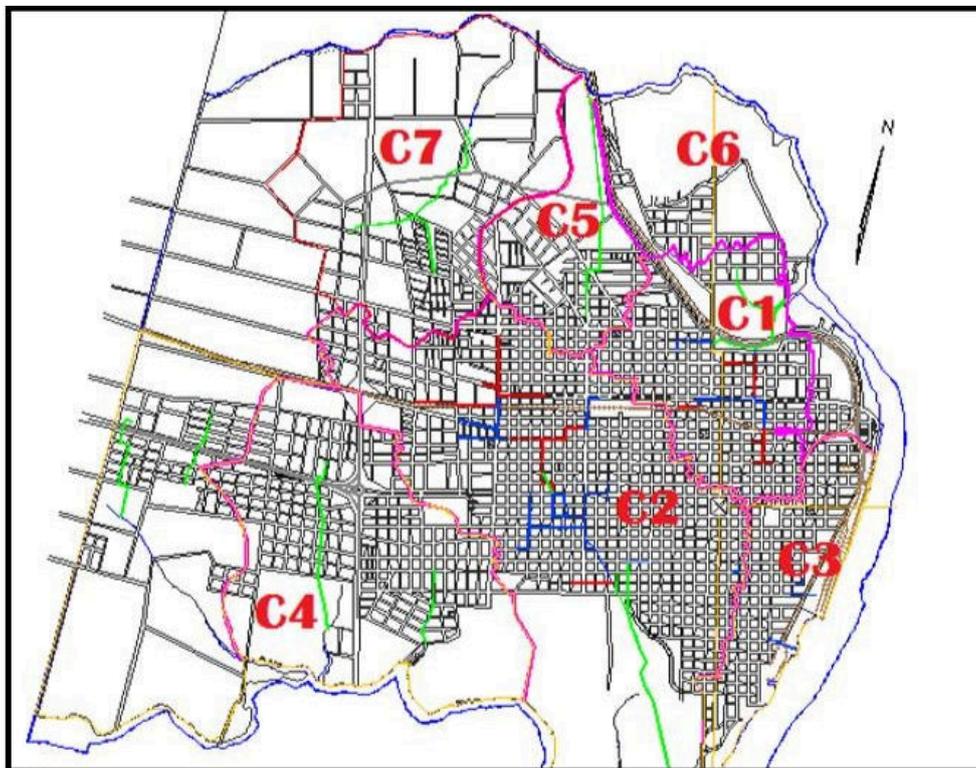


Ilustración 2.9 | Identificación de Cuencas Hidrográficas



Tabla 2.1 | Información de Cuencas de la Ciudad

Denominación	Nombre	Superficie (Ha)
C1	El Gato	231,6
C2	Arroyo Las Animas	689,2
C3	Riacho Itapé	150,61
C4	El Fapu	401
C5	Mosconi	142,72
C6	San Isidro	165,7
C7	El Curro	380

Además de éstas, existen otras cuencas de menor envergadura como cuenca 30 de octubre, cuenca Las Mellizas, cuenca La Loba, cuenca Podestá y cuenca La Soñada.

Debido a la rapidez de expansión de la ciudad hacia el oeste, por encima de la capacidad del municipio de actuar, previendo mediante gestiones u obras, las problemáticas generadas por la falta de sistematización de cuencas.

Actualmente, debido al cambio climático y la modificación del uso del suelo, se presentan más a menudo saturaciones del sistema de drenaje pluvial. Esta problemática repercute en anegamientos, cortes de calles y malestar general en los habitantes de distintos barrios, debido al volumen de agua de lluvia que no puede ser evacuado por los drenajes existentes ya que no son efectivos ante los cambios antes mencionados.

Habiendo entrado en conocimiento de esta problemática, se realizó una consulta a las autoridades municipales, los cuales nos informaron sobre los estudios realizados y proyectos pendientes. Resultando en la necesidad de estudiar el comportamiento y dar solución a las dificultades que presenta la cuenta Las Mellizas.

Debido a la extensión de la cuenca, se concluyó en acotar la superficie de estudio a la subcuenca que comprende el barrio Villa Las Lomas Norte. La zona comprendida presenta un gran potencial de expansión urbana y actualmente su sistema de drenaje pluvial es ineficiente.

Concluyendo, es recomendable realizar un estudio de hidrología superficial que permita la correcta captación y canalización del volumen de agua de lluvia, contemplando los cambios en el uso de suelo y posibles futuras urbanizaciones, que pueden ocurrir en el transcurso de la vida útil de una obra de estas dimensiones.



#### 2.4.6.4. Red Gas

La ciudad cuenta con una amplia red de gas natural, la cual se encuentra en proceso de ampliación, con el fin de extender la cobertura. La empresa GASNEA es quien provee el servicio.

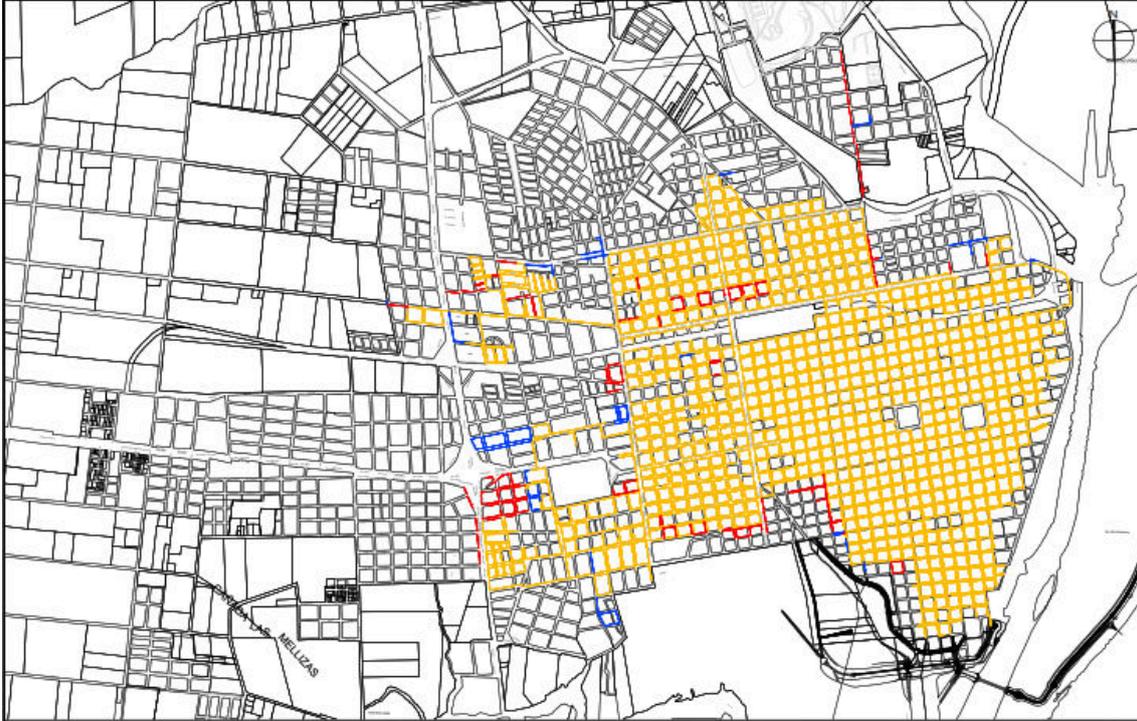


Ilustración 2.10 | Red de Gas Natural

#### 2.4.6.5. Transporte público urbano

Actualmente, el servicio de transporte público de la ciudad está provisto por la empresa Buses del Uruguay, la cual cuenta con cuatro rutas y aproximadamente 237 paradas de autobuses.

Las rutas antes mencionadas son las siguientes:



- 192 Viviendas – San Isidro



Ilustración 2.11 | Recorrido Colectivo Urbano 192 Viviendas – B.º San Isidro

- Hospital – Barrio Mosconi

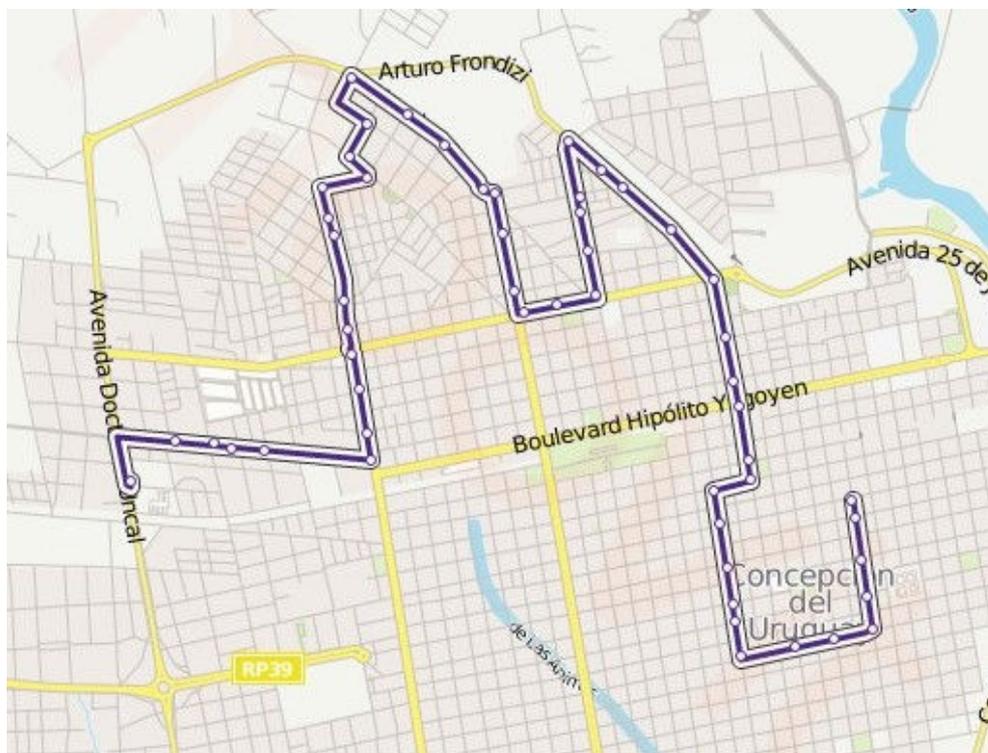


Ilustración 2.12 | Recorrido Colectivo Urbano Hospital – B.º Mosconi



- Hospital – Barrio Zapata

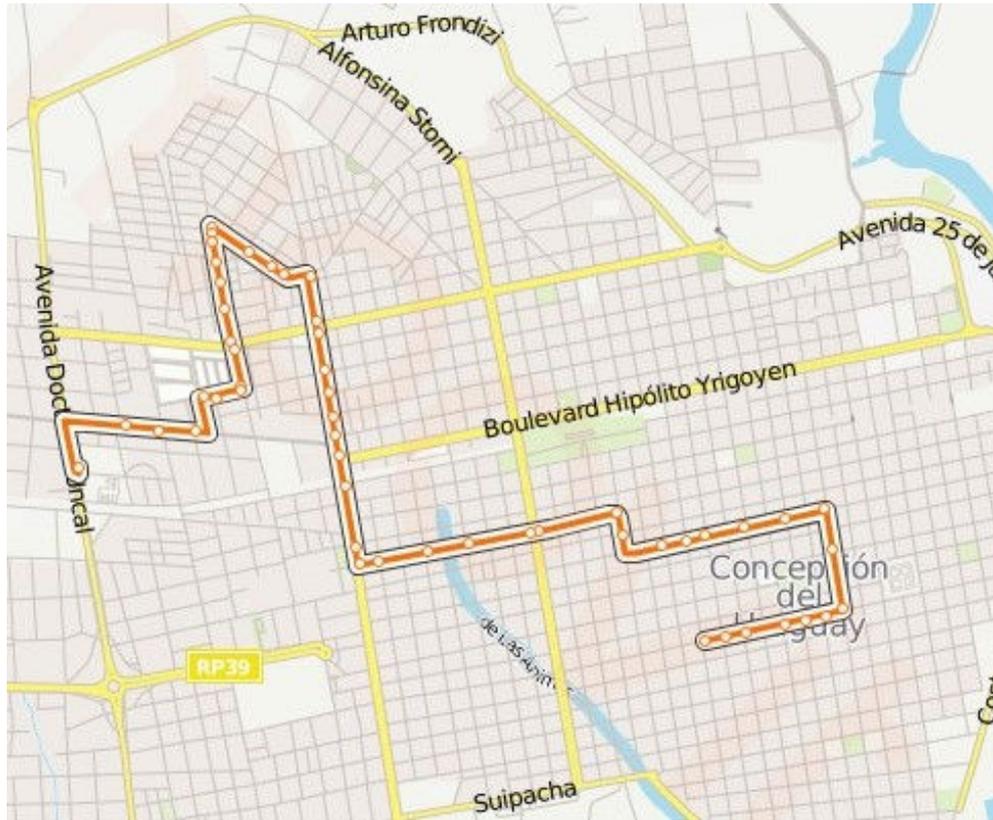


Ilustración 2.13 | Recorrido Colectivo Urbano Hospital – B.º Zapata

- 192 Viviendas – Barrio San Isidro (centro)

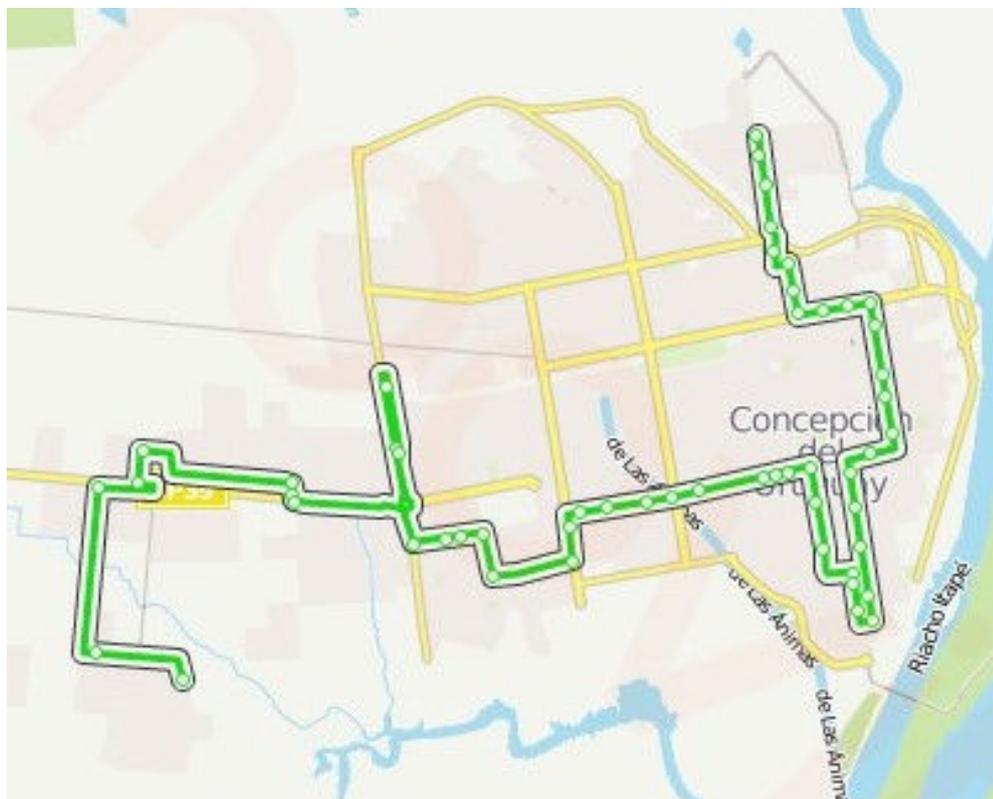


Ilustración 2.14 | Recorrido Colectivo Urbano 192 Viviendas – B.º San Isidro (Centro)



#### 2.4.7. Ordenamiento Urbano

El ordenamiento urbano y el uso de la tierra están comprendidos en la ordenanza N° 4527/99, la cual, además involucra la Ord. N° 4189/97 “Reglamento de Fraccionamiento de Tierra de la ciudad de Concepción del Uruguay”, su complementaria Ord. N° 4213/97 y la Ord. N° 4209/97 “Código de Edificación de la Ciudad de Concepción del Uruguay”.

Desde su promulgación el día 3 de noviembre de 1999, las diferentes partes que componen el Código de Ordenamiento Urbano, han sufrido actualizaciones por parte de la comisión del “Código Urbano” del “Plan Estratégico de Concepción del Uruguay” (PECU), siendo la última el 27 de noviembre de 2019.

#### Clasificación del territorio municipal

Para promover una correcta localización de las actividades sobre el territorio municipal se clasificaron funcionalmente 4 áreas con subáreas según corresponda:

- Área Rural (AR)
- Área Urbana (AU)
  - Subárea Urbanizada
  - Subárea Suburbanizada
- Área Complementaria (AC)
- Área de Reserva
  - Subárea de Reserva Natural (RN)
  - Subárea de Reserva Urbana (RU)

#### Clasificación en distritos

Con el fin de garantizar una correcta estructuración del territorio, permitiendo que el proceso de crecimiento poblacional y de concentración urbana de lugar a una adecuada distribución de los usos y densidades, se procedió a definir dentro de cada área los siguientes distritos:

- Distrito Central
  - Distrito Central 1 (C1)
  - Distrito Central 2 (C2)
- Distritos Residenciales
  - Residencial mixto de densidad media en área consolidada (R1)
  - Residencial mixto de densidad media en área urbana (R2)
  - Residencial mixto de densidad alta (R3)
  - Residencial exclusivo de baja densidad (R4)



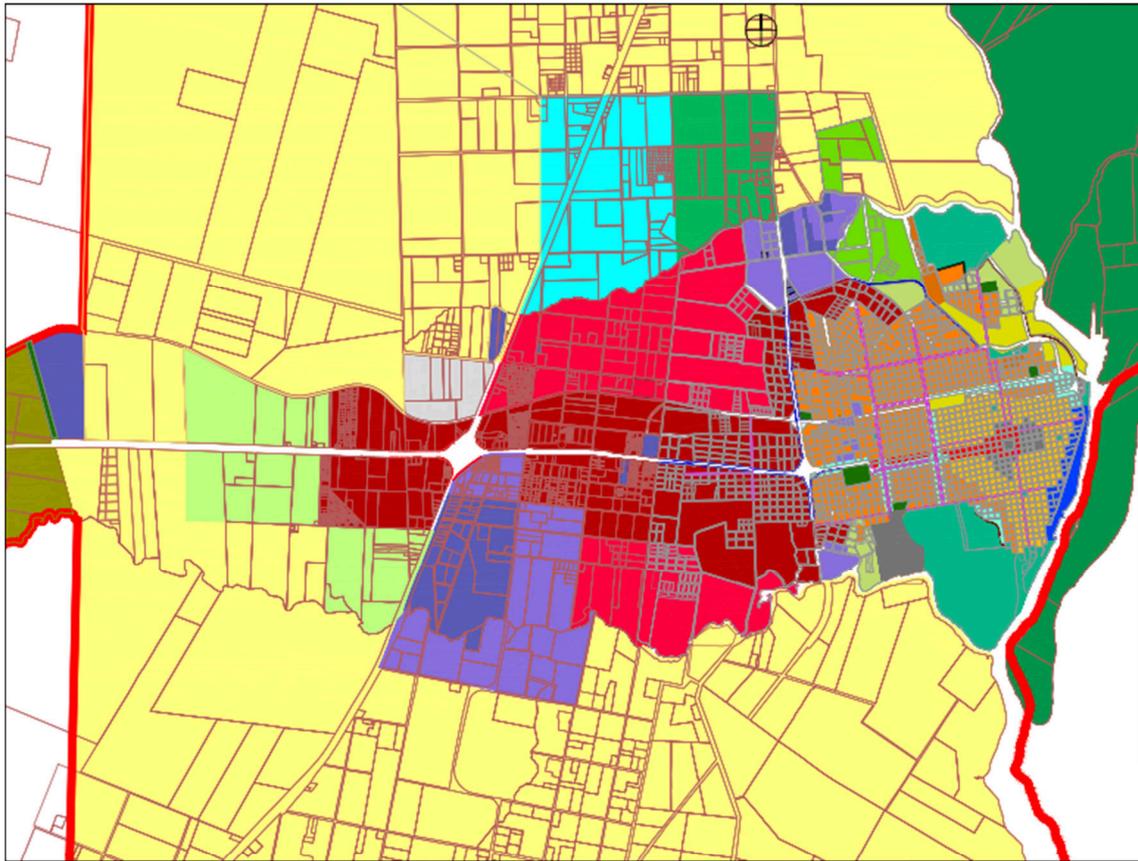
- Residencial suburbano (R5)
- Zona de Protección Histórico - Patrimonial
  - Zona de Protección Histórica (ZPH)
  - Distrito de Protección Histórica - Patrimonial (DPH)
- Distritos Industriales
  - Industrial mixto (I1)
  - Industrial exclusivo (I2)
- Alineamientos Comerciales
  - Alineamiento comercial 1 (AC1)
  - Alineamiento comercial 2 (AC2)
  - Alineamiento comercial 3 (AC3)
  - Alineamiento comercial 4 (AC4)
- Distritos Especiales
  - Equipamiento (E)
  - Puerto (P)
  - Verde (V)

Tabla 2.2 | Factores de ocupación y alturas máximas correspondientes a cada distrito

<b>Distrito</b>	<b>FOS</b>	<b>FOT</b>	<b>Altura Máxima</b>
<b>C1</b>	0,75	1,20	12m
<b>C2</b>	0,75	1,20	9m
<b>R1</b>	0,75	1,20	h/d=1,5
<b>R2</b>	0,60	1,65	9m
<b>R3</b>	0,75	5,00	12m
<b>R4</b>	0,40	0,50	9m
<b>R5</b>	0,60	0,75	9m
<b>DPH</b>	0,75	1,20	9m
<b>I1</b>	0,60	0,75	h/d=2
<b>I2</b>	0,60	0,75	Sin Límite
<b>Barrio Privado BP</b>	0,40	0,80	9m
<b>Club de Campo CC</b>	0,20	0,50	9m

h= altura edificable.

d= distancia desde la línea municipal al eje de la calle.



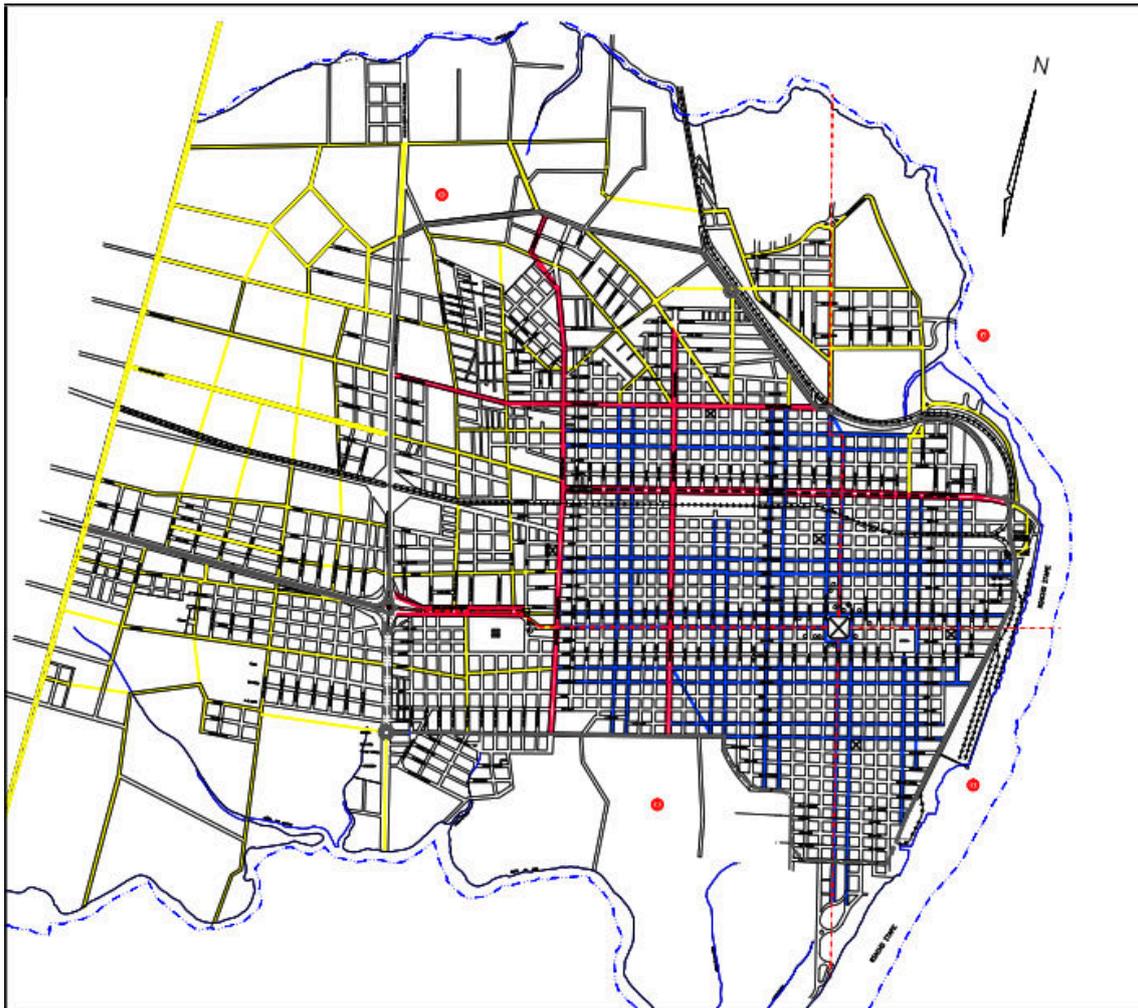
REFERENCIAS

DISTRITO DE PROTECCIÓN HISTÓRICO-PATRIMONIAL	DISTRITOS RESIDENCIALES	DISTRITOS INDUSTRIALES	DISTRITOS ESPECIALES	AREA DE RESERVA
DPH	R1	I1	E	RN
ZPH	R2	I2	P	RU
	R3	DISTRITOS COMERCIALES		AR
	R4	AC1	V	AC
	R5	AC2	UF	ARR
	R4BD	AC3	AT	
	R5BD	AC4	ACT	
	R2SS			

Ilustración 2.15 | Distritos Incluidos en el Código de Ordenamiento Urbano

### 2.4.8. Jerarquización Vial

La jerarquización de las vías de tránsito está comprendida dentro del Plan Estratégico de Concepción del Uruguay y descrita en la ordenanza N° 4562/00, la cual provee el siguiente plano con sus correspondientes referencias:



### REFERENCIAS:

VÍAS		
VÍAS DE PENETRACION Y CIRCUNVALACION		SECUNDARIA (UNA MANO) 8.40 m. ancho de calzada
VECINAL 6.90 m. ancho de calzada		SECUNDARIA (DOS MANO) 10.0 m. ancho de calzada
		BOULVERD 2 calzadas DE 8.40 m

Ilustración 2.16 | Plano Jerarquización Vial

#### 2.4.9. Accesos a la ciudad

Actualmente, la ciudad cuenta con dos accesos, sur y norte, los cuales están distanciados entre si aproximadamente 1300m sobre la Ruta Nacional 14. A continuación, se realizara una breve descripción:



#### 2.4.9.1. Acceso Sur

Se localiza en la zona oeste de la ciudad en la intersección de la Ruta Nacional N° 14 (RN14) y la Ruta Provincial N° 39 (RP39) y dista a unos 8km del centro administrativo de la ciudad.

El manual de Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial de la Dirección de Vialidad Nacional, define en su capítulo 6 que la morfología de este acceso corresponde a un distribuidor del tipo “Trébol Completo”.

Posee un puente en la intersección de las vías principales, quedando la RP39 a sobre nivel. Los giros a la izquierda se realizan mediante rulos y los giros a la derecha mediante ramales directos, por lo cual no se producen cruces entre las corrientes de tráfico.

#### Maniobras de ingreso

- Desde el Sur: los vehículos que circulen por la RN14 en sentido sur-norte, y deseen ingresar a la ciudad por este acceso, deberán girar a la derecha por el ramal directo correspondiente y proseguir por la RP39.
- Desde el Oeste: el ingreso desde esta dirección es directo, continuando por RP39.
- Desde el Norte: los vehículos que circulen por la RN14 en sentido norte-sur, y deseen ingresar a la ciudad por este acceso, deberán girar a la izquierda utilizando el rulo correspondiente para así continuar su camino por la RP39

#### Maniobras de egreso

- Hacia el Sur: circulando por la RP39 se debe ingresar al distribuidor y girar a la derecha por el rulo correspondiente, para luego continuar por la RN14.
- Hacia el Oeste: el egreso es directo, continuando por RP39.
- Hacia el Norte: circulando por la RP39 se debe girar a la derecha por el ramal directo correspondiente, para continuar luego por la RN14.



Ilustración 2.17 | Vista Aérea Acceso Sur

#### 2.4.9.2. Acceso Norte

Se localiza al noroeste de la ciudad, en la intersección de la RN14 y el ex camino a San Justo, este último continuando como Bv. Ricardo Balbín, dista también a unos 8km del centro administrativo de la ciudad.

En cuanto a su morfología, puede ser considerado como una intersección del tipo rotonda ovalada con 8 puntos de conflicto según el capítulo 5 del manual mencionado anteriormente.

Cuenta con una isleta central deprimida ovalada de aproximadamente 310m de longitud en su eje mayor y 40m en su eje menor, dos isletas partidoras ubicadas en el ex camino a San Justo y en el Bv. Ricardo Balbín, y un leve ensanchamiento en la división de las trochas de la RN14, lo que permite contar con los radios necesarios para las maniobras de tránsito.

#### Maniobras de ingreso

- Desde el Sur: quienes circulen por la RN14 en sentido sur-norte, deben girar a la derecha en la isleta partidora ubicada en la intersección de esta con el Bv. Ricardo Balbín continuando por el mismo.
- Desde el Oeste: se debe ingresar a la RN14 por la isleta partidora ubicada en la intersección de la misma y el ex camino a San Justo para luego utilizar el retorno a la izquierda y finalizar girando a la derecha prosiguiendo por el Bv. Ricardo Balbín.
- Desde el Norte: circulando por la RN14 en sentido norte-sur se debe tomar el retorno correspondiente a la izquierda para luego girar a la derecha ingresando a la isleta partidora y continuando por el Bv. Ricardo Balbín.



### Maniobras de egreso

- Hacia el Sur: circulando por el Bv. Ricardo Balbín, se debe girar a la derecha en la isleta partidora para ingresar a la RN14, luego utilizar el retorno correspondiente a la izquierda y continuar por la trocha correspondiente.
- Hacia el Oeste: al igual que el anterior, luego de utilizar el retorno se debe ingresar a la isleta repartidora opuesta, continuando por el ex camino a San Justo.
- Hacia el Norte: circulando por el Bv. Ricardo Balbín, se debe girar a la derecha en la isleta partidora correspondiente para luego continuar por la RN14.

Este acceso puede ser considerado como secundario, ya que se produce en la intersección de una ruta nacional y un bulevar, que debido a la necesidad de ser utilizado como vía comercial, recibe gran parte del tránsito mercadería y materias primas hacia el puerto local, observándose numerosas falencias:

- El Bv. Ricardo Balbín al estar catalogado como una vía secundaria de dos manos según la ordenanza de jerarquización vial municipal, no es la adecuada para el tránsito pesado a la que es sometida, provocando inconvenientes en la circulación e interferencia con los vehículos particulares, además la infraestructura del camino no sufre diferenciaciones en cuanto a materialidad tanto dentro como fuera del casco urbano, provocando un desgaste natural ante su incorrecta utilización.
- La intersección del Bv. Ricardo Balbín y el Bv. Dr. R. Uncal representa un punto de conflicto vial por el volumen de tránsito y la variedad de tipología de vehículos que lo componen. Por ese cruce de bulevares transitan vehículos particulares por formar parte de la trama urbana, camiones y tolvas a carga completa con destino a las instalaciones portuarias y otros precedentes del frigorífico FEPASA y silos de la zona. Además, forma parte de al menos dos recorridos de los colectivos de transporte urbano y de ómnibus de larga distancia procedentes del norte.
- Este ingreso a la ciudad está contemplado dentro de los proyectos del “Plan Estratégico de Concepción del Uruguay”, revisión 2010. En el Proyecto N°73 “Nuevo Acceso Urbano desde Ruta 14”, se propone la construcción de un nuevo acceso ensanchando, pavimentando e iluminando el Bv. Ricardo Balbín, para ser utilizado solo por tránsito liviano. En consecuencia, de llevarse a cabo, el tránsito pesado que actualmente utiliza este trayecto deberá ingresar por el acceso sur, aumentando el flujo de vehículos y posiblemente sobrepasando la capacidad del mismo.



A raíz del relevamiento realizado, se concluye que es conveniente desplazar el acceso norte hasta a unos 4km al norte por la RN14, donde ésta intersecta con la ex RP25. En este lugar ya existe un derivador de tránsito del tipo rotonda ovalada, el cual puede ser aprovechado.



Ilustración 2.18 | Vista Aérea Acceso Norte

#### 2.4.10. Terminal Actual

A continuación, se realizará una breve descripción de las instalaciones donde funciona actualmente la terminal de ómnibus y las características más relevantes de su operación diaria. Para ello, se cuenta con información catastral, antecedentes históricos e información brindada por la administración del establecimiento.

##### Antecedentes

La planta baja del edificio de la Terminal de Ómnibus de Concepción del Uruguay, fue proyectada y calculada por el Ingeniero Carlos Calderone a finales de los años sesenta e inaugurado en 1970. Posteriormente, en el año 1975 se inaugura en las plantas superiores el “Hotel Terminal Francisco Ramírez” cuyas actividades cesaron en 2002 ante la finalización de su concesión. A partir de esa fecha, el edificio del hotel sufrió un abandono total y un mantenimiento precario en la planta baja.

En el año 2011, se comienza con la construcción de un nuevo edificio al norte de la ciudad, que por falta de “Consenso Social”, las autoridades municipales deciden dar de baja la concesión y poner en valor el antiguo edificio de la terminal. Dicha puesta en valor se realizó en el transcurso del año 2019.



## Actualidad

La terminal actual cuenta con una superficie de terreno de 3671.49m<sup>2</sup>, cuyo domicilio parcelario es Bv. Los Constituyentes 74 en la Manzana 0552, Parcela 3, Cuartel 001 y es propiedad de la Municipalidad de Concepción del Uruguay. Se ubica entre las calles Bv. Los Constituyentes, Rocamora, Dr. Scelzi y Gral. Galarza.

Cuenta con 6 boleterías, 1 oficina de administración, 1 oficina de la Comisión Nacional de Regulación del Transporte (C.N.R.T.), 1 oficina de información turística, baños públicos, 1 sector de restaurant, confitería y kiosco; y 8 andenes o plataformas, de las cuales 7 están habilitadas. No posee estacionamiento para empleados ni clientes, las paradas de taxis o remixes se ubican en la vía pública utilizando los espacios de estacionamiento de las calles perimetrales interfiriendo con el ascenso y descenso de pasajeros de vehículos particulares.

Las boleterías existentes pertenecen a las siguientes empresas:

- Flecha Bus
- Jovi Bus
- Rápido San José
- Nuevo Expreso
- Rápido Tata
- Vía Bariloche

Las empresas antes mencionadas prestan servicio de transporte perteneciente a su marca y de subcontratadas para ciertos recorridos, utilizando sus instalaciones para la venta de boletos y transacciones de encomiendas. A continuación, se enlista el caudal diario de vehículos que arriban a la terminal, según la información proporcionada por la administración.

- Flecha Bus: 22 veh/día
- Jovi Bus: 19 veh/día
- Rápido Tata: 13 veh/día
- Nuevo Expreso: 10 veh/día
- Rio Uruguay: 6 veh/día
- El Directo: 5 veh/día
- Cachi Bus: 5 veh/día
- Rápido San José: 4 veh/día
- Singer: 3 veh/día
- Copay: 3 veh/día



- Encon: 1 veh/día
- El Águila: 1 veh/día

A partir de los datos expresados en las tablas 2.3 a 2.15, se realizó un análisis de todos los servicios de la terminal actual, dividiendo la jornada en franjas de 15 minutos y suponiendo una estancia mínima de la misma cantidad de tiempo para cada ómnibus que utiliza las instalaciones. Se concluye que las dársenas existentes son suficientes ya que puede satisfacer el horario de mayor demanda. Esto se puede apreciar en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 | Plataformas Requeridas Según Rangos Horarios en la Terminal Actual

Rango Horario	Plataformas Ocupadas	Rango Horario	Plataformas Ocupadas
00:00 – 00:15	2	12:00 – 12:15	1
00:15 – 00:30	1	12:15 – 12:30	0
00:30 – 00:45	0	12:30 – 12:45	3
00:45 – 01:00	2	12:45 – 13:00	3
01:00 – 01:15	1	13:00 – 13:15	0
01:15 – 01:30	1	13:15 – 13:30	1
01:30 – 01:45	1	13:30 – 13:45	1
01:45 – 02:00	1	13:45 – 14:00	1
02:00 – 02:15	3	14:00 – 14:15	2
02:15 – 02:30	2	14:15 – 14:30	1
02:30 – 02:45	4	14:30 – 14:45	3
02:45 – 03:00	0	14:45 – 15:00	2
03:00 – 03:15	0	15:00 – 15:15	2
03:15 – 03:30	0	15:15 – 15:30	0
03:30 – 03:45	0	15:30 – 15:45	0
03:45 – 04:00	0	15:45 – 16:00	0
04:00 – 04:15	0	16:00 – 16:15	1
04:15 – 04:30	0	16:15 – 16:30	1
04:30 – 04:45	0	16:30 – 16:45	3
04:45 – 05:00	1	16:45 – 17:00	1
05:00 – 05:15	1	17:00 – 17:15	4
05:15 – 05:30	1	17:15 – 17:30	5
05:30 – 05:45	1	17:30 – 17:45	3
05:45 – 06:00	0	17:45 – 18:00	0
06:00 – 06:15	4	18:00 – 18:15	2
06:15 – 06:30	1	18:15 – 18:30	1
06:30 – 06:45	0	18:30 – 18:45	3
06:45 – 07:00	0	18:45 – 19:00	1
07:00 – 07:15	2	19:00 – 19:15	1
07:15 – 07:30	1	19:15 – 19:30	1
07:30 – 07:45	0	19:30 – 19:45	3



07:45 – 08:00	0	19:45 – 20:00	1
08:00 – 08:15	1	20:00 – 20:15	6
08:15 – 08:30	1	20:15 – 20:30	2
08:30 – 08:45	1	20:30 – 20:45	1
08:45 – 09:00	0	20:45 – 21:00	1
09:00 – 09:15	0	21:00 – 21:15	1
09:15 – 09:30	1	21:15 – 21:30	2
09:30 – 09:45	1	21:30 – 21:45	1
09:45 – 10:00	0	21:45 – 22:00	0
10:00 – 10:15	2	22:00 – 22:15	0
10:15 – 10:30	1	22:15 – 22:30	1
10:30 – 10:45	2	22:30 – 22:45	0
10:45 – 11:00	0	22:45 – 23:00	1
11:00 – 11:15	2	23:00 – 23:15	2
11:15 – 11:30	4	23:15 – 23:30	1
11:30 – 11:45	2	23:30 – 23:45	3
11:45 – 12:00	1	23:45 – 24:00	3

Tabla 2.4 | Tráfico Diario Empresa Flecha Bus

Horario de salida	Origen	Destino	Frecuencia
0:45	Villaguay	Retiro	Lun a Sab
0:50	Retiro	Villaguay	Todos los días
2:00	Colon	Retiro	Lun a Vie
2:15	C. del Uruguay	Santa Fe	Lun a Sab
3:30	Retiro	Villaguay	Todos los días
8:00	Villaguay	Retiro	Todos los días
11:05	Retiro	San José	Lun a Sab
11:15	Santa Fe	Santa Fe	Todos los días
11:25	Villaguay	Retiro	Todos los días
12:35	Retiro	Paso de los Libres	Días Hábiles
13:30	Colon	Retiro	Todos los días
14:20	Monte Caseros	Retiro	Todos los días
14:30	Retiro	Villaguay	Todos los días
15:00	Santa Fe	C. del Uruguay	Lun a Vie Hábiles
17:10	Colon	Retiro	Todos los días
17:10	Retiro	Colon	Todos los días
18:30	Retiro	Concordia	Todos los días
18:30	Santa Fe	Santa Fe	Todos los días
19:00	Colon	Retiro	Domingos
19:30	Paso de los Libres	Retiro	Todos los días
20:00	Retiro	Federación	Todos los días
23:05	Retiro	Colon	Todos los días



Tabla 2.5 | Tráfico Diario Empresa Jovi Bus

Horario de salida	Origen	Destino	Frecuencia
2:00	Chajarí	Gualeguaychú	Días Hábiles
2:30	Gualeguaychú	Paraná	Lun a Sab Hábiles
6:10	Gualeguay	Chajarí	Todos los días
7:00	Gualeguaychú	Paraná	Lun a Sab Hábiles
8:15	Chajarí	Gualeguaychú	Lun a Sab Hábiles
10:00	Gualeguaychú	Chajarí	Todos los días
10:30	C. del Uruguay	Rosario del Tala	Lun a Vie
11:15	Chajarí	Gualeguay	Todos los días
12:30	Gualeguaychú	Chajarí	Todos los días
12:45	Colon	Gualeguaychú	Lun y Vie
16:25	Chajarí	Gualeguay	Todos los días
17:15	C. del Uruguay	Gualeguaychú	Lun a Sab Hábiles
17:30	Gualeguay	Chajarí	Todos los días
19:20	Paraná	Gualeguaychú	Todos los días
20:00	C. del Uruguay	Rosario del Tala	Lun a Sab Hábiles
21:15	Chajarí	Gualeguay	Todos los días
21:20	Gualeguaychú	Chajarí	Todos los días
22:15	Chajarí	Gualeguaychú	Vie y Dom
23:55	Gualeguaychú	Gualeguaychú	Lun a Vie y Dom

Tabla 2.6 | Tráfico Diario Empresa Rápido Tata

Horario de salida	Origen	Destino	Frecuencia
0:10	Pte. La Noria	Paso de los Libres	Lun a Sab
2:30	Paso de los Libres	Pte. La Noria	Lun a Sab
5:00	C. del Uruguay	Gualeguaychú	Lun a Vie Hábiles
5:25	Rosario	Federación	Todos los días
11:45	Paraná	Paraná	Lun a Vie y Dom
12:30	C. del Uruguay	Villa Elisa	Sábados
12:45	Gualeguaychú	Rosario	Dom y Feriados
14:55	Federación	Rosario	Todos los días
15:00	Gualeguaychú	C. del Uruguay	Todos los días
16:00	Mercedes	Retiro	Todos los días
16:35	Retiro	Federación	Todos los días
18:40	Villa Elisa	Retiro	Domingos
22:55	Rosario	Colon	Todos los días

Tabla 2.7 | Tráfico Diario Empresa Nuevo Expreso

Horario de salida	Origen	Destino	Frecuencia
4:45	Gualeguaychú	Corrientes	Todos los días
6:10	Gualeguaychú	Santa Fe	Todos los días
8:30	Villaguay	Gualeguaychú	Todos los días



<b>9:20</b>	Resistencia	San Justo	Todos los días
<b>13:50</b>	C. del Uruguay	Gualeguaychú	Todos los días
<b>17:05</b>	Gualeguaychú	Monte Caseros	Todos los días
<b>19:50</b>	Corrientes	Gualeguaychú	Todos los días
<b>20:30</b>	Gualeguaychú	Resistencia	Todos los días
<b>20:50</b>	Santa Fe	Gualeguaychú	Todos los días
<b>23:55</b>	Retiro	Colon	Todos los días

Tabla 2.8 | Tráfico Diario Empresa Rio Uruguay

<b>Horario de salida</b>	<b>Origen</b>	<b>Destino</b>	<b>Frecuencia</b>
<b>2:20</b>	Concordia	Rosario	Lun a Sab
<b>10:10</b>	Concordia	Rosario	Lun y Vie
<b>14:40</b>	Rosario	Concordia	Lun a Sab
<b>17:30</b>	C. del Uruguay	Paysandú	Lun y Vie
<b>20:05</b>	C. del Uruguay	Córdoba	Jue y Dom
<b>23:55</b>	Rosario	Concordia	Lun y Vie

Tabla 2.9 | Tráfico Diario Empresa El Directo

<b>Horario de salida</b>	<b>Origen</b>	<b>Destino</b>	<b>Frecuencia</b>
<b>7:00</b>	C. del Uruguay	Villa Elisa	Lun a Sab Hábiles
<b>10:30</b>	C. del Uruguay	Villa Elisa	Lun a Vie Hábiles
<b>14:00</b>	C. del Uruguay	Villa Elisa	Lun a Sab Hábiles
<b>16:30</b>	C. del Uruguay	Villa Elisa	Lun a Vie Hábiles
<b>19:30</b>	C. del Uruguay	Villa Elisa	Lun a Vie Hábiles

Tabla 2.10 | Tráfico Diario Empresa Cachi Bus

<b>Horario de salida</b>	<b>Origen</b>	<b>Destino</b>	<b>Frecuencia</b>
<b>6:00</b>	C. del Uruguay	Pronunciamiento	Lun a Vie Hábiles
<b>6:00</b>	C. del Uruguay	Colonia Elia	Lun a Vie Hábiles
<b>11:00</b>	C. del Uruguay	Colonia Elia	Lun a Sab
<b>12:00</b>	C. del Uruguay	Pronunciamiento	Lun a Sab
<b>18:00</b>	C. del Uruguay	Villa Elisa	Todos los días
<b>18:00</b>	C. del Uruguay	Colonia Elia	Todos los días

Tabla 2.11 | Tráfico Diario Empresa Rápido San José

<b>Horario de salida</b>	<b>Origen</b>	<b>Destino</b>	<b>Frecuencia</b>
<b>1:15</b>	Retiro	Paraná	Lun a Sab
<b>7:15</b>	Colon	Rosario	Lun a Sab Hábiles
<b>13:15</b>	Paraná	Paraná	Todos los días
<b>18:15</b>	Paraná	Paraná	Todos los días



Tabla 2.12 | Tráfico Diario Empresa Singer

Horario de salida	Origen	Destino	Frecuencia
1:40	Retiro	Curuzú Cuatiá	Todos los días
2:00	Curuzú Cuatiá	Retiro	Todos los días
17:30	Retiro	Puerto Iguazú	Todos los días

Tabla 2.13 | Tráfico Diario Empresa Copay

Horario de salida	Origen	Destino	Frecuencia
0:00	C. del Uruguay	Paysandú	Lun a Vie Hábiles
11:30	C. del Uruguay	Paysandú	Lun a Sab
20:00	C. del Uruguay	Paysandú	Sab, Dom y Feriados

Tabla 2.14 | Tráfico Diario Empresa Encon

Horario de salida	Origen	Destino	Frecuencia
20:05	C. del Uruguay	Córdoba	Lun y Vie

Tabla 2.15 | Tráfico Diario Empresa El Águila

Horario de salida	Origen	Destino	Frecuencia
14:00	C. del Uruguay	Villaguay	Lun, Mie, Vie y Sab Hábiles

Como resultado del relevamiento realizado, no se observa la necesidad de adicionar servicios, plataformas o espacios al edificio de la terminal actual. Pero, por otro lado, es conveniente su relocalización a una ubicación conveniente dentro del ejido urbano de la ciudad con el fin de garantizar la circulación de los ómnibus por vías adecuadas minimizando la interacción con el tránsito particular en las zonas céntricas y posibilitando la materialización de estacionamientos acordes a las necesidades de los usuarios.

## 2.5. Diagnostico

A continuación, se llevará a cabo el análisis de los datos recabados en el anteriormente en este capítulo respecto a la situación actual de la ciudad de Concepción del Uruguay.

Concepción del Uruguay, debido a la disposición de los recursos hídricos y el constante crecimiento demográfico, se ha expandido hacia el oeste, provocando concentraciones de población alejadas del centro urbano.



Esto genera la necesidad de localizar nuevos barrios en zonas que aún no cuentan con la infraestructura urbana necesaria para satisfacer la demanda de servicios básicos como agua potable, cloacas y desagües pluviales.

Al mismo tiempo, debido a la reactivación del puerto local, la fomentación del turismo local y regional con la inauguración de la isla del puerto en 2014, las termas de Concepción del Uruguay en 2009 y la actual puesta en valor del balneario Banco Pelay, generan un aumento significativo en el tránsito pesado y ligero, lo que pone en evidencia las falencias de uno de los accesos principales de la ciudad.

Solidario a las problemáticas antes mencionadas, el tránsito urbano poco a poco está superando la capacidad de las calles y avenidas del centro. Parte del problema se encuentra en que, a pesar de la expansión de la ciudad, los principales servicios administrativos no se han descentralizado por lo cual las personas de la periferia deben transportarse al centro para su utilización.

La ubicación de la terminal actual es otro factor que contribuye al flujo de vehículos, en este caso de gran porte, a los cuales se les suman los de servicios de transporte público de uno o más pasajeros, taxis o remises, y los vehículos de logística. Además, se debe tener en cuenta que gran parte de los ómnibus utilizan el acceso norte, cuya situación fue descrita anteriormente.

## 2.6. Objetivos

Una vez finalizado el relevamiento y el diagnóstico de la ciudad de Concepción del Uruguay, se evaluaron las problemáticas a abordar en el presente proyecto.

### 2.6.1. Objetivos Generales

Este trabajo tendrá como objetivos generales la mejora del sistema de drenaje pluvial de una cuenca conflictiva al noroeste de la ciudad, la proyección de un nuevo acceso norte a la ciudad y la relocalización y diseño de las instalaciones de la Terminal de Ómnibus local.

### 2.6.2. Objetivos Particulares

En este punto se enlistan las aspiraciones a alcanzar en cada uno de los anteproyectos que incumben a las distintas ramas de la Ingeniería Civil.

Anteproyecto Hidráulico: **“Sistematización Subcuenca Las Mellizas, B.º Villa Las Lomas Norte”**.

- Mejorar el escurrimiento, captación y transporte del agua de lluvia de una subcuenca de la cuenca Las Mellizas.



- Teniendo en cuenta la vida útil de las obras de estas características, se ubicará una posible urbanización, barrio “El Jilguero”, representando el panorama más desfavorable al que se enfrentará el proyecto.
- Relevar el estado de las instalaciones actuales y obtener las altimetrías y pendientes de los puntos involucrados.
- Determinar las variables hidrológicas necesarias para la aplicación del método de cálculo adoptado y los factores provenientes del mismo.
- Basados en los resultados obtenidos, diseñar, calcular, dimensionar y verificar la red de conducción pluvial.
- Realizar un estudio de los servicios a proyectar, tales como red de agua potable, gas natural, cloaca, fibra óptica, entre otros y analizar la interacción con la red pluvial.
- Presentar un cómputo y presupuesto estimado de la obra.

Anteproyecto Vial: **“Nuevo Acceso Norte”**.

- Proyectar un nuevo acceso norte a la ciudad para tránsito pesado y ligero, utilizando una traza existente perteneciente a la ex Ruta Provincial N°25.
- Relevar mediante softwares especializados, la altimetría de la zona correspondiente.
- Llevar a cabo un diseño geométrico de la nueva carretera, presentando un análisis a distintas soluciones para una curva horizontal problemática.
- Evaluar, calcular y verificar el sistema de drenaje del nuevo camino, adaptado a la situación hidrológica local y las obras de arte menores existentes.
- Presentar un cómputo y presupuesto estimado de la obra.

Anteproyecto Arquitectónico: **“Relocalización y Diseño Terminal de Ómnibus Concepción del Uruguay, Entre Ríos”**.

- Confeccionar el programa de necesidades correspondiente al proyecto.
- Determinar la ubicación más adecuada para el traslado de las instalaciones de la Terminal de Ómnibus.
- Realizar el diseño arquitectónico del nuevo edificio, adaptándose a las necesidades del proyecto.
- Habiendo seleccionado la locación, ajustar la implantación y los accesos con el fin de reducir al mínimo las interferencias con el tránsito vehicular de la zona.
- Analizar la posibilidad de ampliaciones en caso de ser necesarias.
- Presentar un cómputo y presupuesto estimado de la obra.





# Capítulo 3

# Anteproyecto Hidráulico





### 3. Anteproyecto Hidráulico

Dentro de la ciudad, por diversos motivos socioeconómicos existen barrios que carecen de infraestructura que resultarían de vital importancia. Tal es el caso del barrio Villa las Lomas Norte y Sur que no poseen actualmente los elementos necesarios para la captación y conducción de las aguas pluviales, lo que produce en algunos casos el anegamiento de las calles.

Se puede definir al drenaje urbano como el conjunto de medidas que tenga el objetivo de minimizar los riesgos a los cuales las poblaciones están expuestas, disminuir los perjuicios producidos por inundaciones y posibilitar el desarrollo urbano en forma armoniosa, articulada y sustentable. Existen dos maneras de resolver un problema de drenaje pluvial, descriptas a continuación:

- Medidas estructurales, cuyo objetivo es el control mediante redes de conducción (tuberías, canales) y lagunas de retención.
- Medidas no estructurales, que se refieren a medidas de prevención, planeamiento, desarrollo de espacios abiertos y/o verdes. Sistemas de alertas automáticos o no. Educación de la población para casos de crecientes, aluviones o inundaciones. Manejo adecuado y controlado de las planicies de inundación (leyes y reglamentaciones de uso de suelo).

Resulta importante destacar que la solución es generalmente una combinación adecuada de ambas formas de control y manejo.

En la siguiente ilustración, se representan de manera esquemática los pasos necesarios para el diseño de una red pluvial.

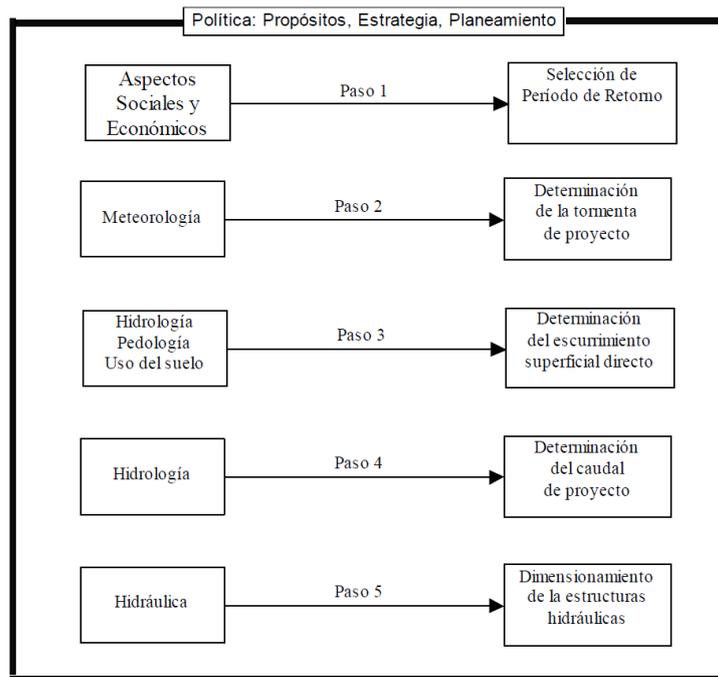


Ilustración 3.1 | Esquema Orientativo para el Diseño de una Obra Hidráulica

Los elementos que integran la red de drenaje pluvial en general son:

- 1) Cunetas,
- 2) Badenes,
- 3) Sumideros o cámara de captación,
- 4) Colector principal,
- 5) Colector secundario,
- 6) Bocas de registro,
- 7) Alcantarilla.

Los drenajes urbanos se inician en las edificaciones con los colectores pluviales ligados a la red pública, el drenaje superficial de las cunetas que recibe los aportes provenientes de las calles, patios y otras áreas impermeables o permeables que generan escurrimiento superficial.

El escurrimiento de las cunetas entra a la red a través de cámaras de captación, mientras que el proveniente de los colectores residenciales son drenados por conductos pluviales transportando el agua desde las conexiones secundarias a las principales finalizando en un cuerpo de agua receptor como un pequeño río, un arroyo, etc.

### 3.1. Localización de la Zona Afectada

La cuenca en estudio se ubica al oeste de la ciudad, aproximadamente a 2km del acceso sur. Dentro de ella se encuentran los barrios Villa Las Lomas Norte y Villa Las Lomas Sur.

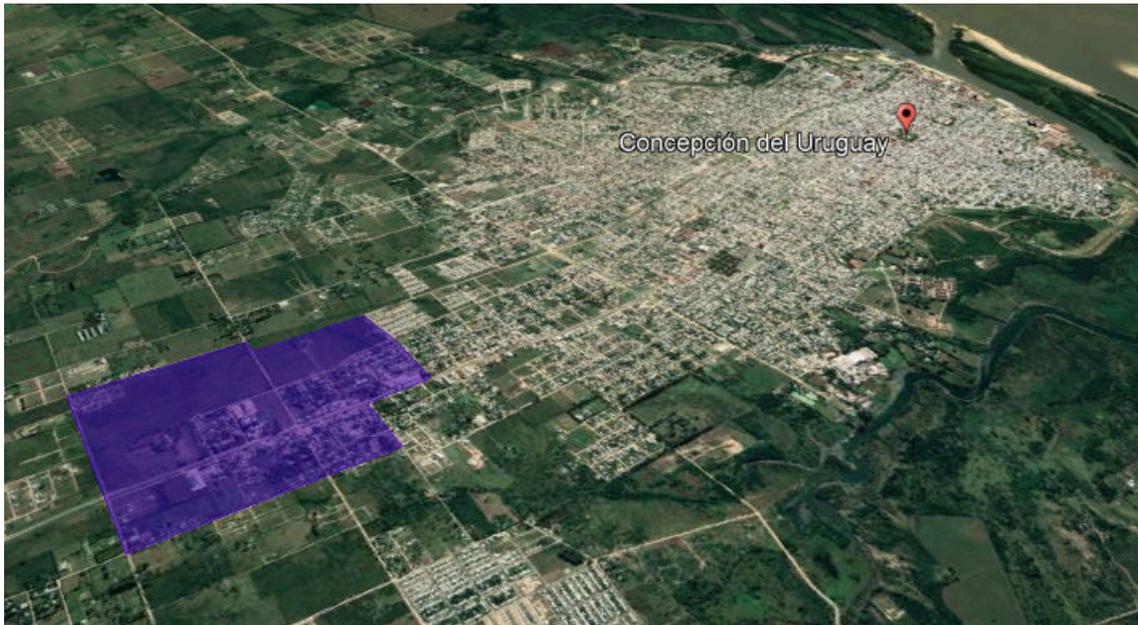


Ilustración 3.2 | Área de Alcance del Anteproyecto Hidráulico

El barrio Villa Las Lomas Norte, cuyo perímetro se observa encuadrado en rojo en la ilustración 3.3, está integrado por 38 Ha donde actualmente viven aproximadamente 300 familias, limitado al norte por la calle Estrada, al sur por el Acceso J.J Bruno, al este por la calle 30 del Oeste Norte y al oeste por calle 17 de octubre.

En cuanto al barrio Villa Las Lomas Sur, de 26 Ha delimitadas en azul, tiene como calles perimetrales al norte Pointe Gonzales, al sur Alberdi, al este Del Ciervo y al oeste por 17 de octubre.

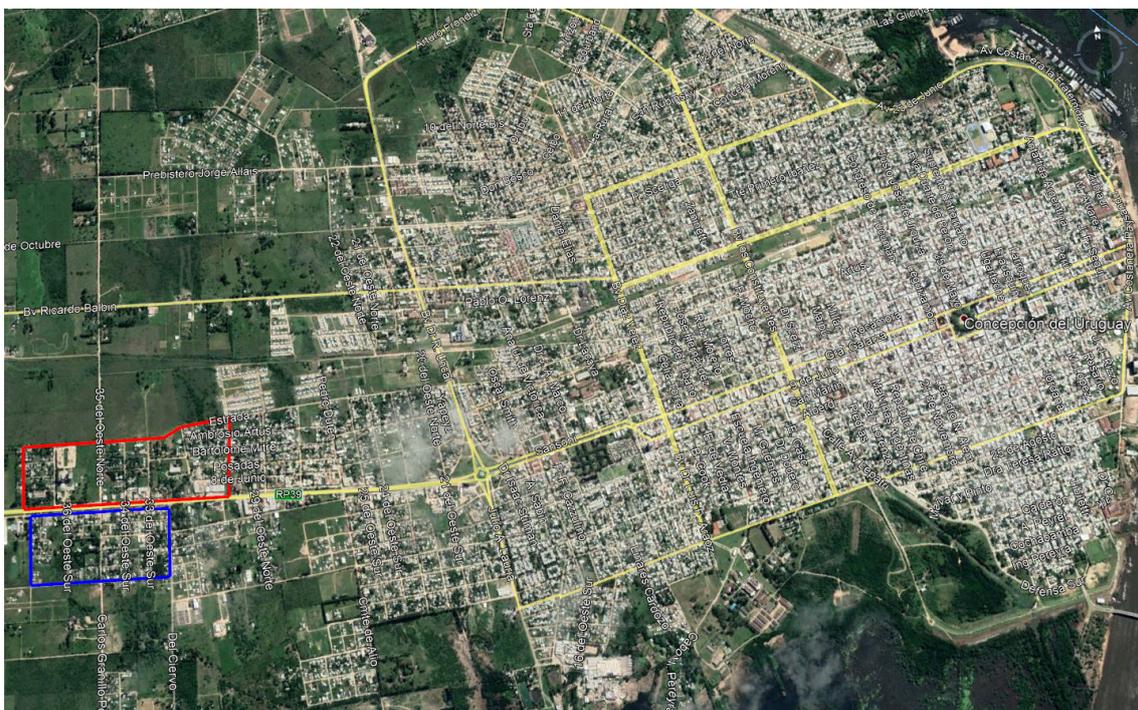


Ilustración 3.3 | Ubicación de los Barrios Afectados Respecto de la Ciudad

Respecto al ordenamiento urbano, la zona en estudio se encuentra comprendida en su mayoría en el distrito R5, existiendo áreas pertenecientes a I1. Cuyas características se describen en la tabla 2.2 (Capítulo 2)

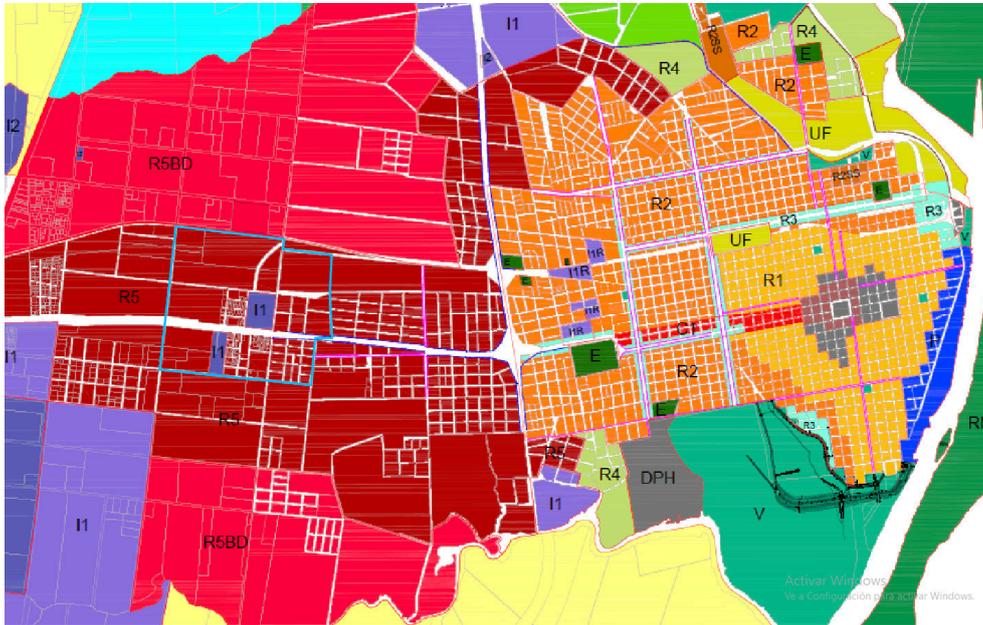


Ilustración 3.4 | Localización de los Barrios Afectados Dentro del Ordenamiento Urbano

## 3.2. Situación Actual

A continuación, se llevará a cabo el desarrollo de los objetivos planteados anteriormente. El análisis de la hidrología de la zona se realizará en principio teniendo en cuenta la totalidad de la cuenca en las condiciones actuales para posteriormente reducirla al área en estudio y así poder comparar los parámetros obtenidos con sus análogos habiendo proyectado los cambios a futuro desde el punto de vista del uso del suelo y las variaciones en el escurrimiento consecuencia de los mismos.

### 3.2.1. Servicios

En este apartado, se dispone la información relevada en cuanto a los servicios prestados tanto por el municipio como por empresas privadas.

#### 3.2.1.1. Agua Potable

El barrio villa las Lomas Norte carece en su mayoría de infraestructura vital para el óptimo desarrollo humano. La red de conductos de agua potable llega hasta las intersecciones de las calles Astrada, Artusi, Bartolomé Mitre, Posadas; 8 de junio con la calle 29 del Oeste Norte, también son provistos de agua de red el barrio comprendido entre las calles Belgrano, Estrada, 29 del Oeste Norte y 30 del Oeste Norte. Finalmente, en la intersección de las calles Estrada y 30 del Oeste Norte finaliza la red en un caño



110mm tapado, el cual permitirá la futura conexión haciendo factible realizar reparaciones.

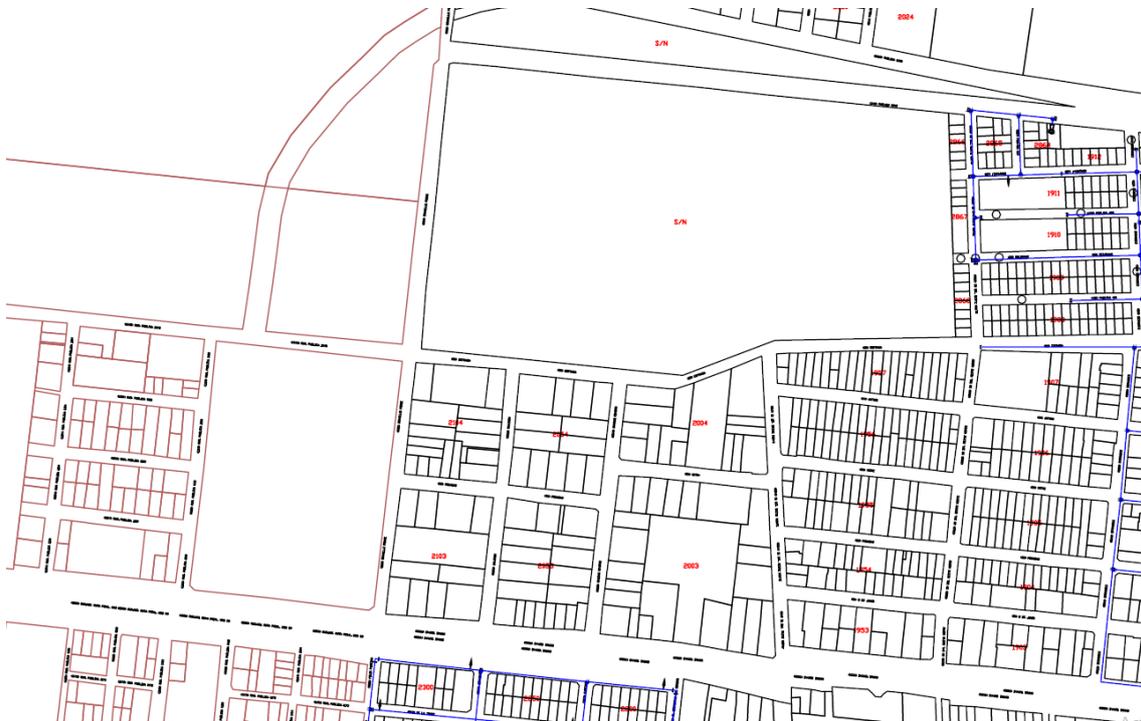


Ilustración 3.5 | Red de Agua Potable B.º Villa Las Lomas Norte

### 3.2.1.2. Red Cloacal

Gran parte del barrio se encuentra provisto del sistema de desagüe cloacal cuyo diámetro es 300mm. La red se conectará en un futuro con la existente en el barrio Villa Las Lomas Sur atravesando el acceso J.J Bruno por la calle 35 del oeste Norte.



Ilustración 3.6 | Red Cloacal B.º Villa Las Lomas Norte



### 3.2.1.3. Gas Natural

En cuanto al gas natural, solo hay un caño de media presión dispuesto al centro de la calle 35 del oeste Norte que provee a la granja Tres Arroyos S.A.

### 3.2.1.4. Energía Eléctrica

Utilizando un sistema de distribución de energía aéreo ENERSA alimenta al barrio V. las Lomas y mediante tendido subterráneo (tapada= 1.2m y distancia del eje municipal=0.8m) a la industria Tres Arroyos.

### 3.2.1.5. Pavimento

Se puede apreciar que actualmente, ninguna de las calles del barrio presenta pavimentos asfálticos o de concreto con lo que dificulta el ingreso y egreso en épocas lluviosas.

## 3.2.2. Escurrimiento Superficial

Actualmente el escurrimiento superficial, consecuencia de las precipitaciones, es aproximadamente como se muestra en la Ilustración 3.5, donde el efluente proveniente de los terrenos pertenecientes a la cuenca ubicados al norte del Acceso Bv. J. J. Bruno escurren por calles y cunetas llegando al punto más bajo del sistema pluvial actual, a escasos metros del bulevar antes mencionado. El flujo se conduce por una alcantarilla construida en dos etapas, la primera utiliza un caño de sección circular de 1m de diámetro interno ubicado debajo del carril derecho del acceso, la segunda etapa está compuesta por 2 módulos rectangulares de 1,5m de alto y 2,2m. Sorteado el acceso el fluido deberá atravesar por una última alcantarilla de un módulo de 1,5m de altura y 1,7m de ancho. Posteriormente, continuará por un curso natural de agua hasta el final de la traza urbana, en la calle Alberdi, uniéndose con el volumen de agua de lluvia perteneciente al barrio Villa las Lomas Sur, hasta desembocar en el arroyo Sin nombre que finaliza en el río Uruguay.

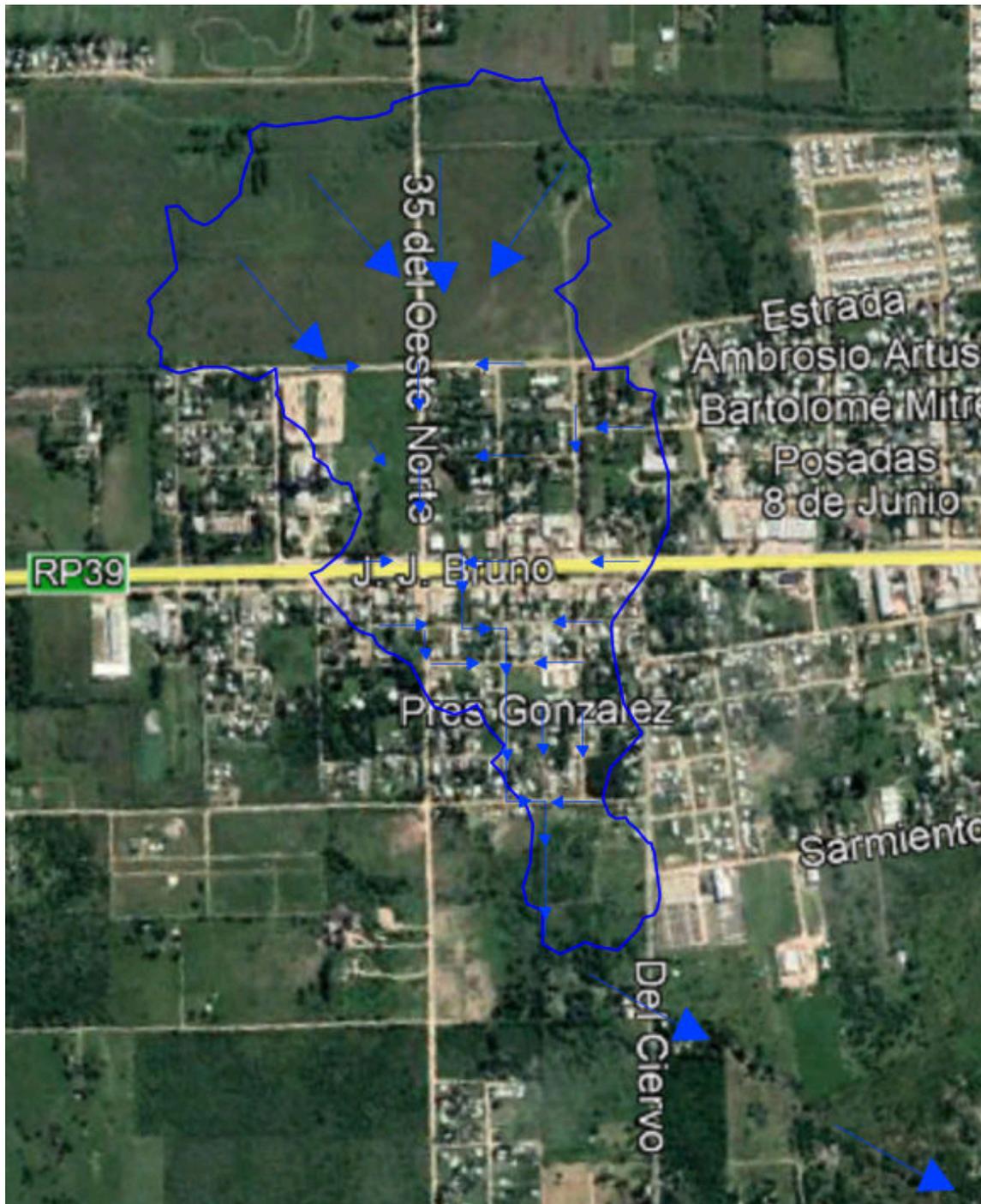


Ilustración 3.7 | Delimitación de la Cuenca en Estudio y Sentido de Escurrimiento

### 3.2.3. Capacidad del Sistema de Drenaje Actual

A continuación, se presentan los cálculos realizados mediante el software H-Canales, obteniendo la capacidad máxima de conducción de las alcantarillas existentes.



- Primer tramo, sección circular de 1m de diámetro interior.



Ilustración 3.8 | Relevamiento Fotográfico: Alcantarilla Sección Circular Tramo 1

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	
Tramo:	JJ Bruno carril derecho	Revestimiento:	H* A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	0.94 m
Diámetro (d):	1 m
Rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	1.8236 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	2.3802 m/s
Area hidráulica (A):	0.7662 m <sup>2</sup>	Perímetro mojado (p):	2.6467 m
Radio hidráulico (R):	0.2895 m	Espejo de agua (T):	0.4750 m
Número de Froude (F):	0.5984	Energía específica (E):	1.2288 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 3.9 | Calculo HCanales: Capacidad Hidráulica Conducto Sección Circular Tramo 1

En condiciones ideales, se obtiene una capacidad máxima en 1,82m<sup>3</sup>/s.



- Tramo 2, módulos rectangulares de 1,5m de alto y 2,2m de ancho.

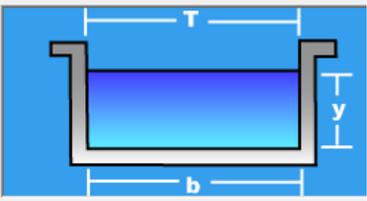


Ilustración 3.10 | Relevamiento Fotográfico: Alcantarilla Rectangular Tramo 2

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	
Tramo:	JJ Bruno carril izquierdo	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y) :	1.3 m
Ancho de solera (b) :	2 m
Talud (Z) :	0
Coefficiente de rugosidad (n) :	0.013
Pendiente (S) :	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q) :	9,6677 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v) :	3,7184 m/s
Area hidráulica (A) :	2,6000 m <sup>2</sup>	Perímetro (p) :	4,6000 m
Radio hidráulico (R) :	0,5652 m	Espejo de agua (T) :	2,0000 m
Número de Froude (F) :	1,0412	Energía específica (E) :	2,0047 m-Kg/Kg
Tipo de flujo :	Subcrítico		

Ilustración 3.11 | Calculo HCanales: Capacidad Hidráulica Alcantarilla Rectangular Tramo 2

En condiciones ideales, la alcantarilla posee una capacidad máxima de 9,67m<sup>3</sup>/s por modulo.



- Tramo 3, modulo rectangular de 1,5m de altura y 1,7m de ancho.



Ilustración 3.12 | Relevamiento Fotográfico: Alcantarilla Rectangular Tramo 3

Lugar:	<input type="text" value="Concepcion del Uruguay"/>	Proyecto:	<input type="text"/>
Tramo:	<input type="text"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="H*A"/>

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	<input type="text" value="1.3"/> m
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="1.5"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.005"/> m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	<input type="text" value="6.4626"/> m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="3.3142"/> m/s
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="1.9500"/> m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	<input type="text" value="4.1000"/> m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.4756"/> m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.5000"/> m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.9280"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="1.8598"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Ilustración 3.13 | Calculo HCanales: Capacidad Hidráulica Alcantarilla Rectangular Tramo 3

En condiciones ideales, la alcantarilla posee una capacidad máxima de conducción de 6,46m<sup>3</sup>/s



Mediante el uso del Método Racional, el cual será descrito más adelante en este capítulo, se procedió al cálculo preliminar del caudal máximo que escurre en la zona ubicada al norte del Bv. J.J. Bruno, basándonos en la información hidrológica de la zona y obteniendo los parámetros de la cuenca mediante el uso del programa AutoCAD Civil 3D, resultando:

Tabla 3.1 | Datos de la Cuenca Las Mellizas

Datos de la Cuenca				
Área	Longitud	Desnivel	Pendiente	C
45	827	13	0,016	0,58

Tabla 3.2 | Resumen Resultados Cálculo Hidráulico de la Cuenca

Resultados de la Cuenca			
Tc	i	Q <sub>máx.</sub>	
	(min)	(mm/h)	(m <sup>3</sup> /s)
Kirpich	16,99	157,85	11,44

Es notable que la alcantarilla del tramo 1 de sección circular, posee una capacidad muy inferior a la necesaria para un correcto funcionamiento, por lo cual se generan inundaciones en la cercanía, ante la incapacidad de evacuar el caudal existente.

### 3.3. Situación Futura

Como parte de los objetivos particulares de este anteproyecto, se plantea una situación futura, donde se considera que, dentro de los años comprendidos en la vida útil de la obra, se realizara una urbanización en la zona y se analizan la mayoría de los aspectos técnicos que esto representa.

#### 3.3.1. Nueva Urbanización

Con ayuda del software Google Earth se delimitó el área a proyectar, 76 hectáreas de superficie que por el momento pertenecen a patrimonios privados y servirán para la construcción del barrio El jilguero, llegando a beneficiar un total aproximado de mil familias, limitado al Norte por la calle Estrada, al Sur por el acceso J.J. Bruno, al Este por la calle 35 del Oeste Norte y al Oeste por la calle 17 de octubre.

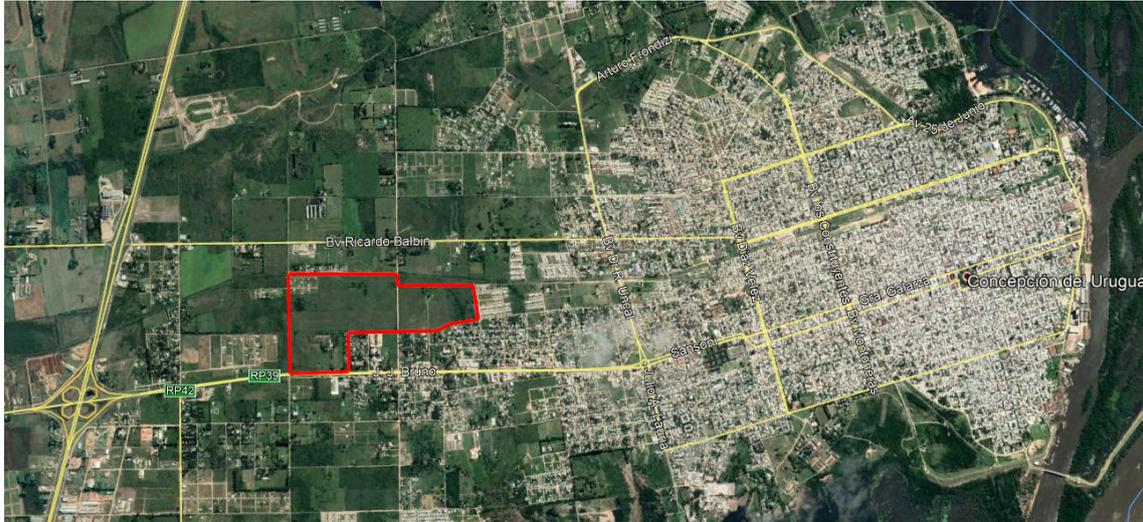


Ilustración 3.14 | Límites Nueva Urbanización a Proyectar

La consecuencia más directa de la urbanización sobre el drenaje urbano es la alteración del escurrimiento superficial directo. Además, con la urbanización, el patrón espacial del flujo en las cuencas se altera y la eficiencia hidráulica se incrementó a través de canales artificiales, cunetas y sistemas de recolección y drenaje de aguas de lluvias. Estos factores incrementas el volumen y la velocidad de la escorrentía y producen caudales de crecientes con picos mayores en las cuencas urbanizadas que aquellas que ocurrieran antes de la urbanización. Muchos sistemas de drenaje urbano constituidos bajo un cierto nivel de urbanización operan hoy en día bajo niveles de urbanización mayores por lo cual tiene una capacidad inadecuada.

También afecta el clima en pequeña escala más pueden a largo plazo, introducir alteraciones significativas en el balance hídrico.

La elección de los parámetros que permitieron el diseño geométrico de las calles fue obtenida de los manuales de DNV.

Tabla 3.3 | Resumen Parámetros para Diseño Geométrico de Calles según DNV.

Pavimento	
Pendiente Longitudinal "i"	$i \geq 0,5\%$
Pendiente Transversal "s"	$1\% \leq s \leq 2,5\%$ se opta por 2%

Tabla 3.4 | Resumen Parámetros para Diseño Geométrico de Cordón Cuneta según DNV.

Cordón Cuneta	
Pendiente Longitudinal "i"	$i \geq 0,5\%$
Pendiente Transversal "s"	$2\% \leq s \leq 10\%$ se opta por 5%
Altura de cordón	$0,1 \leq H \leq 0,2$
Altura de agua	0,15
Vel. Max (m/seg)	1,05 (Pasto)    4,5 (H°)



Buscando modificar lo menos posible la topografía existente por cuestiones ambientales y económicas, se realizó el trazado de las calles realizando apenas unas modificaciones en las cotas existentes y adoptando como valor mínimo de pendiente longitudinal 0.5% según DNV.

Como se muestra a continuación y a pedido de la catedra se realizó el trazado del barrio en su mayoría con manzanas de 100m x 100m. Se obtuvo un total de 68 Manzanas de las cuales 2 son de (111m x 110m), 6 (111m x 100m), 6 (100m x 110m), 31 (100m x 100m), 12 (153m x 73m), 6 (40m x 100m) y 5 de dimensiones y forma variables.

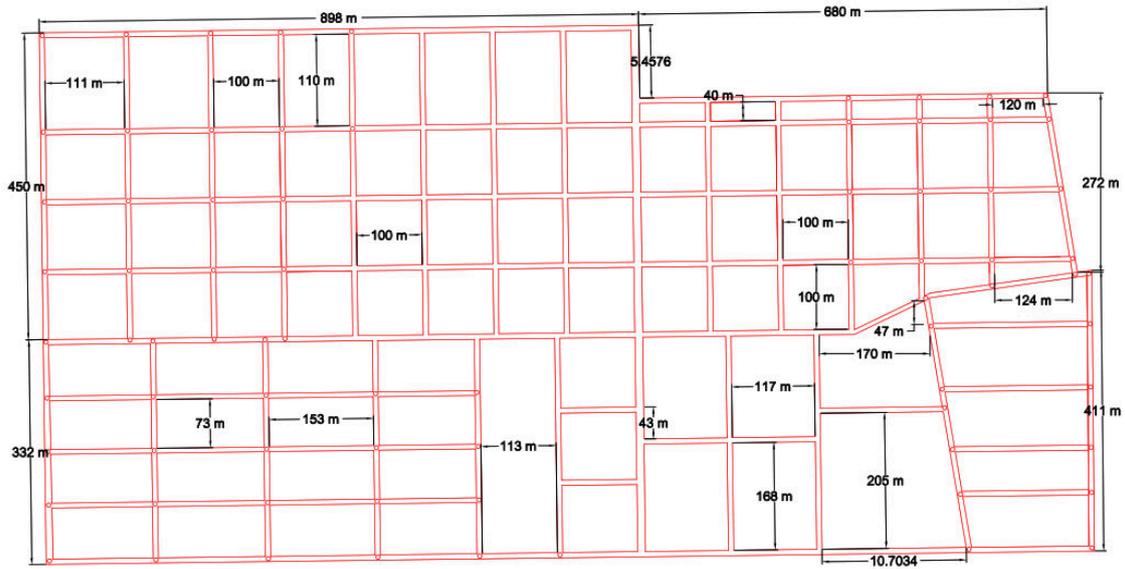


Ilustración 3.15 | Trazado y Cotas de Manzanas en la Nueva Urbanización

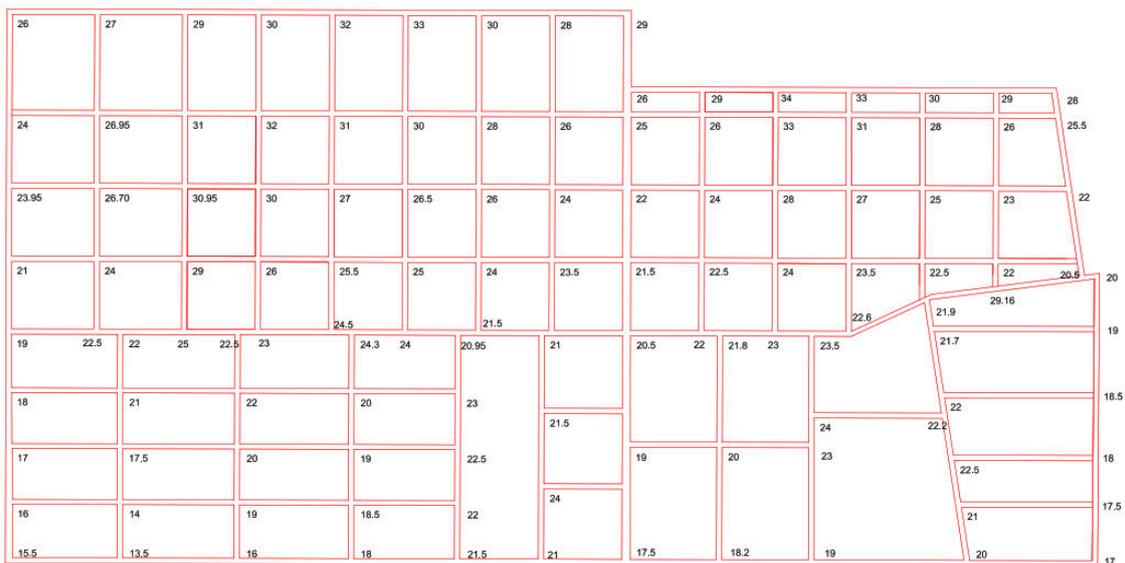


Ilustración 3.16 | Cotas Altimétricas en Esquinas de Manzana Nueva Urbanización



### 3.3.2. Jerarquización Vial

En cuanto a las vías de circulación, se clasificarán las calles en principal y secundarias tomando como base las pautas municipales relevadas anteriormente, la calle 35 del Oeste Norte es la única principal del sistema, la Estrada si bien es una secundaria también presenta un ancho entre líneas municipales de 12 m por lo que se adoptará un ancho de pavimento de 8m y 2m para cada vereda. Para el resto de las calles se adoptó un ancho entre línea municipal de 8m con lo que queda 5m del ancho del pavimento a pedido de la catedra y un ancho mínimo de 1.5 m de vereda establecido en el código de edificación de la ciudad.

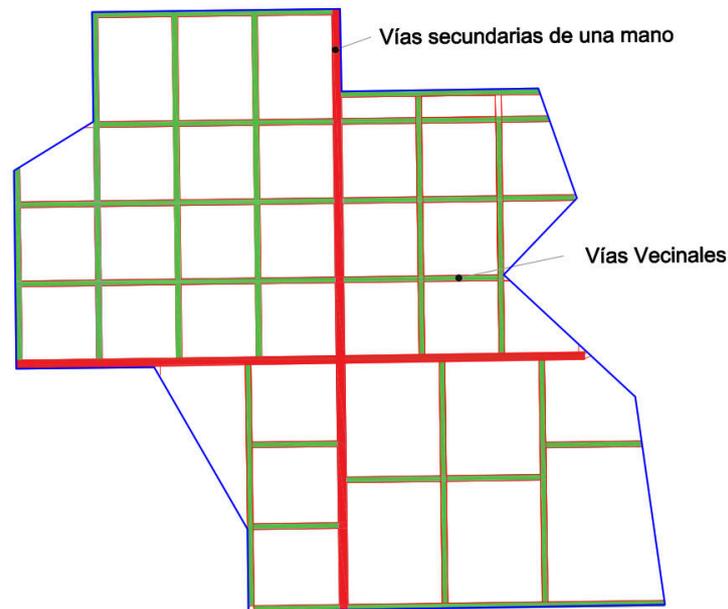


Ilustración 3.17 | Jerarquización Vial Nueva Urbanización

## Calle 35 del Oeste Norte

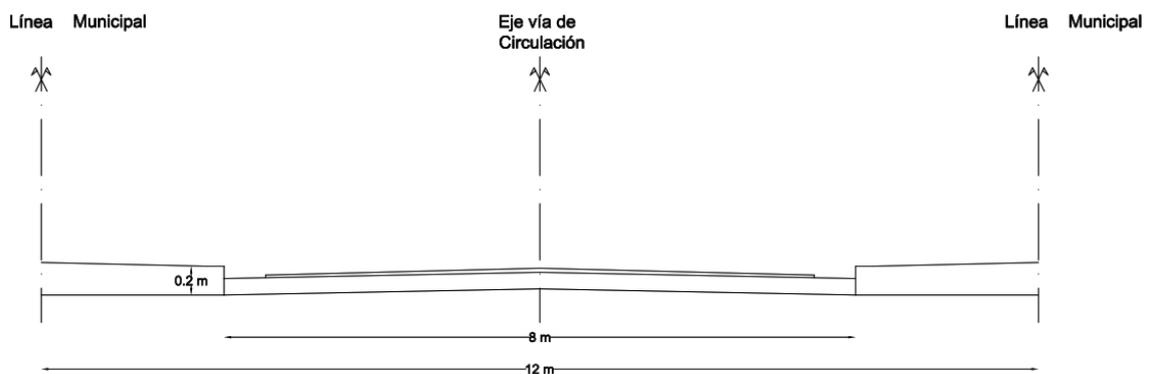


Ilustración 3.18 | Esquema Transversal Diseño Calle Principal Existente



## Calle Estrada

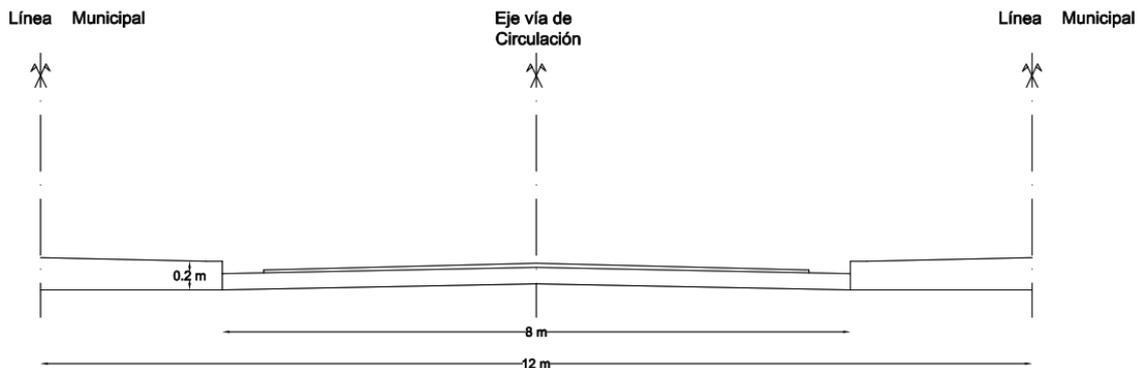


Ilustración 3.19 | Esquema Transversal Diseño Calle Secundaria Existente

## Calles Vecinales

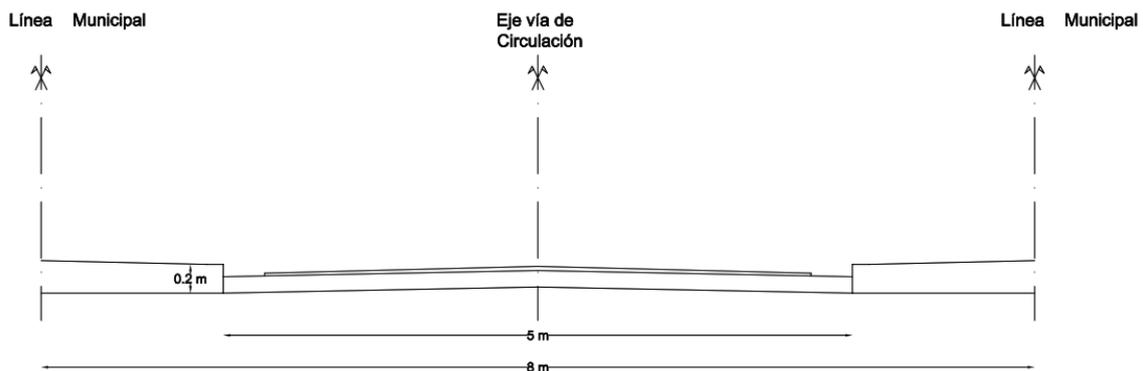


Ilustración 3.20 | Esquema Transversal Diseño Calle Vecinal Proyectada

### 3.3.3. Servicios

Mediante la recopilación de información técnica brindada por las empresas prestadoras de servicios tales como ENERSA, Gas Nea, Fibertel y dependencia municipal en el caso de cloacas y agua potable, fue posible proyectar y predimensionar los conductos de agua potable, cloaca y gas natural. Además, determinar la tapada necesaria en los mismos.

En cuanto al tendido eléctrico como el de señal telefónica y de internet será aéreo según aseguraron encargados de las empresas prestadoras. El objetivo de recopilar la información es el de poder realizar el trazado de los conductos pluviales sin causar interferencias sobre todo con la red cloacal que también trabaja por gravedad con lo que su funcionamiento depende de la topografía del terreno.



A continuación, se presenta una imagen y una breve descripción de las redes de agua potable, cloaca y gas.

### 3.3.3.1. Red de Agua Potable

Como se observa en la Ilustración 3.21, el barrio será provisto de agua de pozo que alimentará un tanque elevado dando la carga hidráulica necesaria para el óptimo funcionamiento del servicio. El tanque estará en la intersección de la calle 35 del Oeste Norte y Estrada.

Se plantearon 4 mallas para la distribución debido a la superficie a cubrir, la misma tiene la posibilidad de unirse con la red existente a través de un empalme disponible en calle Estrada a un caño de 110 mm que proveería en caso de reparaciones.

El predimensionado de los conductos nos lleva al siguiente diámetro:  $\varnothing_{truncal} = 250mm$

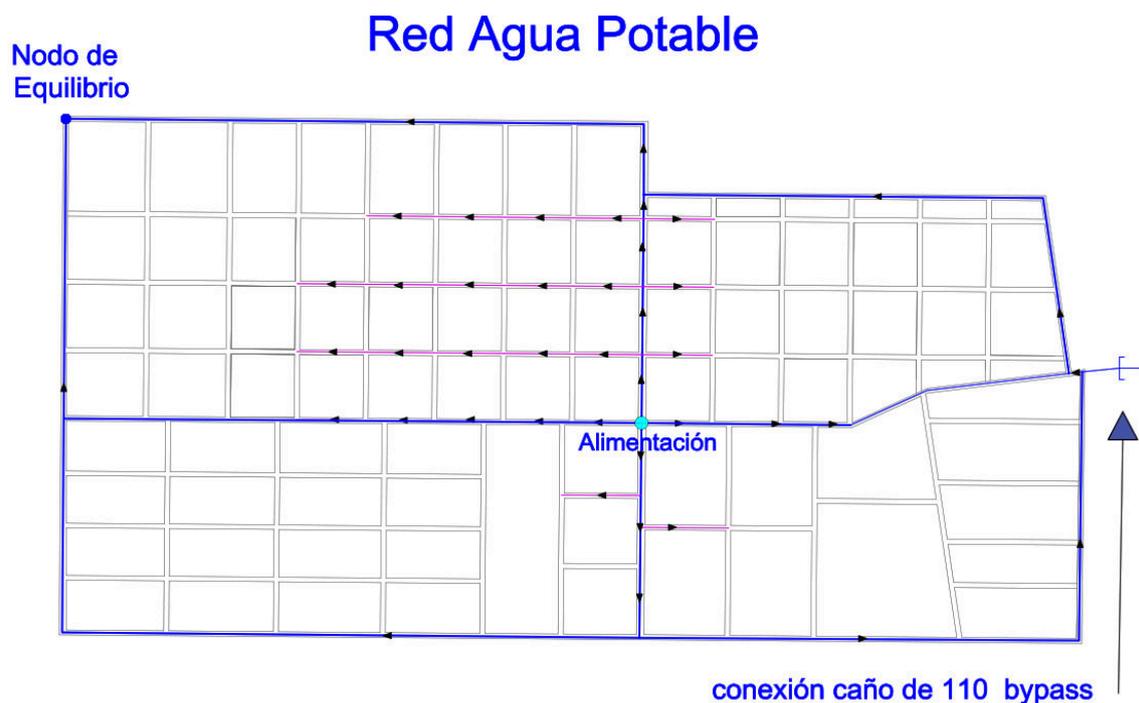


Ilustración 3.21 | Red de Agua Potable Proyectada

### 3.3.3.2. Red de Gas Natural

Tal como asegura la empresa prestadora del servicio Gas Nea la red de distribución de gas natural tendrá una traza como se muestra en la Ilustración 3.22. El caño madre irá con una tapada mínima que ronda entre 60 y 70 cm paralelo al acceso J.J Bruno con  $\varnothing=150mm$  luego ingresará por la calle 35 del Oeste Norte pasando a  $\varnothing=90mm$ , por último, se llega a cada manzana a través de conductos  $\varnothing=55mm$ .



## Red Gas de Alta y Media Presión

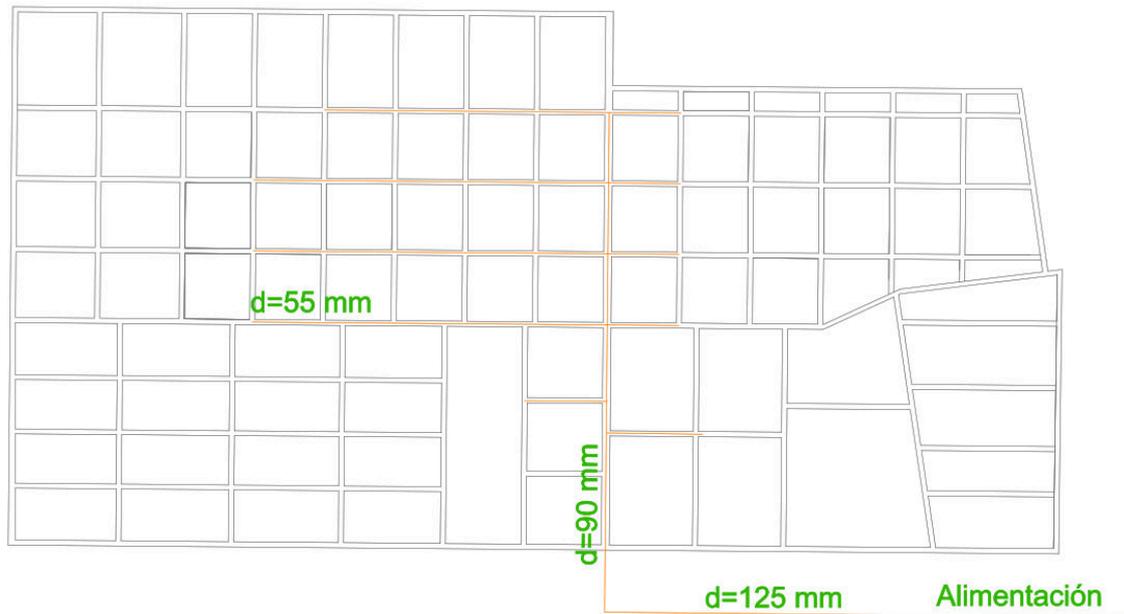


Ilustración 3.22 | Red de Gas Natural Proyectada

### 3.3.3.3. Red Cloacal

En cuanto a la red cloacal no solo fue necesario predimensionar la tubería, sino que también determinar a partir de la altimetría en cada esquina las cotas a los extremos de cada tramo del conducto, verificando que cumpla con los requisitos técnicos tales como pendiente mínima, ventilación y tapada mínima.

El sistema propuesto comienza con la recolección del efluente desde las cuadras internas trasladándolos a través de los caños colectores hasta el troncal debiendo cambiar la dirección a través de una cámara de inspección y al llegar al final de la calle 35 del Oeste se unirá a la red existente.

$$\varnothing_{troncal} = 250mm$$

$$\varnothing_{colector} = 150mm$$

## Red Cloacal

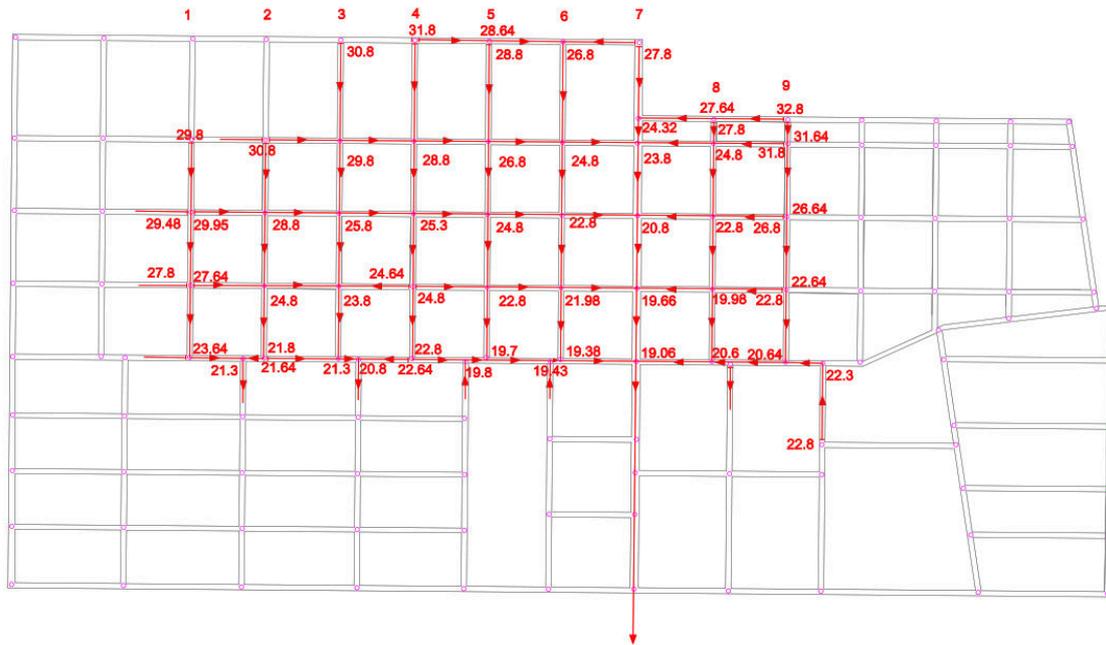


Ilustración 3.23 | Red Cloacal Proyectada

### 3.3.4. Definición de la Subcuenca

Las técnicas hidrológicas de estudio de drenaje urbano se aplican a cuencas hidrográficas de pequeño y medio tamaño; por lo tanto, es importante disponer de algún criterio de distinción entre esas cuencas para poder escoger los métodos y los parámetros hidrológicos más adecuados a cada tipo.

Los criterios más comunes, entretanto, clasifican como cuenca pequeña aquella cuya área de drenaje sea inferior a 2.5 Km<sup>2</sup> o el tiempo de concentración sea inferior a 1 hora. Para cuencas medianas los límites superiores son, respectivamente 1000 Km<sup>2</sup> y 12 horas.

Las principales consecuencias de esas clasificaciones se refieren a la selección del método de cálculo de los caudales de crecida y a la forma de determinar los parámetros hidrológicos utilizados en cada uno. En cuencas pequeñas se adopta el método racional porque las hipótesis se adecuan a las características de los comportamientos hidrológicos de estas. Para cuencas medianas normalmente se utilizan técnicas basadas en la teoría del hidrograma unitario, porque estas permiten considerar la variación de la intensidad de la lluvia en el tiempo y el amortiguamiento de la cuenca.

Para determinar con qué tipo de cuenca trabajaremos, primero se creó la superficie de trabajo con el software CivilCad3D, utilizando la herramienta “gota de



agua” se estableció el contorno de la cuenca de aporte. La herramienta muestra la trayectoria que describiría una gota de agua que precipite en un punto cualquiera de la superficie.

Fue posible determinar el contorno de la cuenca al identificar los puntos de la superficie donde el flujo se aleja de la zona de estudio, esto último podrá verse en la ilustración 3.24 donde el flujo que se aleja se representa con color rojo.

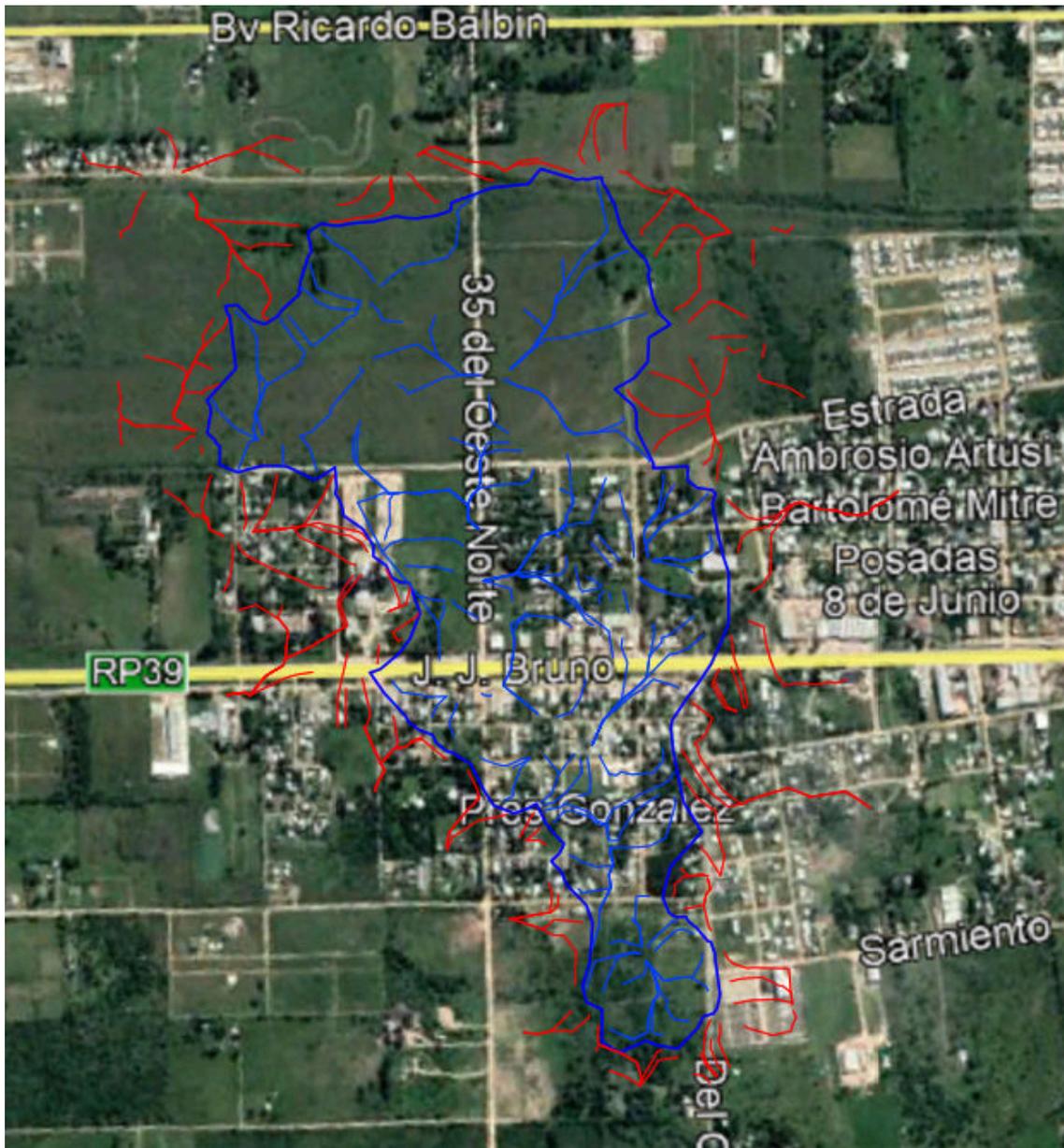


Ilustración 3.24 | Análisis Escurrimiento de la Cuenca en Estudio

El software CivilCad3D además de establecer las subcuencas determina el área de las mismas, las cuales fueron numeradas para una mejor organización y los resultados se detallan en la Tabla 3.5.



Ilustración 3.25 | División de Cuenca Principal en Sub-Cuencas .

Tabla 3.5 | Áreas Subcuencas Componentes

Cuenca	Sup. Cuenca (Ha)
1	4,91
2	3,48
3	4,80
4	1,50
5	11,47
6	9,98
7	4,99
8	3,41
9	4,77
10	5,23
11	3,86
12	4,26
<b>Total</b>	<b>62,67</b>

### 3.3.5. Análisis de la Subcuenca Acotada

Los cálculos, determinaciones y estudios realizados en los apartados anteriores, tienen como finalidad conocer los parámetros necesarios para el análisis de la subcuenca reducida a la parte superior que contiene el barrio Villa Las Lomas norte, tal como fue mencionado.

La Ilustración 3.27 muestra los límites del área en estudio y su composición:



Ilustración 3.26 | Demarcación Sub-Cuencas Intervinientes

La superficie total de la parte de la cuenca resultante cuenta con 45Ha comprendidas por las subcuencas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7; partes de las 8, 9 y 10.

Para conocer que sectores del barrio intervendrán en el análisis hidrológico se superpuso la cuenca a la traza proyectada debidamente escalada quedando definidas las manzanas que serán motivo de estudio.

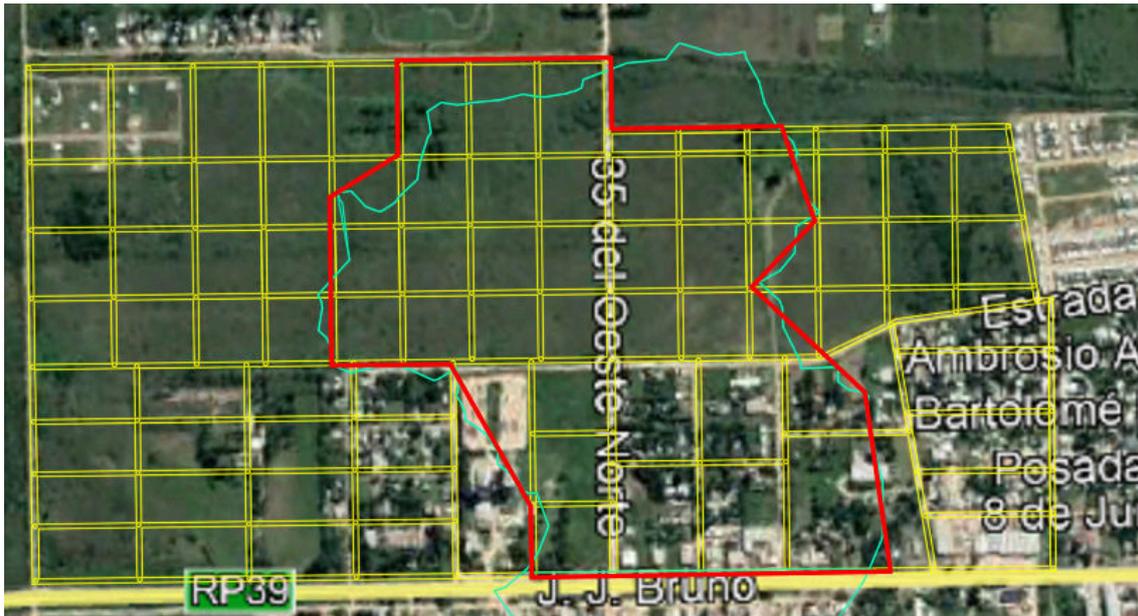


Ilustración 3.27 | Ajuste Entre Cuenca y Urbanización Proyectada

Para cada subcuenca se enumerará las manzanas que las compondrán.



Ilustración 3.28 | Numeración de Manzanas Dentro de la Cuenca

Quedan diferenciadas las subcuencas por colores y su cauce principal como se indica en la Ilustración 3.29.

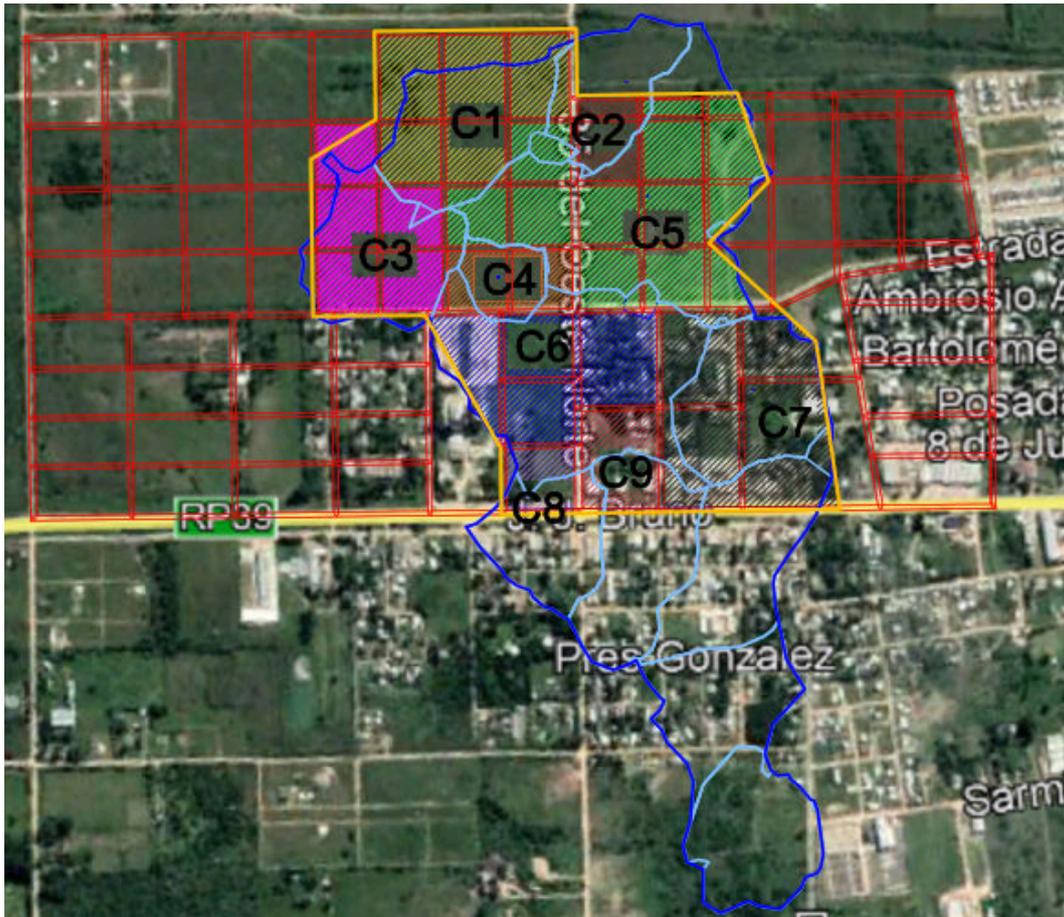


Ilustración 3.29 | División por Colores de Sub-Cuencas y Manzanas

Habiendo definido todos los parámetros físicos que sufrirán modificaciones en la cuenca al proyectarse la nueva urbanización, se procede a calcular el tiempo de concentración, el cual será contrastado con el correspondiente obtenido para la situación actual y así seleccionar el método de cálculo adecuado.

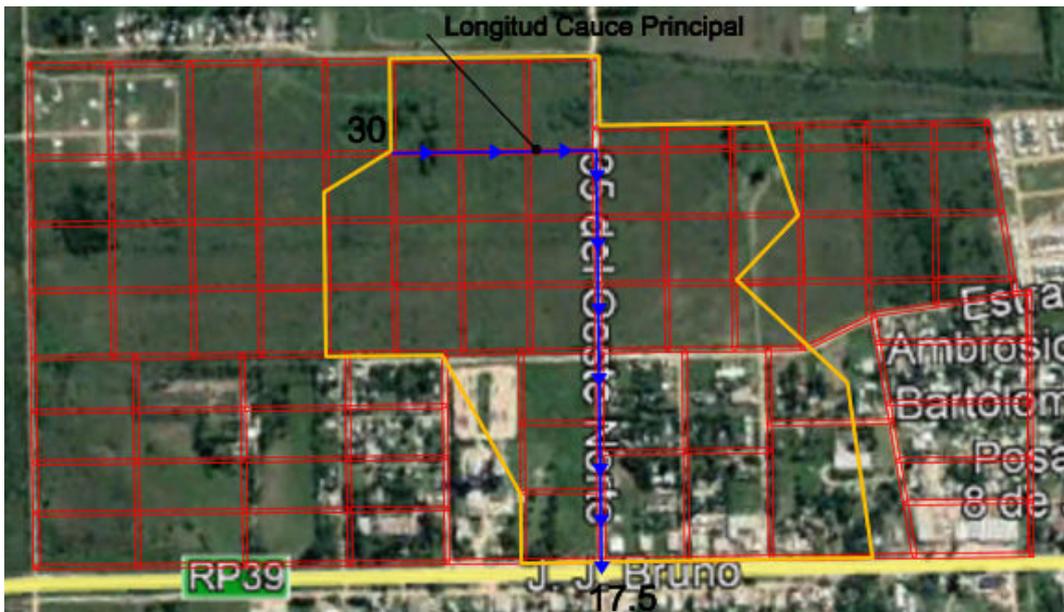


Ilustración 3.30 | Determinación Cauce Principal



En la ilustración 3.26 se muestra el trayecto más largo que puede recorrer el fluido por las calles hasta el desagüe del sistema. La pendiente se obtuvo con la relación entre el desnivel existente al inicio y fin del recorrido del efluente y la longitud L. Los resultados se resumen en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 | Resumen Parámetros Cuenca Acotada

Datos de Cuenca	
Área (Ha)	40,5
Longitud (m)	1005
Desnivel (m)	12,5
Pendiente (m/m)	0,012
Tc Kirpich (min)	21,61

Si bien, según el área de la cuenca podrían ser clasificadas como medianas, será definido el método de diseño a emplear con el tiempo de concentración, para lo cual se estimó el valor del Tc de la cuenca completa y la acotada sometida a las modificaciones mencionadas resultando ambos menores a una hora por lo cual se considera que las mismas se comportan como cuencas pequeñas dejando de lado su extensión.

### 3.4. Análisis Hidrológico

La Hidrología es una ciencia que se basa en la observación de los procesos involucrados en el medio físico natural.

La hidrología, como todas las disciplinas que tienden al conocimiento del medio físico, tiene una doble finalidad. Una es el conocimiento en sí mismo para satisfacer la necesidad de interpretar el entorno y otra utilitaria, para dar respuesta a la amplia gama de necesidades de los grupos humanos.

La primera finalidad es autónoma y su actividad principal es el análisis e interpretación del funcionamiento del ciclo hidrológico. Sus objetivos se alcanzan a través de la aplicación de técnicas y metodologías de análisis y en base a los datos suministrados por los sistemas de información hídrica. Para ello a su vez, son básicas las actividades de investigación y desarrollo.

La segunda finalidad se concreta a través de actividades que pueden ordenarse secuencialmente en distintos niveles.

Un primer nivel, está dado por la evaluación de los recursos hídricos, realizable a distintas escalas según su uso anterior; por ejemplo, reconocimientos geológicos o



determinación de la precipitación media anual de una región, balance hidrológico completo, etc.

Un segundo nivel, comprende la respuesta a los requerimientos de la planificación de sistemas hídricos que permita la selección de alternativas de uso y control, requerimientos de características particulares tales como la interpretación del comportamiento de las variables temporales o las relaciones entre distintos componentes del sistema de modo de considerar adecuadamente los efectos de unas actividades sobre otras.

Un tercer nivel se refiere a la respuesta de la hidrología a los requerimientos de proyectos de aprovechamientos hídricos, respuesta que se traduce en estudios de fenómenos hidrológicos, de detalle para el dimensionamiento de estructuras particulares de obras hidráulicas. (Estudio de precipitaciones extremas para dimensionamiento en redes de drenaje urbano, de caudales máximos para vertederos en embalses, de interferencia entre perforaciones de explotación para el diseño de baterías de bombeo de acuíferos, etc.)

Un cuarto nivel, interactivo con el anterior, se refiere a la operación de obras de aprovechamiento con la finalidad de usar óptimamente su capacidad. Ejemplo de la contribución de la hidrología a este nivel son los métodos de pronóstico de aportes y crecidas para sistemas de alarma de inundaciones, plan de operación de sistemas de embalses, etc.

Para nuestro proyecto el análisis hidrológico acabará cuando obtengamos el caudal máximo que escurrirá por cada calle de la superficie de trabajo. Para ello fue necesario conocer la cota altimétrica en los cruces de calles pudiendo prever el movimiento del efluente pluvial a través de las calles, además fue necesario calcular variables hidrológicas tales como el tiempo de concentración, coeficiente de escorrentía, la intensidad de la precipitación y periodo de retorno.

Fueron realizados dos análisis con objetivos distintos. El primero busca determinar las dimensiones del conducto que transportará el fluido obteniendo en primera instancia el caudal máximo que escurrirá en cada tramo del sistema. El segundo análisis busca determinar la posición y dimensiones de los sumideros, para ello se determinó el caudal que escurrirá en cada calle  $Q_{tot}$ , asumiendo 2 sumideros (uno a cada lado del pavimento) se obtiene el caudal para cada uno,  $Q_{sumidero} = Q_{tot}/2$  que deberá acometer a cada imbornal, conocida la capacidad de un módulo del sumidero (un metro lineal) queda por último determinar el número de módulos necesarios para captar  $Q_{sumidero}$ .



Se presentan a continuación dos alternativas de conducción del efluente pluvial a través de las calles, las mismas fueron planteadas a partir de identificar y señalar con una flecha el vértice con la cota altimétrica más baja de cada manzana.

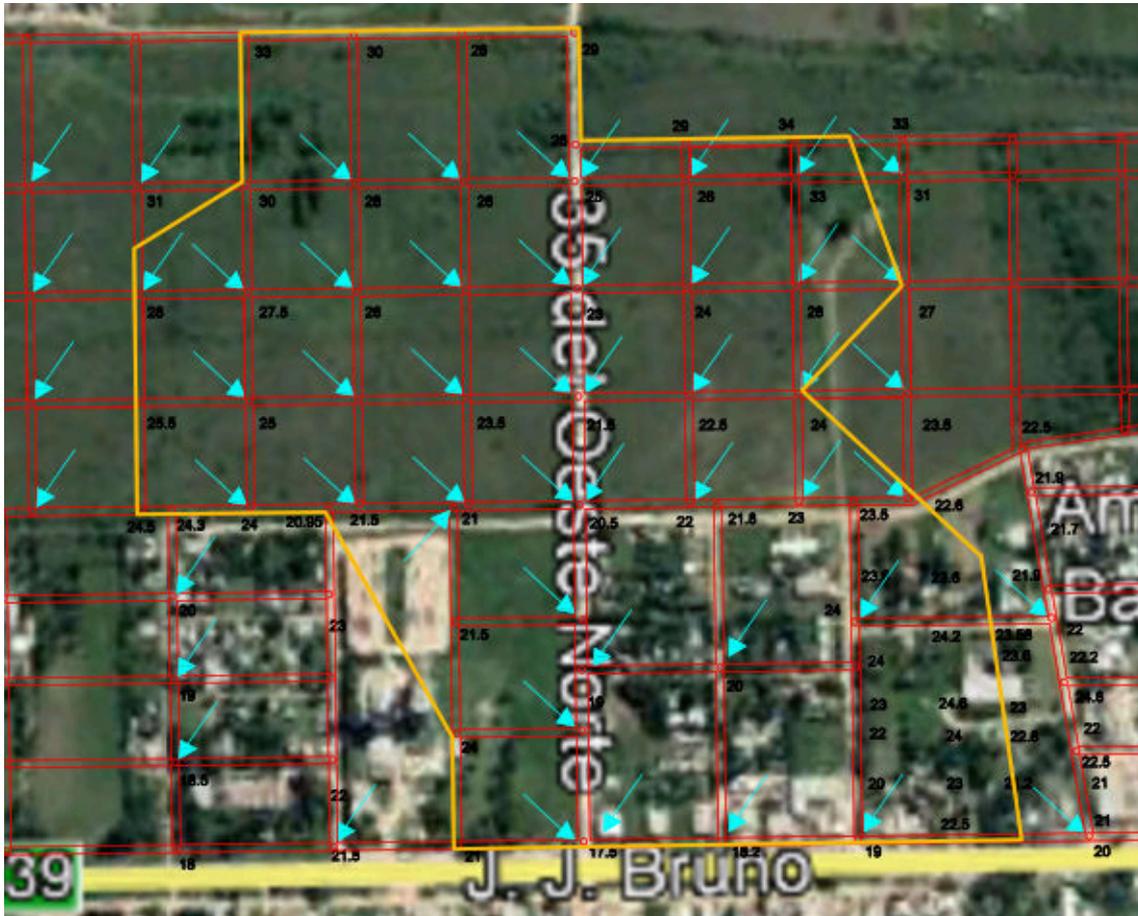


Ilustración 3.31 | Esquema de Escurrimiento Superficial de Cada Manzana

### 3.4.1. Alternativa 1 de escurrimiento superficial

Esta propuesta de escurrimiento del efluente pluvial será conduciendo de manera lineal por las calles secundarias hasta llegar a la calle 35 del Oeste Norte.

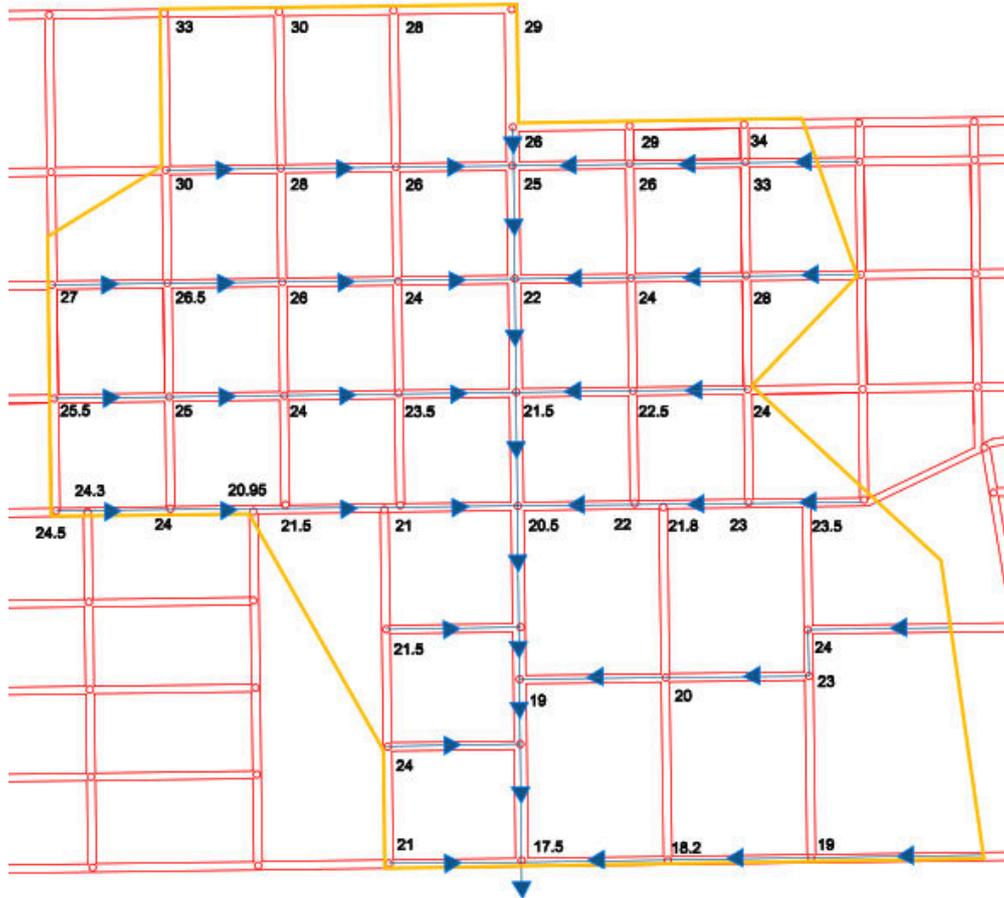


Ilustración 3.32 | Alternativa 1 de Conducción Pluvial

### 3.4.2. Alternativa 2 de Esguimiento Lineal

Esta alternativa presenta numerosos cambios de direcciones que incrementarán los costos por la necesidad de introducir bocas de registros.

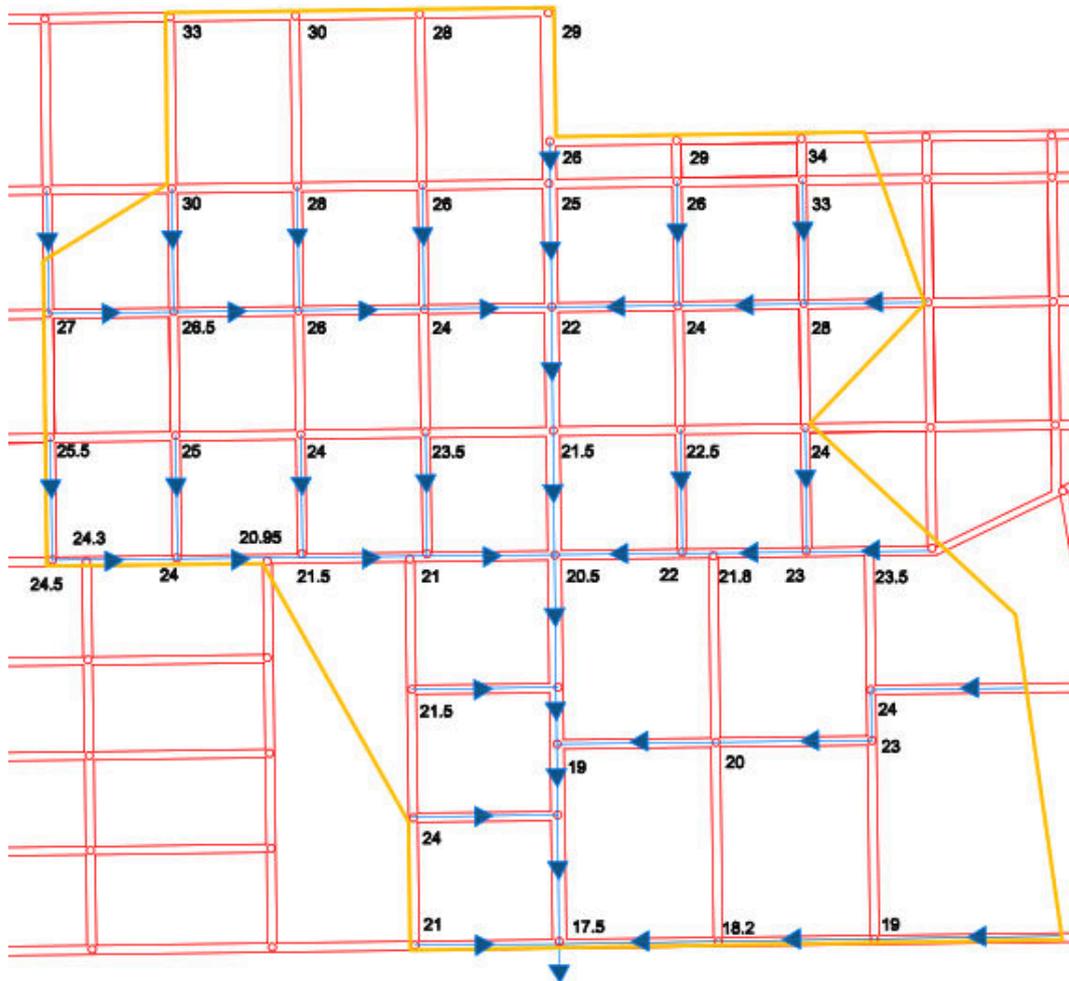


Ilustración 3.33 | Alternativa 2 de Conducción Pluvial

El posterior análisis del sistema pluvial será realizado en base al escurrimiento pluvial de la alternativa 1 debido a que el flujo no debe realizar cambios de direcciones.

### 3.4.3. Caudal de Diseño

Por tratarse del análisis de subcuencas cuyos tiempos de concentración son menores que una hora se utilizará el método racional que data del siglo XIX para determinar los  $Q_{max}$  en cada tramo del sistema. Relaciona una lluvia con el caudal máximo de la crecida que produce, adoptando hipótesis tales como uniformidad espacial y temporal de la precipitación, además de considerar que, para intensidad de lluvia dada, el  $Q_{max}$  a la salida de una cuenca se produce cuando la duración de la precipitación es igual al tiempo de concentración  $t_c$ .

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

Q: Caudal máximo (m<sup>3</sup>/s)



C: Coeficiente de escorrentía (adimensional), depende de las características de la cuenca (pendiente, permeabilidad, cobertura) y es menor o igual a la unidad.

I: intensidad de precipitación (mm/h) observada máxima correspondiente a una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

A: Área de la cuenca (Ha).

Como el Q se determina para cada tramo del sistema resulta necesario asociarle a cada manzana el Tc de la cuenca a la cual pertenece.

A continuación, se determinan los parámetros necesarios para calcular Q.

### 3.4.4. Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de pérdida se determina con la formula siguiente y utilizando los valores tabulados a continuación.

$$C = \sum (\% \text{ Superficie} * Ci)$$

Los valores del coeficiente para zonas agrícolas se calculan con la siguiente formula.

$$C = [1 - (C'1 + C'2 + C'3)]$$

Tabla 3.7 | Tabla 5.12. Valores del Coeficiente C (ASCE, 1969).

Superficie	C	
	Intervalo	valor esperado
Pavimento		
Asfalto	0,70 - 0,95	0,83
Concreto	0,80 - 0,95	0,88
Veredas	0,75 - 0,85	0,80
cubierta de techos	0,75 - 0,95	0,85
cobertura; césped suelo arenoso		
plano (2%)	0,05 - 0,10	0,08
medio (2 a 7%)	0,10 - 0,15	0,13
alta (más de 7%)	0,15 - 0,20	0,18
césped, suelo pesado		
plano (2%)	0,13 - 0,17	0,15
medio (2 a 7%)	0,18 - 0,22	0,20
alta (más de 7%)	0,25 - 0,35	0,30



Tabla 3.8 | Tabla 5.14. Valor de C para Áreas Rurales (Williams, 1949).

Tipo de área	C´
Topografía	
terreno plano, pendientes entre 0,2 - 0,6 m / km.	0,30
terreno con pendiente entre 3 - 4 m / km.	0,20
cerros, pendientes entre 30 - 50 m / km.	0,10
Suelo	
arcilla impermeable	0,10
permeabilidad media	0,20
arenoso	0,40
Cobertura	
áreas cultivadas	0,10
arboles	0,20

Del total de la superficie de la cuenca se estima que el 10% corresponde al pavimento, 70% será parcelado, pero solo se permite edificar el 60%, el porcentaje restante corresponde a los espacios verdes.

Superficie Pavimentada se adopta.....C<sub>asfáltico</sub>=0.83

Superficie Edificable.....C<sub>cubierta de techo</sub>= 0.85

Superficie Agrícola.....C´1 = 0.15, C´2 = 0.20, C´3 = 0.10

$$C = [1 - (+C'2 + C'3)]$$

Obteniendo:

$$C = 0.1 * 0.83 + (0.7 * 0.6) * 0.85 + 0.48 * [1 - (0.15 + 0.20 + 0.10)] = 0.704$$

### 3.4.5. Superficie de Aporte

Conocida el área de cada manzana, resta analizar para cada tramo de la Ilustración 3.32 cuales aportan efluentes directamente y cuales lo hacen indirectamente al sistema pluvial.

Se ha señalado con una flecha las esquinas donde desagua cada cuenca.

Tabla 3.9 | Áreas de Manzanas Componentes de la Cuenca.

Manzanas	Área (Ha)	Manzanas	Área (Ha)
<b>1</b>	1,1	<b>21</b>	1
<b>2</b>	1,1	<b>22</b>	1
<b>3</b>	1,1	<b>23</b>	1
<b>4</b>	0,4	<b>24</b>	1
<b>5</b>	0,4	<b>25</b>	1
<b>6</b>	0,4	<b>26</b>	1
<b>7</b>	0,76	<b>27</b>	1
<b>8</b>	1	<b>28</b>	1,2
<b>9</b>	1	<b>29</b>	1,2
<b>10</b>	1	<b>30</b>	1,2



<b>11</b>	1	<b>31</b>	1,2
<b>12</b>	1	<b>32</b>	1,1
<b>13</b>	1	<b>33</b>	1,6
<b>14</b>	1	<b>34</b>	1,6
<b>15</b>	1	<b>35</b>	0,91
<b>16</b>	1	<b>37</b>	1,6
<b>17</b>	1	<b>38</b>	1,98
<b>18</b>	1	<b>36</b>	1,6
<b>19</b>	1	<b>Área total (Ha)</b>	<b>40,50</b>
<b>20</b>	1		

#### 3.4.6. Intensidad de precipitación

El valor de la I, puede obtenerse de una curva de relación intensidad- duración-frecuencia (i-d-f) para una duración igual al tiempo de concentración y para un tiempo de retorno dado.

Se adopta la curva (i-d-f) de la ciudad de Concepción del Uruguay. Dicha relación se obtuvo por medio del proyecto “Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Entre Ríos”, desarrollado por el Grupo de Investigación en Hidrología e Hidráulica (GIHHA) de la Facultad Regional de Concordia, de la Universidad Tecnológica Nacional.

$$I = \frac{1086.9 * (Tr)^{0.19}}{(d + 9)^{0.78}}$$

Donde:

**I:** Intensidad de precipitación (mm/h)

**Tr:** periodo de retorno en años

**d:** duración de la lluvia en minutos

#### 3.4.7. Periodo de Retorno

El periodo de retorno es la inversa de la probabilidad de que un determinado evento hidrológico sea igualado o excedido en un año cualquiera.

Al decidirse por lo tanto que una determinada obra será proyectada para un caudal con periodo de retorno de T años, automáticamente se decide el grado de protección otorgado a esa población o, en otras palabras, el riesgo a que esa población está sujeta, después de construida la obra.



Cuanto mayor es el periodo de retorno, mayor será el porte de las obras, y por lo tanto, mayor es el costo de la misma y mayor es la interferencia con el ambiente urbano.

Un razonamiento que es comun pero equivocado es elegir periodos de retornos pequeños para minimizar costos. Tal actitud tiene invariablemente consecuencias adversas, pues estimula la ocupacion de areas impropias debido a una falsa sensacion de seguridad.

Tabla 3.10 | Periodos de Retorno Obras de Arte Según DNV.

<b>Argentina (Dirección Nacional de Vialidad)</b>		
	Alcantarillado	25
	Puentes (para caudal)	100
	Puentes (con erosión)	500

Debido a la magnitud e importancia de la obra se dimensiona para un periodo de retorno

$$Tr = 25 \text{ años}$$

Con los parámetros antes determinados se calculó la intensidad de la precipitación como así también los caudales máximos que escurrirán.

### 3.4.8. Tiempo de Concentración

También denominado tiempo de respuesta de la cuenca, se atribuye normalmente al tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto de la cuenca más alejado, según el recorrido de drenaje, del desagüe en llegar a este, es decir, que toda la cuenca está contribuyendo a la generación del flujo en el desagüe.

Para la determinación del tiempo de concentración se adopta la ecuación propuesta por Kirpich que calcula el tiempo de concentración  $T_c$ , en minutos, según la expresión.

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Siendo:

L: Longitud del cauce principal de la cuenca en metros,

S: Pendiente promedio del recorrido principal en m/m.

Como se observa en la siguiente imagen, para cada cuenca se señalaron con flechas las trayectorias de los cauces principales que escurrirán por las calles. Los datos de longitud se obtuvieron con el software AutoCAD, las pendientes se calcularon con la siguiente ecuación.



$$s(\%) = \left( \frac{(\text{Cota inicio. del cauce} - \text{Cota final. del cauce})}{\text{Longitud del Cauce}} \right) * 100\%$$

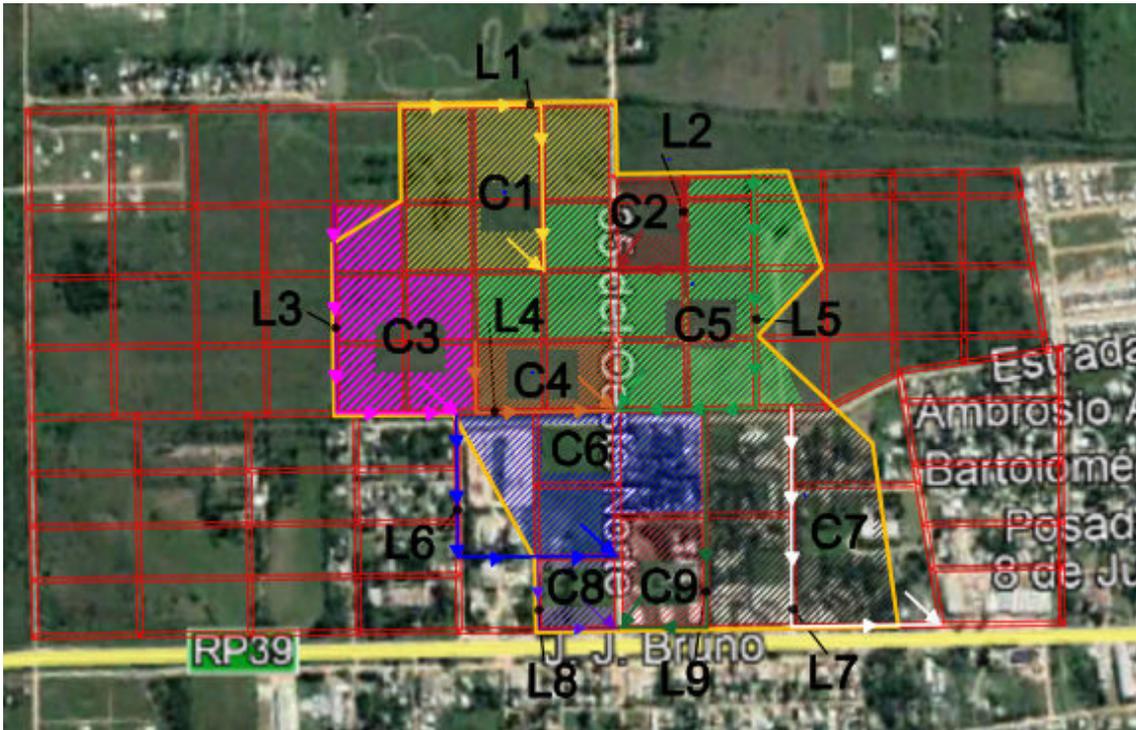


Ilustración 3.34 | Adaptación Cuencas-Manzanas con Sentido de Esguerrimiento

En la tabla 3.10 se observan los valores de Tc correspondientes a cada cuenca. Este parámetro será utilizado para los cálculos de capacidad en imbornales y posteriormente para dimensionar los conductos.

Tabla 3.11 | Información Sub-Cuencas Adaptadas a Urbanización Futura

Cuenca	Longitud x Calzada	Pendiente Long.	Tc
	(m)	(m/m)	(min)
1	458	0,02	9,89
2	246	0,028	5,32
3	521	0,019	11
4	318	0,011	9,34
5	561	0,024	10,7
6	458	0,005	16,2
7	434	0,008	13,37
8	228	0,029	5,01
9	302	0,008	9,99



### 3.5. Análisis Hidráulico

#### 3.5.1. Imbornales

##### 3.5.1.1. Análisis de la Posición de Imbornales

Las posiciones de los sumideros fueron seleccionadas de tal forma que la mitad de los caudales que escurren por las calles no superen la capacidad de captación de los imbornales.

Para determinar el caudal en un tramo de un ramal en particular se necesitan cuantificar las áreas de las manzanas que aportan directamente al sistema y las que lo hacen en forma indirecta.

Al existir imbornales en un tramo de la red, en el contiguo no habrá acumulación de áreas indirectas. De todos modos, se tendrá en cuenta si el sumidero no es capaz de captar el total del efluente, sumando al caudal del tramo ahora en estudio el pasante del tramo anterior. Lo mismo ocurre al analizar el troncal, si en el último tramo de un ramal hay una boca de tormenta, ésta no aportará al colector principal.

Antes de comenzar con el análisis es necesario conocer el tipo de imbornal a utilizar y las posibles posiciones.

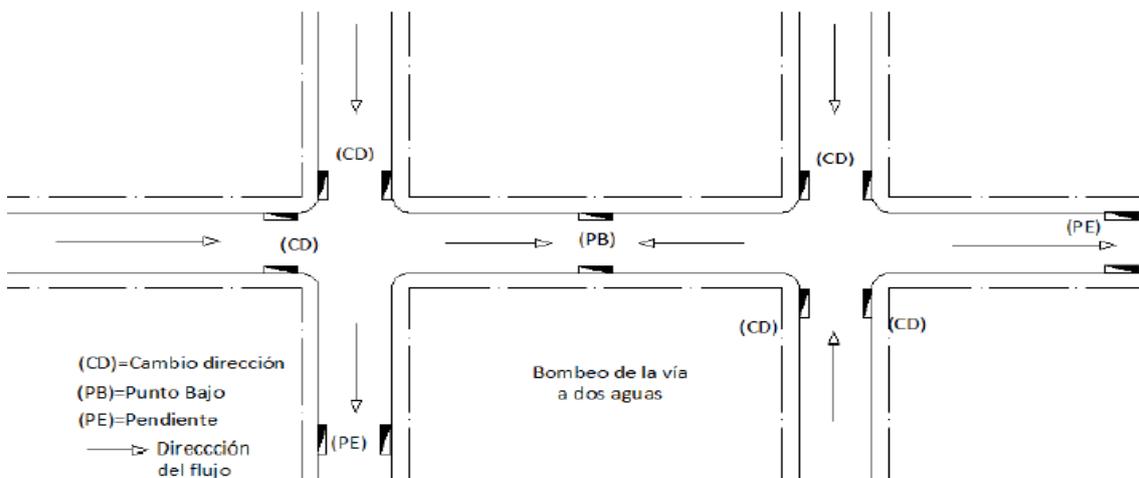


Ilustración 3.35 | Esquema Ubicación de Imbornales

Tabla 3.12 | Comparación de Parámetros para la Selección de Imbornales.

Estructuras De Captación		
	Sumideros Tipo rejilla	Sumideros Tipo Ventana
Distancia entre sum. (m)	120	
	i Long= 0,4% d= 50	
	0,4% ≤ i Long ≤ 0,6% d= 60	
	0,6% ≤ i Long ≤ 1% d= 70	
	1% ≤ i Long ≤ 3% d= 80	
Elección	i Long ≥ 3% en pendientes	i Long ≤ 3% en puntos bajos
Posición	zona intermedia de la calle con i Long ≥ 10%	zona intermedia de la calle con i Long ≤ 5%
	-	i Long ≥ 5% se usan deflectores
	-	terreno plano, se inclina el cordón cuenta

Tanto los tramos de los ramales, como así también los del troncal, no superan al 3% de pendiente longitudinal por lo que se adoptan sumidero tipo ventana en las proximidades de las esquinas de calles.



Ilustración 3.36 | Esquema Preselección Red de Captación y Transporte.

### 3.5.1.2. Capacidad de Captación.

Son las estructuras destinadas a captar e introducir el efluente al sistema de conducción.

Capacidad máxima de un sumidero: la misma depende del tipo, tamaño y diseño de la rejilla. Su capacidad hidráulica se puede estimar suponiendo que funciona hidráulicamente como vertederos para pequeñas alturas de agua ( $h \leq 15$  cm) y como orificio para alturas de agua mayores. Colocados en una calle con pendientes no



siempre logran captar toda el agua que viene por ellas anques teóricamente dispongan de capacidad para ello.

Sumidero de reja de largo L en metros (a lo largo de la cuneta) y el ancho b en metros (transversal a la calle), con rejilla de área de abertura A, en metros cuadrados, puede evacuar como máximo un caudal Q en metros cúbicos por segundo.

$$Q_m = 1.66 * (L + 2 * b) * h^{1.5} \quad \text{Si funciona como vertedero} \quad h < 1.6 * \frac{A}{L+2*b}$$

$$Q_m = 2.66 * A * h^{0.5} \quad \text{Si funciona como orificio} \quad h \geq 1.6 * \frac{A}{L+2*b}$$

Donde h es la altura de agua del escurrimiento en la calle frente al sumidero, en metros.

Un sumidero de ventana de largo L en metros (a lo largo del cordón), y la altura de abertura vertical a en metros, puede evacuar un caudal máximo Q en metros cúbicos por segundo.

$$Q_m = 1.27 * L * h^{1.5} \quad \text{Si funciona como vertedero} \quad h < a$$

$$Q_m = 3.66 * L * a * h^{0.5} \quad \text{Si funciona como orificio} \quad h \geq a$$

Donde h es la altura de agua del escurrimiento en la calle frente al sumidero, en metros.

### 3.5.1.3. Eficiencia de los sumideros

Los sumideros no necesariamente logran captar el caudal correspondiente a su capacidad maxima. En la realidad, los sumideros captan solo parte del escurrimiento proveniente de la cuneta, la fraccion no captada escurre aguas abajo y debe adicionarse al caudal que recibe la calle, quedando por lo tanto para el siguiente sumidero.

En terminos de diseño se habla de la eficiencia de un sumidero E, como la proporcion que es capaz de captar del caudal que escurre por la cuneta. Esta depende principalmente de las características geometricas de la cuenca, de las características geométricas del sumidero y de la magnitud del caudal que escurre por la cuneta. La capacidad de diseño del sumidero debe considerarse como el valor minimo entre las dos opciones siguientes:

$$\begin{aligned} Q_s &= E \cdot Q = (E_H + E_L)Q & \text{si } (E_H + E_L)Q \leq Q_m \\ Q_s &= Q_m & \text{si } (E_H + E_L)Q > Q_m \end{aligned}$$

Donde:

Qs: Caudal captado por el sumidero,



Q: Caudal que escurre por la cuneta aguas arriba,

Qm: Capacidad máxima de captación del sumidero.

E: Eficiencia global (suma de la eficiencia de los sumideros tipo reja y los de ventana)

Para todos los casos se verifica que  $E * Q > Qm$ , de todos modos se decidió determinar las dimensiones del sumidero con el caudal Qm.

Un sumidero del tipo reja de largo L(m), y un ancho b(m), colocados en la cuneta captan una proporción  $E_H$  del caudal que circula por la calle con un escurrimiento de ancho superficial T (m), una velocidad V (m/s), y una pendiente transversal de la cuneta  $S_x$ (m/m).

$$E_H = E_0 + R_r(1 - E_0) \quad 0 \leq E_H \leq 1$$

$$E_0 = 1 - \left(1 - \frac{b}{T}\right)^{2,67} \quad 0 \leq E_0 \leq 1$$

$$R_r = \frac{1}{\left(1 + \frac{0,0828V^{1,8}}{S_x L^{2,3}}\right)} \quad 0 \leq R_r \leq 1$$

En un sumidero de ventana de altura de la abertura a, en metros, dispuesta en la cuneta, en que la altura del escurrimiento es h (m), se logra captar una proporción  $E_L$  del caudal que escurre por la calle. L (m) es el largo de la abertura del sumidero,  $S_L$  (m/m) es la pendiente longitudinal de la calle, Q (m<sup>3</sup>/s) el caudal que escurre por la calle, n (adimensional) es el coeficiente de Manning.

$$\text{si } h \leq a \quad E_L = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T}\right)^{1,8} \quad 0 \leq E_L \leq 1$$

$$\text{si } h > a \quad E_L = 1$$

$$L_T = 0,817Q^{0,42} S_L^{0,3} (nS_x)^{-0,6} \quad \text{con } L_T \text{ mínimo igual a } L$$

Cuando la altura del escurrimiento sobrepasa la abertura del sumidero el caudal queda limitado solamente por la capacidad máxima del sumidero lateral.



A continuación, en la tabla 3.27, se disponen las dimensiones estándar de sumideros según bibliografía específica. A partir de estos datos se procedió a calcular la capacidad por módulo de longitud unitaria lo que posibilita presumir la ubicación estimada de cada dispositivo de captación y el tamaño de los mismos.

Tabla 3.13 | Dimensiones Estándar Sumideros según Memoria de Diseño de Sumideros LL-8

Características	Sumidero S1 ó S2	Sumidero S3 ó S4	Sum. especial SERVIU
<b>Sumidero Horizontal</b>			
Largo L, en metros	0,98	0,66	3,0
Ancho b, en metros	0,41	0,41	0,70
Área libre, rejilla Fe laminado, m <sup>2</sup>	0,22	0,15	0,93
<b>Sumidero Lateral</b>			
Largo L, en metros	0,98	---	3,0
Altura a, en metros	0,1	---	0,1
<b>Eficiencia de Sumideros</b>			
Condición de diseño (1m en la cuneta) para cualquier pendiente longitudinal	0,90	0,80	1,00
<b>Flujo a cuneta llena</b>			
Pend. long. de la calzada < 0,01	0,45	0,40	0,75
0,01 ≤ Pend. long. de la calzada ≤ 0,05	0,25	0,20	0,75
Pend. long. de la calzada > 0,05	0,10	0,05	0,50

En la tabla 3.14, se presenta la capacidad de ambos tipos de sumideros por cada módulo.

Tabla 3.14 | Calculo Capacidad Unitaria de Imbornales por Módulo.

<b>Sumidero Reja</b>			
<b>Longitud Reja [m]</b>	<b>Ancho de Reja [m]</b>	<b>Altura Cordón [m]</b>	<b>Capacidad [m<sup>3</sup>]</b>
1	0,4	0,15	0,174
<b>Sumidero Ventana</b>			
<b>Longitud [m]</b>	<b>Altura [m]</b>	<b>Capacidad [m<sup>3</sup>]</b>	
1	0,15	0.074	

#### 3.5.1.4. Cálculo Sumideros.

Habiendo obtenido los parámetros necesarios descriptos en los apartados anteriores se procede a realizar el cálculo hidráulico de la cuenca utilizando para cada tramo de manzana el Tc correspondiente a la subcuenca a la que pertenece, la intensidad de precipitación según la curva I-D-F y el caudal mediante el método racional. Se asumen imbornales ubicados según la ilustración (arriba de 3.8.3.) de una capacidad de 0.074 m<sup>3</sup>/s por módulo.



Tabla 3.15 | Cálculo Capacidad de Imbornales en Ramales.

Análisis Ramales													
Ramal	Tramo	L	S	A	A	A	C <sub>total</sub>	T <sub>c</sub>	I	Q	Q p/sum	Cap. unit	Cap. total
		(m)	(m/m)	directa (Ha)	indirecta (Ha)	total (Ha)		total i. (min)					
1	A-B	108	0,019	1,1	0,0	1,1	0,704	9,9	202,4	0,44	0,22	0,07	0,22
	B-a	108	0,009	1,1	0,0	1,1							0,22
2	A-B	108	0,014	0,8	0,0	0,8		11,0	193,6	0,29	0,14		0,15
	B-C	108	0,019	1,0	0,0	1,0		9,9	202,4	0,40	0,20		0,22
	C-b	108	0,009	1,0	0,0	1,0		9,9	202,4	0,40	0,20		0,22
3	A-B	108	0,009	1,0	0,0	1,0		11,0	193,6	0,38	0,19		0,22
	B-C	108	0,005	1,0	0,0	1,0		11,0	193,6	0,38	0,19		0,22
	C-c	108	0,019	1,0	0,0	1,0		10,7	195,9	0,38	0,19		0,22
4	A-B	108	0,023	1,0	0,0	1,0		11,0	193,6	0,38	0,19		0,22
	B-C	108	0,005	1,0	0,0	1,0		11,0	193,6	0,38	0,19		0,22
	C-d	108	0,005	2,2	0,0	2,2		9,3	207,5	0,88	0,44		0,37
5	A-B	108	0,065	0,4	0,0	0,4		10,7	195,9	0,15	0,077		0,074
	B-a	108	0,009	0,4	0,0	0,4		10,7	195,9	0,15	0,08		0,07
6	A-B	108	0,037	1,0	0,0	1,0		10,7	195,9	0,38	0,19		0,22
	B-b	108	0,009	1,0	0,0	1,0		10,7	195,9	0,38	0,19		0,22
7	A-B	108	0,014	1,0	0,0	1,0		10,7	195,9	0,38	0,19		0,22
	B-c	108	0,009	1,0	0,0	1,0		10,7	195,9	0,38	0,19		0,22
8	A-B	108	0,009	1,0	0,0	1,0		10,7	195,9	0,38	0,19		0,22
	B-d	108	0,014	1,0	0,0	1,0		10,7	195,9	0,38	0,19		0,22
1*	A-B	43	0,081	0,9	0,0	0,9		13,4	177,3	0,32	0,16		-
	B-C	125	0,032	0,0	0,9	0,9	13,4	177,3	0,32	0,16	0,22		
	C-f	125	0,008	1,6	0,0	1,6	13,4	177,3	0,57	0,28	0,30		
2*	A-B	125	0,006	2,0	0,0	2,0	13,4	177,3	0,69	0,34	0,37		
	B-h	125	0,006	1,6	0,0	1,6	13,4	177,3	0,57	0,28	0,30		

Tabla 3.16 | Cálculo Capacidad de Imbornales en Troncal Único.

Análisis Troncal Único												
Troncal	L	S	A	A	A	C <sub>total</sub>	T <sub>c</sub>	I	Q	Q p/sum	Cap. unit	Cap. total
		(m/m)	directa (Ha)	indirecta (Ha)	total (Ha)		total i. (min)					
a-b	100	0,030	1,5	0,0	1,5	0,704	5,3	251,6	0,74	0,37	0,07	0,37
b-c	100	0,005	2,0	0,0	2,0		5,3	251,6	0,98	0,49		0,52
c-d	100	0,010	2,0	0,0	2,0		10,7	195,9	0,91	0,46		0,44
d-e	104	0,005	2,0	0,0	2,0		9,3	207,5	0,90	0,45		0,44
e-f	43	0,023	1,2	0,0	1,2		16,2	161,7	0,38	0,19		-
f-g	57	0,005	1,6	1,2	2,8		16,2	161,7	0,89	0,44		0,44
g-h	106	0,011	1,2	0,0	1,2		16,2	161,7	0,37	0,19		0,22
h-i	50	0,005	2,7	0,0	2,7		5,01	255,6	1,37	0,68		0,96

En total fue necesario implementar 29 sumideros en las cercanías de las esquinas de las calles, además de un sumidero de reja que ocupó el ancho total del



pavimento para captar el fluente proveniente de las manzanas 32 y 36 que debido a la escasa longitud del tramo no se pueden disponer sumideros de ventana.

Tabla 3.17 | Resumen Dimensiones Seleccionadas Sumideros en Ramales.

Ramal	Designación	Dimensiones Sumidero Tipo Ventana		Dimensiones Sumidero Tipo Reja	
		h	n° de módulos	b	L
		(m)	(mL)	(m)	(m)
1	S1	0,15	3	-	-
	S2	0,15	2	0,4	1
2	S5	0,15	2	-	-
	S6	0,15	3	-	-
	S7	0,15	3	-	-
3	S11	0,15	3	-	-
	S12	0,15	3	-	-
	S13	0,15	3	-	-
4	S17	0,15	3	-	-
	S18	0,15	3	-	-
	S19	0,15	2	0,4	2
5	S3	0,15	2	-	-
	S4	0,15	2	-	-
6	S9	0,15	3	-	-
	S10	0,15	3	-	-
7	S15	0,15	3	-	-
	S16	0,15	3	-	-
8	S21	0,15	3	-	-
	S22	0,15	3	-	-
1*	S24	0,15	3	-	-
	S25	0,15	2	0,4	1
2*	S28	0,15	2	0,4	1,5
	S29	0,15	2	0,4	1

Tabla 3.18 | Resumen Dimensiones Seleccionadas Sumideros en Troncal.

Troncal	Designación	Dimensiones Sumideros Tipo Ventana		Dimensiones Sumideros Tipo Reja	
		h	n° de módulos	b	L
		(m)	(mL)	(m)	(m)
a-b	S8	0,15	2	0,4	1,5
b-c	S14	0,15	2	0,4	2
c-d	S20	0,15	2	0,4	2
d-e	S23	0,15	2	0,4	2
f-g	S26	0,15	2	0,4	2
g-h	S27	0,15	3	-	-
h-i	S30	-	-	0,4	4,5



Una vez finalizados los cálculos se concluye que la distribución propuesta es correcta, por lo cual el sistema queda formado como se ve en la Ilustración 3.36, restando solo el cálculo de las dimensiones de los conductos subterráneos.

### 3.5.2. Conductos

El análisis comienza cuantificando el área de aporte directo e indirecto para cada tramo del sistema, la concentración del efluente durante las precipitaciones se representa con la acumulación de áreas al aplicar el método racional. Al llegar al último tramo del sistema se tendrá aporte de toda la cuneca.

Tabla 3.19 | Cálculo Hidráulico de Ramales.

Análisis Ramales										
Ramal	Tramo	L	S	A	A	A	C <sub>total</sub>	T <sub>c</sub>	I	Q
		(m)	(m/m)	directa (Ha)	indirecta (Ha)	total (Ha)		total i. (min)		
1	B-a	108	0,009	1,1	1,1	2,2	0704	9,9	202,4	0,87
2	B-C	108	0,019	1,0	0,8	1,8		9,9	202,4	0,70
	C-b	108	0,009	1,0	1,8	2,8		9,9	202,4	1,09
3	B-C	108	0,005	1,0	1,0	2,0		11,0	193,6	0,76
	C-c	108	0,019	1,0	2,0	3,0		10,7	195,9	1,15
4	B-C	108	0,005	1,0	1,0	2,0		11,0	193,6	0,76
	C-d	108	0,005	2,2	2,0	4,2		9,3	207,5	1,69
5	B-a	108	0,009	0,4	0,4	0,8		10,7	195,9	0,31
6	B-b	108	0,009	1,0	1,0	2,0		10,7	195,9	0,77
7	B-c	108	0,009	1,0	1,0	2,0		10,7	195,9	0,77
8	B-d	108	0,014	1,0	1,0	2,0		10,7	195,9	0,77
1*	C-f	125	0,008	1,6	0,9	2,5		13,4	177,3	0,88
2*	B-h	125	0,006	1,6	2,0	3,6	13,4	177,3	1,25	

A continuación, se propone estudiar el troncal principal dispuesto en la calle 35 del Oeste Norte con dos posibilidades. La primera es un conducto único de H° A° dispuesto en la mitad del ancho del pavimento y la segunda dispondría de dos conductos uno a cada lado de la calzada ocupando el ancho total del pavimento.



### 3.5.2.1. Análisis Troncal Único.

Tabla 3.20 | Cálculo Hidráulico del Troncal Único.

Análisis Troncal Único									
Troncal	L	S	A	A	A	C total	Tc	I	Q
		(m/m)	directa (Ha)	indirecta (Ha)	total (Ha)		total i. (min)		
a-b	100	0,030	1,5	3,0	4,5	0,704	7,6	223,9	1,97
b-c	100	0,005	2,0	9,3	11,3		8	219,8	4,84
c-d	100	0,010	2,0	16,3	18,3		10,7	195,9	7,00
d-e	104	0,005	2,0	24,4	26,4		10	201,5	10,42
e-f	43	0,023	1,2	26,4	27,6		16,2	161,7	8,73
f-g	57	0,005	1,6	30,2	31,8		16,2	161,7	10,05
g-h	106	0,011	1,2	31,8	33,0		16,2	161,7	10,43
h-i	50	0,005	2,7	36,6	39,3		7,5	225,0	17,30

### 3.5.2.2. Análisis Troncales Paralelos.

Tabla 3.21 | Cálculo Hidráulico del Troncal Izquierdo.

Análisis Troncal Izquierdo									
Troncal	L	S	A	A	A	C total	Tc	I	Q
		(m/m)	directa (Ha)	indirecta (Ha)	total (Ha)		total i. (min)		
a-b	100	0,030	1,1	1,1	2,2	0,704	7,6	223,9	0,96
b-c	100	0,005	1,0	5,0	6,0		8	219,8	2,56
c-d	100	0,010	1,0	9,0	10,0		10,7	195,9	3,82
d-e	104	0,005	1,0	14,1	15,1		10	201,5	5,97
e-f	43	0,023	1,2	15,1	16,3		16,2	161,7	5,16
f-g	57	0,005	0,0	16,3	16,3		16,2	161,7	5,16
g-h	106	0,011	1,2	16,3	17,5		16,2	161,7	5,53
h-i	50	0,005	1,1	17,5	18,6		7,5	225,0	8,18

Tabla 3.22 | Cálculo Hidráulico del Troncal Derecho.

Análisis Troncal Derecho									
Troncal	L	S	A	A	A	C total	Tc	I	Q
		(m/m)	directa (Ha)	indirecta (Ha)	total (Ha)		total i. (min)		
a-b	100	0,030	0,4	0,4	0,8	0,704	7,6	223,9	0,35
b-c	100	0,005	1,0	2,8	3,8		8	219,8	1,63
c-d	100	0,010	1,0	5,8	6,8		10,7	195,9	2,61
d-e	104	0,005	1,0	8,8	9,8		10	201,5	3,86
e-f	43	0,023	0,0	9,8	9,8		16,2	161,7	3,10
f-g	57	0,005	1,6	12,3	14,0		16,2	161,7	4,42
g-h	106	0,011	0,0	14,0	14,0		16,2	161,7	4,42
h-i	50	0,005	1,6	17,6	19,2		7,5	225,0	8,47



Aunque el valor del Q que escurriría por un solo conducto es superior a que, si lo hiciera por dos, la elección de la alternativa será realizada en base a un criterio técnico-económico para lo cual es necesario el dimensionado de las estructuras.

### 3.5.3. Cálculo de Conductos.

#### 3.5.3.1. Método de Cálculo.

En general el flujo que circula puede clasificarse en permanente o no, uniforme o variable, laminar o turbulento.

Se enuncia a continuación de manera breve cada tipo de flujo.

**Fujo Permanente:** tiene lugar cuando, en un punto cualquiera, la velocidad, densidad, presión, caudal de las sucesivas partículas que pasan por dicho punto no varían en el tiempo. Ejemplos de este flujo son el transporte de líquidos bajo condiciones constantes de altura de carga o el vaciado de depósitos por orificios, bajo altura de carga constante que pueden o no ser uniformes

**Fujo Uniforme:** Tiene lugar cuando el módulo, la dirección y el sentido de la velocidad no varían de un punto a otro del fluido, esto implica que las otras magnitudes como el tirante hidráulico, densidad y presión no varíen en el espacio. Es aplicable por ejemplo al flujo de líquidos bajo presión a través de tuberías de diámetro constante y gran longitud, sea el régimen permanente o no.

El flujo del efluente pluvial en los conductos tanto abiertos como cerrados es por acción de la gravedad y solo están envueltos parcialmente en un contorno sólido. El fluido tiene régimen constante y uniforme por lo que no habrá variaciones del tirante, caudal, velocidad, densidad y presión.

Se utiliza la ecuación de Chezy para determinar la velocidad del fluido.

$$V = C * \sqrt{R * S}$$

Siendo

$$C = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}}$$

$$Q = V * A$$

$$R = A/\chi$$

Para canal rectangular

$$A = Bf * h$$

$$\chi = Bf + 2 * h$$



$$R = \frac{Bf * h}{(Bf + 2 * h)}$$

Donde:

V: velocidad del fluido (m/s)

Q: caudal (m3/s)

S: Pendiente longitudinal de la calle (m/m),

R: Radio hidráulico,

A: Sección hidráulica,

X: Perímetro mojado

Bf: Base de Fondo o Solera,

h: tirante hidráulico.

C: Coeficiente de Chezy

n: Coeficiente de rugosidad de Manning,  $n_{\text{hormigon}} = 0.013$ ;  $n_{\text{PVC}} = 0.009$

Empleando la ecuación de continuidad para fluidos incompresibles, reordenando los términos y despejando el tirante hidráulico se calculará posteriormente la altura total de la estructura; para ello fue empleado el software H-Canales.

$$Q = A * v = A * \left( \frac{1}{n} * R^{\left(\frac{2}{3}\right)} * S^{\left(\frac{1}{2}\right)} \right)$$

$$H_{\text{ramal}} = \text{esp. pavimento} + h_{\text{hidraulico}} + \text{revancha} + \text{esp. solera}$$

$$H_{\text{troncal}} = \text{esp. pavimento} + H_{\text{ramal}} + h_{\text{hidraulico}} + \text{revancha} + \text{esp. solera}$$

Siendo:

H: altura total de la estructura medida desde la superficie del pavimento.

Esp. Pavimento de Hormigón Armado = 15 cm

H ramal: altura de estructura que acomete al troncal principal,

Revancha hidráulica = 10 cm

Tirante hidráulico h: según cálculos

El ancho total de la estructura se calcula como sigue

$$b = 2 * \text{esp. tabique lateral} + B_s$$



Por ultimo utilizando la ecuación de continuidad con las dimensiones finales de los conductos, sus pendientes y caudales se determinarán la velocidad de escurrimiento para cada tramo. Finalmente se realizará el análisis de sedimentación y erosión de las estructuras.

Adoptando

Q: Mitad del caudal proveniente del análisis del  $Q_{max}$  (m<sup>3</sup>/s)

V: velocidad del fluido a determinar (m/s)

A: sección hidráulica (Bs x h)

Fueron propuestas dos formas seccionales diferentes con procesos constructivos también distintos. Para el primero se adoptaron conductos rectangulares de H° A° fabricado in situ, en el segundo caso se adoptaron conductos circulares prefabricado de H° o bien PVC.

### 3.5.3.2. Conducto Rectangular de Ramales

Tabla 3.23 | Cálculo Hidráulico Conducto Rectangular en Ramales.

Datos de los Ramales					Calculo hidráulico		Dimensiones Estructura		Resultados	
Ramal	Tramo	L	S	Q por conducto	Bs	H	b	h	Vel.	bxh
		(m)	(m/m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
1	B-a	108	0,009	0,44	1,50	0,16	1,70	0,51	1,81	1,7x0,65
2	B-C	108	0,019	0,35	1,50	0,11	1,70	0,46	2,11	
	C-b	108	0,009	0,55	1,50	0,18	1,70	0,53	2,02	
3	B-C	108	0,005	0,38	1,50	0,17	1,70	0,52	1,48	
	C-c	108	0,019	0,57	1,50	0,15	1,70	0,50	2,55	
4	B-C	108	0,005	0,38	1,50	0,17	1,70	0,52	1,48	
	C-d	108	0,005	0,85	1,50	0,30	1,70	0,65	1,88	
5	B-a	108	0,009	0,15	1,50	0,08	1,70	0,43	1,28	
6	B-b	108	0,009	0,38	1,50	0,14	1,70	0,49	1,82	
7	B-c	108	0,009	0,38	1,50	0,14	1,70	0,49	1,82	
8	B-d	108	0,014	0,38	1,50	0,12	1,70	0,47	2,13	
1*	C-f	125	0,008	0,44	1,50	0,16	1,70	0,51	1,84	
2*	B-h	125	0,006	0,63	1,50	0,23	1,70	0,58	1,82	



### 3.5.3.3. Conducto de Troncal Único

Tabla 3.24 | Cálculo Hidráulico Conducto Rectangular en Troncal Único.

Datos del Troncal Único				Calculo Hidráulico		Sección Estructura		Resultados	
Troncal	L	S	Q <sub>único</sub>	B <sub>s</sub>	H	b	h	bxh (mxm)	Vel. (m/s)
	(m)	(m/m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)		
a-b	100	0,030	1,97	3,80	0,15	4,00	1,10	4x2	3,46
b-c	100	0,005	4,84	3,80	0,44	4,00	1,39		2,89
c-d	100	0,010	7,00	3,80	0,44	4,00	1,39		4,18
d-e	104	0,005	10,42	3,80	0,73	4,00	1,68		3,76
e-f	43	0,023	8,73	3,80	0,39	4,00	1,34		5,89
f-g	57	0,005	10,05	3,80	0,71	4,00	1,66		3,73
g-h	106	0,011	10,43	3,80	0,56	4,00	1,51		4,90
h-i	50	0,005	17,30	3,80	1,03	4,00	1,98		4,42

### 3.5.3.4. Conductos en Troncales Paralelos

Tabla 3.25 | Cálculo Hidráulico Conducto Rectangular en Troncal Izquierdo.

Datos del Troncal Izquierdo				Calculo Hidráulico		Dim. Estructura		Resultados	
Troncal	L	S	Q <sub>izq</sub>	B <sub>s</sub>	H	b	h	bxh (mxm)	Vel. (m/s)
	(m)	(m/m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)		
a-b	100	0,030	0,96	3,80	0,09	4,00	1,04	4X1,60	2,81
b-c	100	0,005	3,03	3,80	0,32	4,00	1,27		2,50
c-d	100	0,010	4,24	3,80	0,32	4,00	1,27		3,49
d-e	104	0,005	6,40	3,80	0,52	4,00	1,47		3,24
e-f	43	0,023	5,51	3,80	0,29	4,00	1,24		5,00
f-g	57	0,005	5,51	3,80	0,48	4,00	1,43		3,02
g-h	106	0,011	5,88	3,80	0,39	4,00	1,34		3,97
h-i	50	0,005	8,66	3,80	0,64	4,00	1,59		3,56

Tabla 3.26 | Cálculo Hidráulico Conducto Rectangular en Troncal Derecho.

Datos del Troncal Derecho				Calculo Hidráulico		Dim. Estructura		Resultados	
Troncal	L	S	Q <sub>der</sub>	B <sub>s</sub>	H	b	h	bxh (mxm)	Vel. (m/s)
	(m)	(m/m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)		
a-b	100	0,030	0,35	3,80	0,05	4,00	1,00	4X1,60	1,84
b-c	100	0,005	1,81	3,80	0,24	4,00	1,19		1,98
c-d	100	0,010	2,76	3,80	0,25	4,00	1,20		2,90
d-e	104	0,005	4,02	3,80	0,39	4,00	1,34		2,71
e-f	43	0,023	3,23	3,80	0,21	4,00	1,16		4,04
f-g	57	0,005	4,55	3,80	0,42	4,00	1,37		2,85
g-h	106	0,011	4,55	3,80	0,33	4,00	1,28		3,63
h-i	50	0,005	8,64	3,80	0,64	4,00	1,59		3,55

La sección que se necesitará para construir dos conductos troncales de 4m de ancho por 1.6m de profundidad es de 1.44 m<sup>2</sup>/mL, en cambio para materializar un único conducto de 4 m de ancho por 2m de profundidad se necesita 0.80 m<sup>2</sup>/mL. Al haber un



ahorro del 44% aproximadamente en materiales, mano de obra y un gran ahorro de tiempo se decide continuar el análisis con un solo conducto principal por la calle 35 del Oeste Norte.

Con el fin de comparar las soluciones propuestas, se calcularán los conductos de hormigón prefabricado y de PVC de sección circular, por la mayor dificultad a la hora de hacer las tareas de mantenimiento y sumado a la falta de planificación que en general hay en los municipios de la zona se descarta esta solución.

Partiendo del caudal que debe transportar el tramo más exigido se determina el diámetro necesario para los conductos. Por tal motivo se trabaja algebraicamente la fórmula de Chezy- Manning obteniéndose la siguiente ecuación para determinar los diámetros requeridos.

$$D = \left( \frac{3.21 * Q * n}{i^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

La velocidad de escurrimiento se determinó a través de la ecuación de continuidad para fluidos incompresibles.

$$Q = v.A$$

De diversas bibliografías se obtuvieron los siguientes datos.

Tabla 3.27 | Recopilación de Parámetros para Estructuras de Alejamiento.

	Estructura De Alejamiento					
	Ø min	Tapada min	i Long min	Longitud Caño	Velocidad (m/seg)	
	(mm)	(m)		(m)	Máxima	Mínima
<b>Cañería colector</b>	300	1	-	-	5	-
	500		-	-	Ver Tabla	≥ 0,9
	400	1				
	250	0,8				
<b>Caño Colector</b>	400 o 500	-	-			
<b>Caño de Descarga</b>	≥ 200	≥ 0,6	≥ 2%	≤ 15		

Empresas como Hormitec S.R.L que fabrican caños de H° de hasta 1.2 m de diámetros, no siendo suficiente por lo que se recurre a conductos circulares de PVC.



Tabla 3.28 | Cálculo Hidráulico Conducto Circular en Ramales.

Ramal	Tramo	L	S	Q p/ conducto	Diámetro	Vel.
		(m)	(m/m)	(m <sup>3</sup> /s)	(mm)	(m/s)
1	B-a	108	0,009	0,44	0,47	1,13
2	B-C	108	0,019	0,35	0,38	0,91
	C-b	108	0,009	0,55	0,51	1,42
3	B-C	108	0,005	0,38	0,50	0,98
	C-c	108	0,019	0,57	0,45	1,49
4	B-C	108	0,005	0,38	0,50	0,98
	C-d	108	0,005	0,85	0,68	2,20
5	B-a	108	0,009	0,15	0,32	0,40
6	B-b	108	0,009	0,38	0,44	1,00
7	B-c	108	0,009	0,38	0,44	1,00
8	B-d	108	0,014	0,38	0,41	1,00
1*	C-f	125	0,008	0,44	0,48	1,15
2*	B-h	125	0,006	0,63	0,59	1,63

Tabla 3.29 | Cálculo Hidráulico Conducto Circular en Troncal.

Troncal	L	S	Q <sub>único</sub>	Diámetro	Vel.
	(m)	(m/m)	(m <sup>3</sup> /s)	(mm)	(m/s)
b-c	100	0,005	4,84	1,29	1,54
c-d	100	0,010	7,00	1,30	2,23
d-e	104	0,005	10,42	1,73	3,32
e-f	43	0,023	8,73	1,21	2,78
f-g	57	0,005	10,05	1,68	3,20
g-h	106	0,011	10,43	1,48	3,32
h-i	50	0,005	17,30	2,08	5,51

La empresa Tuboloc distribuye cañerías de PVC para saneamiento con diámetros hasta 2m de diámetro interno.

#### 3.5.4. Verificación de Velocidad

Se procede a verificar la velocidad del fluido en el conducto a fin que no se produzca erosión en la estructura ni sedimentación.

La velocidad mínima para evitar la sedimentación es de 0.9 m/s.

Adoptando un hormigón armado de 315 Kg/cm<sup>2</sup> el fluido podrá escurrir como máximo a 5 m/s, por lo que es necesario tomar medidas correctivas respecto del tramo e-f del troncal de H° A° minimizando la erosión.



Tabla 3.30 | Tabla N°3 Velocidad Máxima para Tuberías de Alcantarillado Norma Técnica OS.060.

<b>Velocidad Máxima para tuberías de alcantarillado (m/s)</b>	
<b>Material de la Tubería</b>	<b>Agua con fragmentos de Arena y Grava</b>
Asbesto Cemento	3,0
Hierro Fundido Dúctil	3,0
Cloruro de Polivinilo	6,0
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	3,0
Arcilla Vitrificada	3,5
Concreto Armado de:	
140 Kg/cm <sup>2</sup>	2,0
210 Kg/cm <sup>2</sup>	3,3
250 Kg/cm <sup>2</sup>	4,0
280 Kg/cm <sup>2</sup>	4,3
315 Kg/cm <sup>2</sup>	5,0
Concreto Armado de curado al vapor > 280 Kg/cm <sup>2</sup>	6,6

### 3.6. Propuesta Definitiva del Desagüe Pluvial

Se planificó la ubicación en planta como la tapada necesaria para los conductos en base a las disposiciones técnicas pertinentes.

En la ilustración 3.37 se señaló con flechas azules el escurrimiento superficial del efluente a través de las calles, una vez que ingresa a los sumideros su trayectoria quedará descripta por las flechas de color rojo.

El sistema de drenaje concluye prolongando el troncal único por debajo del Bv. J.J. Bruno, reemplazando las estructuras existentes, las cuales como fue mencionado anteriormente, cuentan con capacidades inferiores a las necesarias para evacuar el caudal actual, por lo que a futuro la situación se vería agravada.

Los conductos adoptan las siguientes posiciones en planta y se pueden observar en la ilustración 3.38.

- Conducto distribuidor de gas: por vereda,
- Conducto troncal de gas: por vereda,
- Conducto colector cloacal: por vereda,
- Conducto troncal cloacal: por vereda,
- Conducto Distribuidor de agua potable: por calle
- Conducto troncal de agua potable: por vereda

Los caños respetan las tapadas mínimas; separaciones entre conductos además de la separación a la línea municipal.

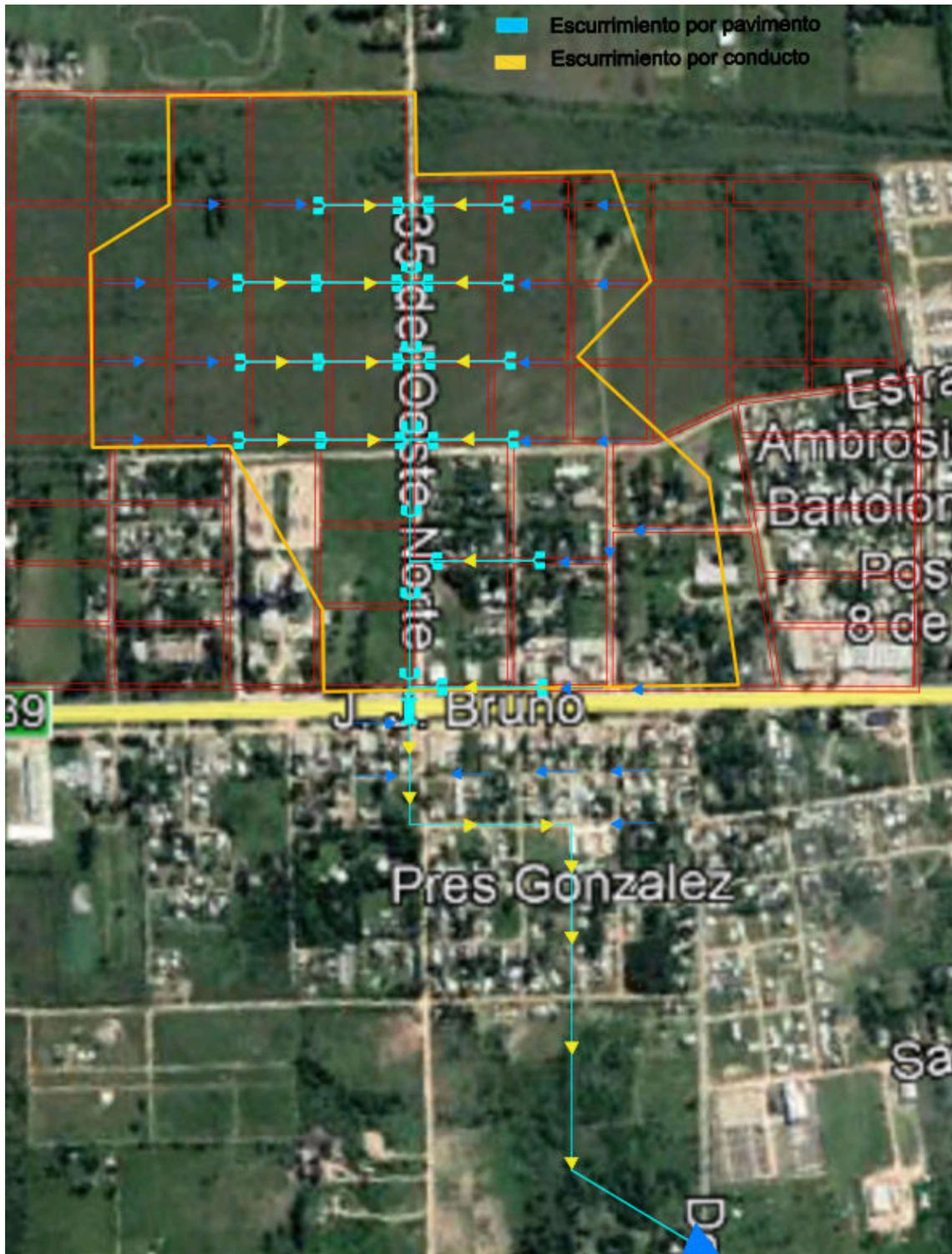


Ilustración 3.37 | Escurrimiento Superficial y Conducción Subterránea

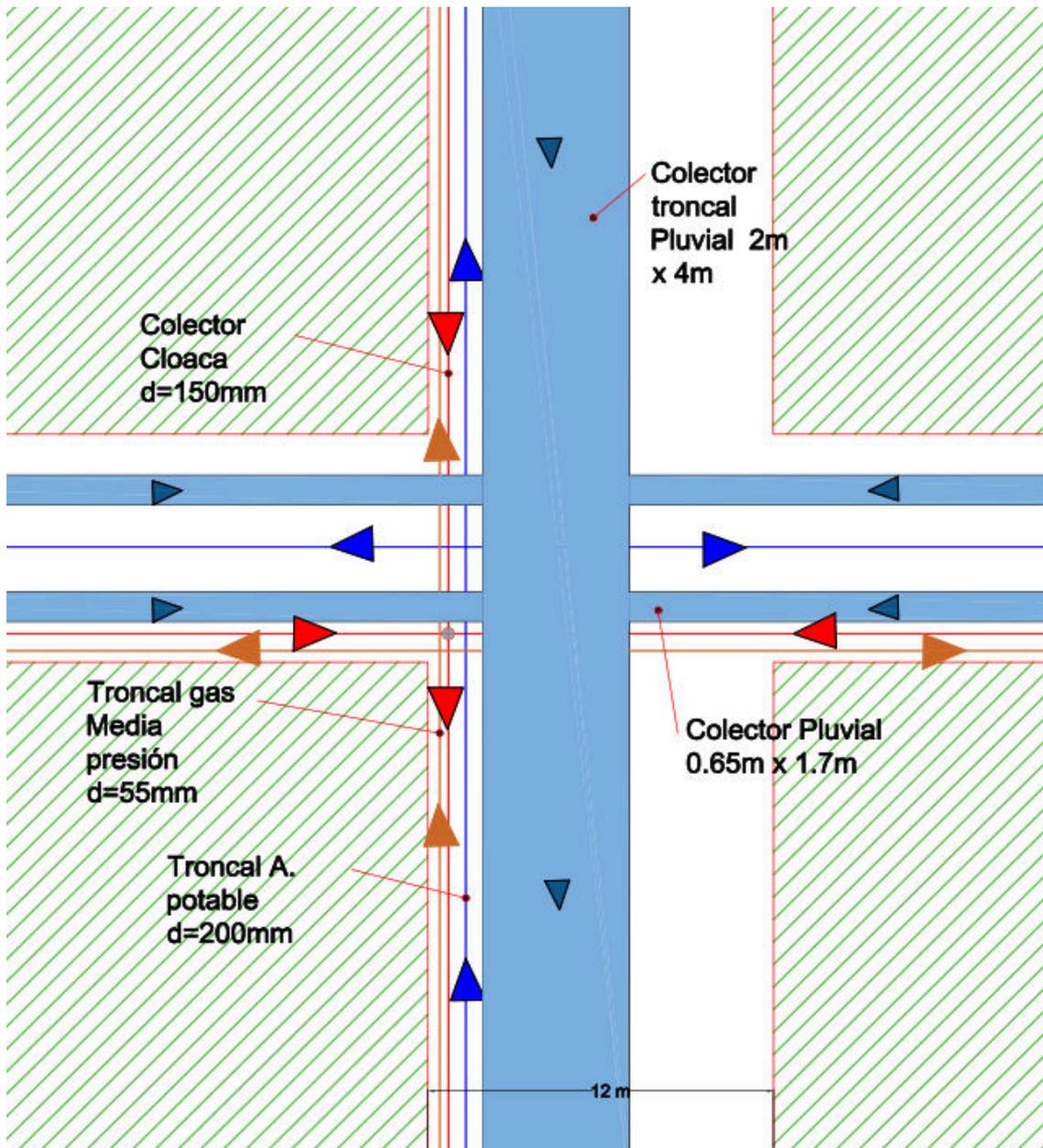


Ilustración 3.38 | Esquema en Planta de Conducción e Interacción con los Demás Servicios

El desagüe cloacal necesitará de cámaras de inspección para realizar los cambios de direcciones necesarios además de permitir los saltos en la cota de entrada para que los caños puedan pasar por debajo de la estructura de hormigón armado. En general se decidió que cualquier caño que pasara por debajo del conducto pluvial debería hacerlo por lo menos 15cm debajo de la base de dicha estructura.



## Calle 35 del Oeste Norte

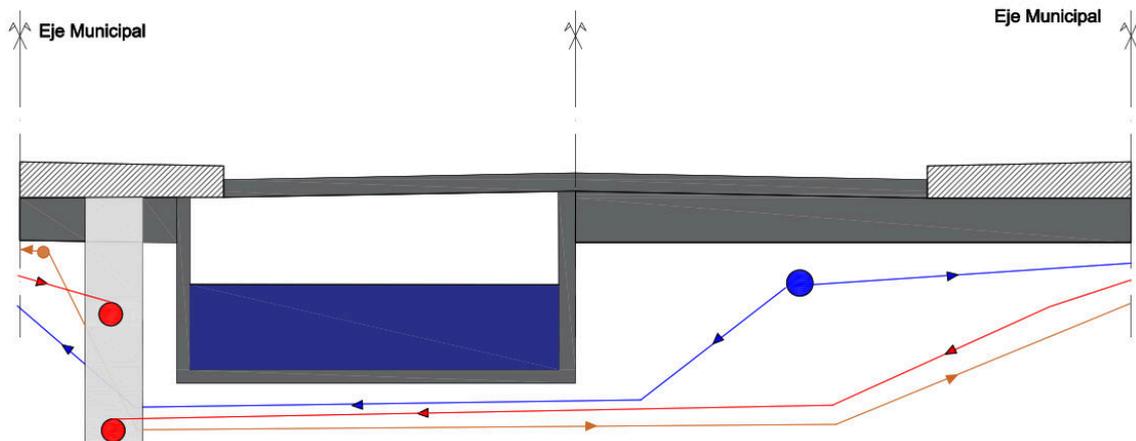


Ilustración 3.39 | Esquema Transversal de Conducción e Interacción con los demás Servicios

### 3.7. Plan de Mantenimiento

Debe ser proyectado un plan de limpieza y mantención de los sistemas para así evitar el anegamiento debido a obstrucciones.

En época de estiaje el caudal que circula por el conducto es menor, evitando que los sedimentos puedan ser arrastrados, siendo el momento ideal para hacer las tareas de limpieza y mantenimiento.

Se pueden utilizar diversos sistemas de limpieza tales como palas, rastrillos tanto mecánicos como manuales, según la disponibilidad económica del municipio.

En este caso no usamos cámaras desarenadoras en las estructuras rectangulares debido a que por su gran sección se facilita la remoción con elementos mecánicos. Para la solución convencional de caños prefabricados se adoptarían cámaras desarenadoras.

### 3.8. Cómputo y Presupuesto Estimado

En este apartado se procedió a realizar un conteo estimado de los elementos que comprenden a la obra, para posteriormente efectuar un presupuesto aproximado de la misma. Las distintas tareas a realizar fueron agrupadas en rubros, las cuales están compuestas por ítems.

Los precios unitarios fueron determinados por el grupo de Proyecto Final “Drenaje y Prevención de inundaciones en barrio La Concepción” quienes citan como fuentes a C.A.P.E.R y otras publicaciones técnicas especializadas, así como también empresas pertenecientes a los distintos rubros, cabe destacar, que el presupuesto realizado es aproximado (acorde a un anteproyecto).



Debido a que los precios unitarios para cada ítem corresponden al año 2016 se proyectó dichos valores al corriente mes. Para ellos de la página de Indec se obtuvo el índice total de la construcción (2016-2020) que indica en % el aumento acumulado en los precios de mano de obra, materiales y gastos generales.

Tabla 3.31 | Cálculo del Índice de la Construcción Histórico 2015-2020.

Nivel General Y Capítulos			Nivel General	Materiales	Mano De Obra	Gastos Generales
Variaciones Porcentuales Respecto Del Mes Anterior	2015	Noviembre	0,9	2,0	0,1	0,5
		Diciembre	2,8	6,9	0,3	1,9
	2016	Enero	2,7	6,0	0,2	3,1
		Febrero	2,0	3,0	0,2	9,4
		Marzo	1,3	1,8	0,6	2,6
		Abril	10,9	2,1	18,3	6,8
		Mayo	2,2	1,9	2,3	3,3
		Junio	0,9	0,8	0,6	4,0
		Julio	0,8	2,3	-0,4	2,3
		Agosto	0,3	0,9	-0,3	1,8
		Septiembre	0,7	1,2	0,4	0,4
		Octubre	5,7	1,5	8,6	5,4
		Noviembre	1,5	1,9	1,1	2,6
		Diciembre	0,8	1,3	0,5	0,3
	2017	Enero	2,7	1,9	3,4	1,5
		Febrero	1,7	1,7	0,1	11,3
		Marzo	1,1	2,0	0,0	3,6
		Abril	5,5	1,0	8,7	4,5
		Mayo	1,1	1,8	0,7	1,4
		Junio	1,1	1,1	0,8	2,1
		Julio	5,9	1,9	9,0	3,3
		Agosto	1,3	2,2	0,8	0,6
		Septiembre	0,8	1,9	0,2	0,3
		Octubre	0,8	1,6	0,3	0,3
		Noviembre	0,4	1,5	-0,2	0,6
		Diciembre	1,4	1,6	0,2	8,3
	2018	Enero	1,1	2,4	0,1	1,9
		Febrero	2,4	2,8	1,8	3,9
		Marzo	1,6	2,5	1,1	0,9
		Abril	5,7	1,7	8,8	3,8
		Mayo	2,8	6,2	0,8	2,3
		Junio	2,5	5,6	0,6	1,5
		Julio	1,7	4,0	-0,0	2,8
		Agosto	3,7	3,1	4,0	4,6
		Septiembre	7,5	14,1	3,6	3,8
		Octubre	2,2	4,0	0,7	2,7
		Noviembre	3,5	1,5	5,2	3,4
		Diciembre*	3,3	1,6	4,7	2,6
	2019	Total	48			



	Nivel General
%	143,34
IC	2,43

### 3.8.1. Computo Métrico

A continuación, se explica de manera resumida, el criterio utilizado para el cómputo de los rubros más relevantes de la obra.

#### Trabajos Preliminares

El rubro de trabajos preliminares comprende todas aquellas tareas previas que se realizan en la obra antes del inicio de la misma, como instalación del obrador, cartel de obra, vallado, instalación de baños químicos, colocación de señalización de seguridad reglamentaria, movimiento de equipos, replanteo, etc.

#### Movimiento de Suelos

El movimiento de suelos corresponde al desmonte y limpieza del terreno. También se consideran las excavaciones realizadas para alojar los conductos de desagüe pluvial. Para calcular el volumen necesario a excavar para enterrar el conducto principal y los secundarios.

#### Hormigón

Aquí se tiene en cuenta todos los elementos que demandan el uso de hormigón. Ellos son: conductos principales, secundarios, cordón cuneta, etc. La calidad del hormigón considerada es H-25, según el reglamento CIRSOC 201-2005.

#### Obras Hidráulicas

Estas incluyen las bocas de inspección, los distintos sumideros.

### 3.8.2. Presupuesto Estimado

Considerando los incisos anteriores, se adjunta la tabla donde se tiene los cómputos para cada ítem y sus respectivos precios unitarios, a la fecha del mes de junio, lo que da como presupuesto total de \$ **325.023.676,08** y su equivalente U\$S **4.643.195,37**.



Tabla 3.32 Presupuesto Estimado Anteproyecto Hidráulico.

<b>Rubros</b>	<b>Importe</b>
Vallado y Cartel de Obra	\$ 49.823,22
Almacén y Deposito	\$ 76.396,57
Desmante y Limpieza	\$ 1.308.077,56
Excavación para Conductos	\$ 10.105.826,62
Excavación para Cámaras de inspección y Sumidero	\$ 436.554,14
Conductos	\$ 142.607.686,43
Cordón Cuneta	\$ 42.782.856,72
Sumidero Ventana	\$ 909.312,00
Sumidero Reja	\$ 283.416,80
Boca de Inspección	\$ 249.503,68
Limpieza de Obra	\$ 591.574,51
Costo Neto	\$ 199.401.028,26
Coeficiente de Resumen K	1,63
<b>TOTAL (ARS)</b>	<b>\$ 325.023.676,08</b>
<b>TOTAL (USD)</b>	<b>\$ 4.643.195,37</b>





# Capítulo 4

# Anteproyecto Vial





## 4. Anteproyecto Vial

Debido al deplorable estado del acceso norte de la ciudad de Concepción del Uruguay que inicia en el km 130 de la ruta nacional N°14 y finaliza al arribar al Acceso Arturo Frondizi, los vehículos provenientes del norte deben ingresar por el Bv. Ricardo Balbín, modificando el uso y volúmenes para los cuales fue proyectado en un inicio con el consiguiente entorpecimiento del tránsito.

Las condiciones socioeconómicas actuales han impulsado nuevamente la actividad portuaria de la ciudad, esto puede percibirse en el incremento de la frecuencia de los vehículos que transportan materias primas tales como madera de pino de la Mesopotamia con destino a China y arroz, el cual finalizará su camino en las costas de Venezuela. Esto sumado al tránsito de automóviles y ómnibus de larga distancia son los causantes del aumento en la celeridad con la que se deterioran los pavimentos, provocando mayor tiempo de demora con el consiguiente incremento en la probabilidad de que ocurran siniestros.

### 4.1. Ubicación

A continuación, se mostrará el tramo del acceso en el que se trabajará.

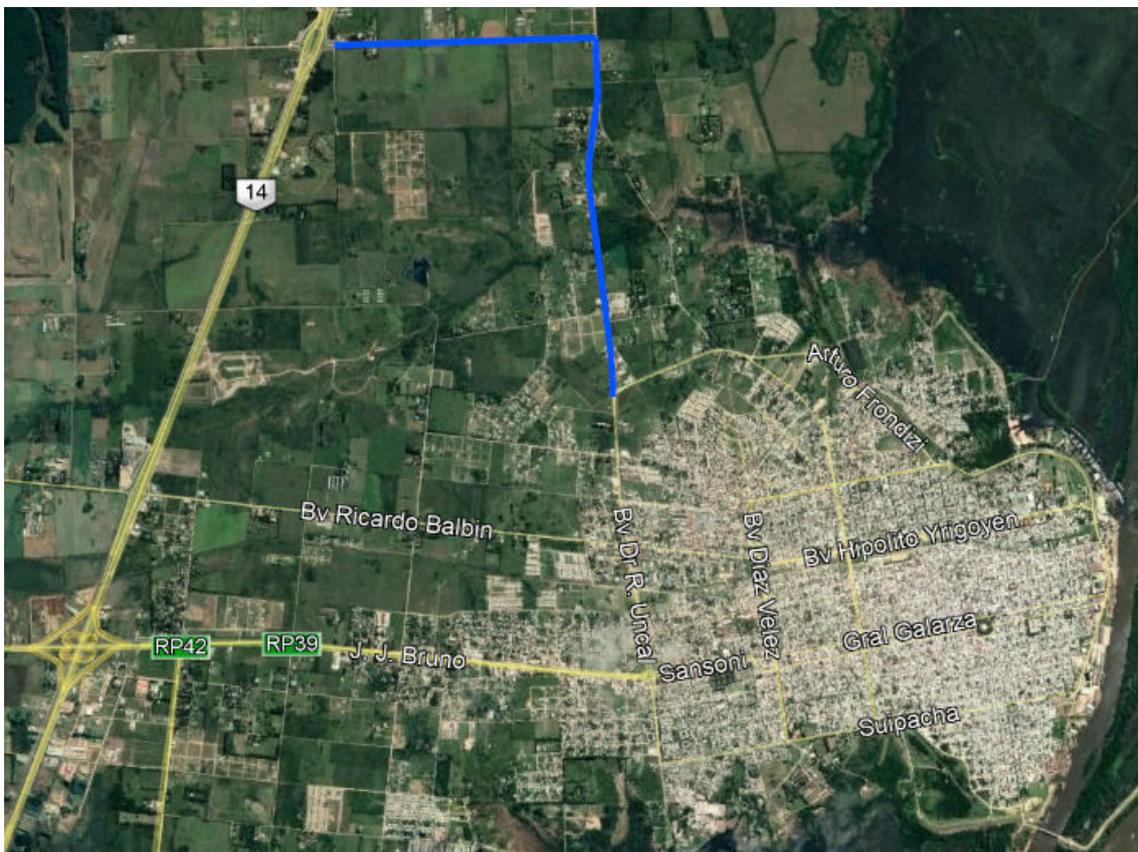


Ilustración 4.1 | Traza Nuevo Acceso Norte



## 4.2. Relevamiento de la situación actual

En este apartado se expondrá la información recabada correspondiente al relevamiento del estado actual del camino, incluyendo las obras de arte. Además, se realizarán las verificaciones hidráulicas referentes a la capacidad de estas últimas para conducir los efluentes generados por las precipitaciones.

### 4.2.1. Estado del Camino

El acceso norte a la ciudad de Concepción del Uruguay comprende 5 Km de vía comenzando en el km 0.00 con la intersección a nivel entre el Acceso Arturo Frondizi y el Bv. Dr. R. Uncal; para finalizar en la progresiva 5.00 km en la intersección de la Ruta Nacional N° 14 y la Ruta Provincial N° 25.

Para su estudio se decidió dividir el acceso en tres tramos para facilitar las referencias a cada una de ellos.

- Tramo Principal (Rojo) en dirección norte-sur.
- Tramo Secundario (Azul) en dirección este-oeste.
- Tramo Terciario (Verde) en dirección norte-sur.

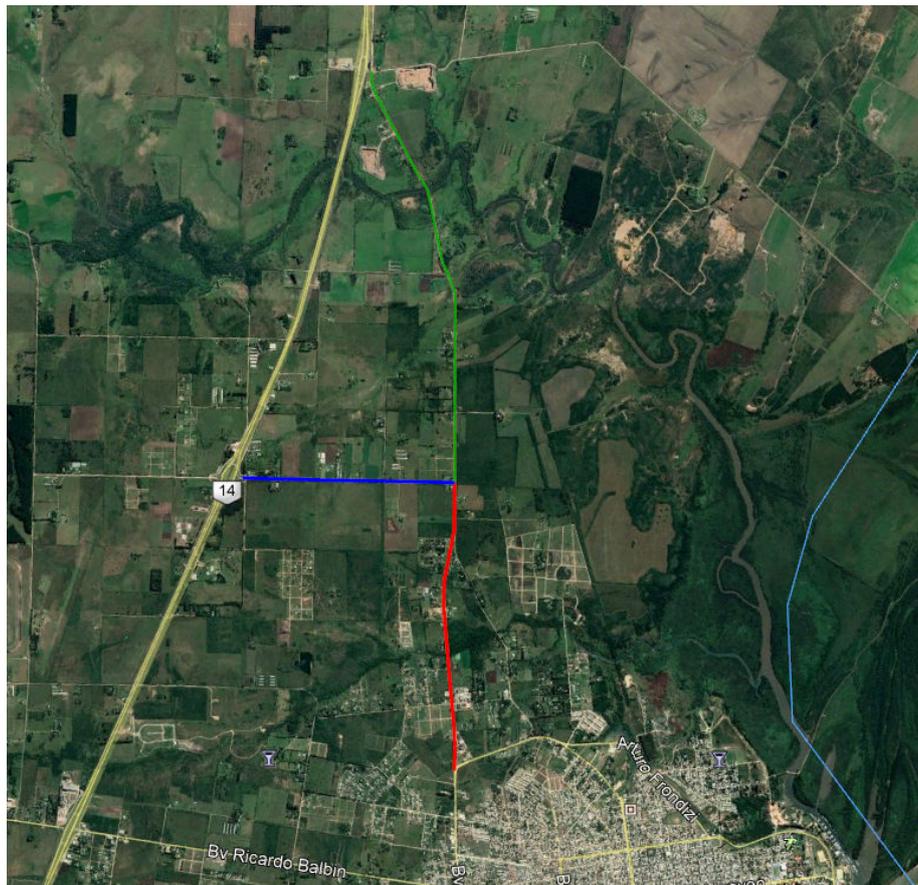


Ilustración 4.2 | Jerarquización de Secciones de Caminos



El tramo principal inicia en la intersección del Acceso a Arturo Frondizi y el Bv. Dr. R. Uncal. Cuenta con pavimento asfáltico de 6.5m de ancho hasta la progresiva 0.68Km desde donde continua con rodamiento de broza de sección transversal variable hasta llegar al Km 2.92. En la progresiva 2.20Km converge un camino rural que presenta condiciones similares al acceso, la intersección en cuestión tiene problemas geométricos y de visibilidad que dificultan la maniobra de los vehículos. Al llegar a la intersección a nivel en forma de “T” en la progresiva 2,92Km el acceso se bifurca continuando en dirección Norte con el denominado tramo terciario hasta el Km 140.50 de la RN N°14 y en dirección Oeste el tramo secundario, el cual tiene una superficie de rodamiento de broza de sección transversal variable el cual finaliza al llegar a la rotonda que se desarrolla en la ruta anteriormente mencionada a la altura del km 130.

El tramo terciario quedará para el análisis del grupo de Proyecto Final conformado por los estudiantes Nicolás Ardeti Joaquín, Mariano Andrés López Rodríguez Senestrari, y. Por nuestra parte solo nos interesará conocer las características del tramo de carretera en el entorno de la intersección.

En los márgenes del camino actualmente se desarrollan actividades como la del frigorífico Fepasa, alojamientos como Puesta del Sol, La Pequeña Betania, Posada Delorenzi, capilla Sagrada Familia, así como también hay residencias.



Ilustración 4.3 | Progresiva 0.00km Intersección Acc. A. Frondizi y Bv. Dr. R. Uncal.



Ilustración 4.4 | Progresiva 0.68km Finalización Pavimento Asfáltico.



Ilustración 4.5 | Progresiva 2.20km Intersección con Camino Rural.



Ilustración 4.6 | Progresiva 2.92km Tramo Terciario.



Ilustración 4.7 | Progresiva 5.00km Finalización Traza Nuevo Acceso Norte – Ingreso RN14.

Con ayuda del software Google Earth fue posible determinar de forma aproximada el perfil longitudinal del camino actual.

Tramo Principal

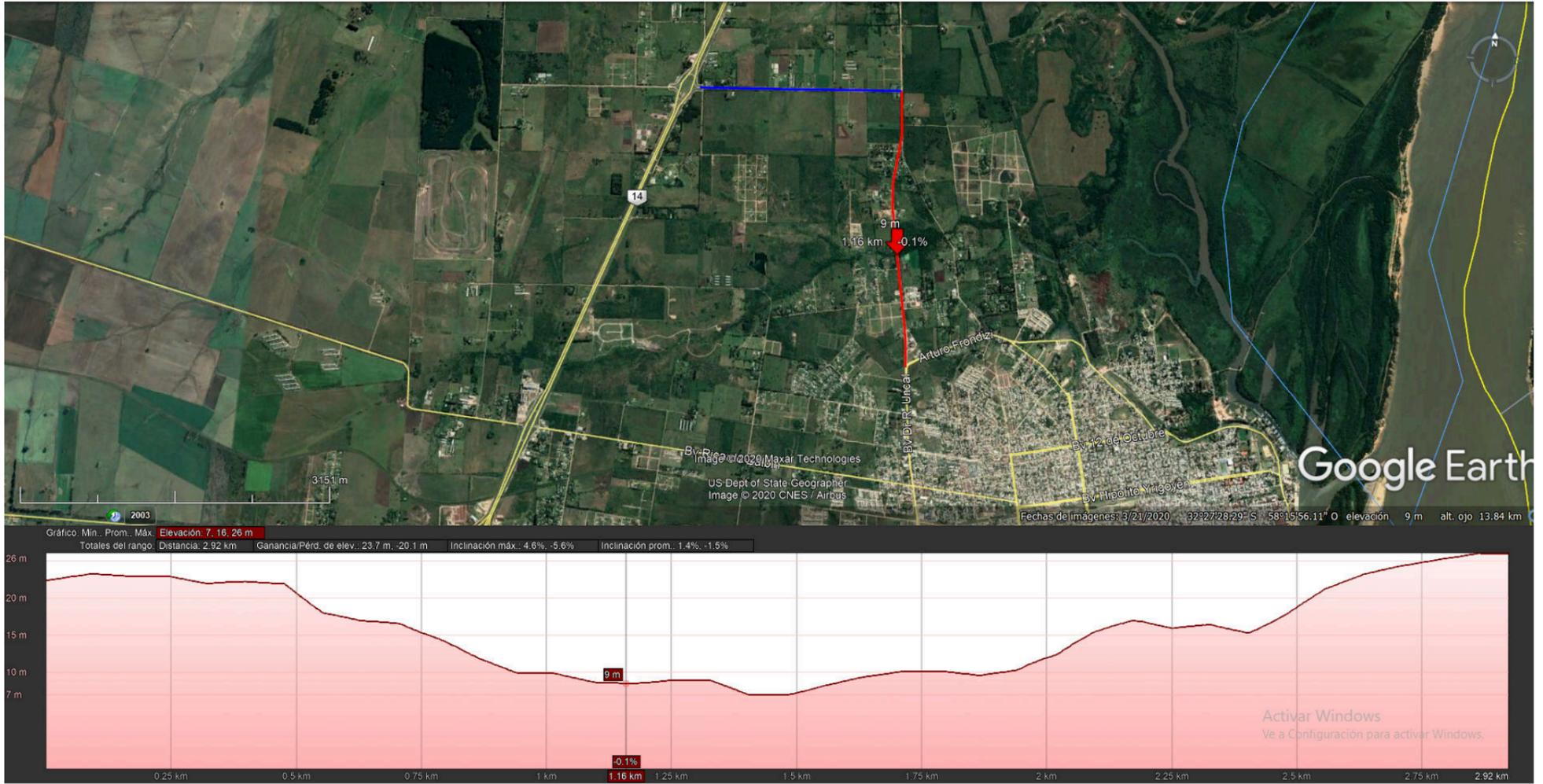


Ilustración 4.8 | Vista Satelital y Pendiente Longitudinal Tramo Principal.

Tramo Secundario

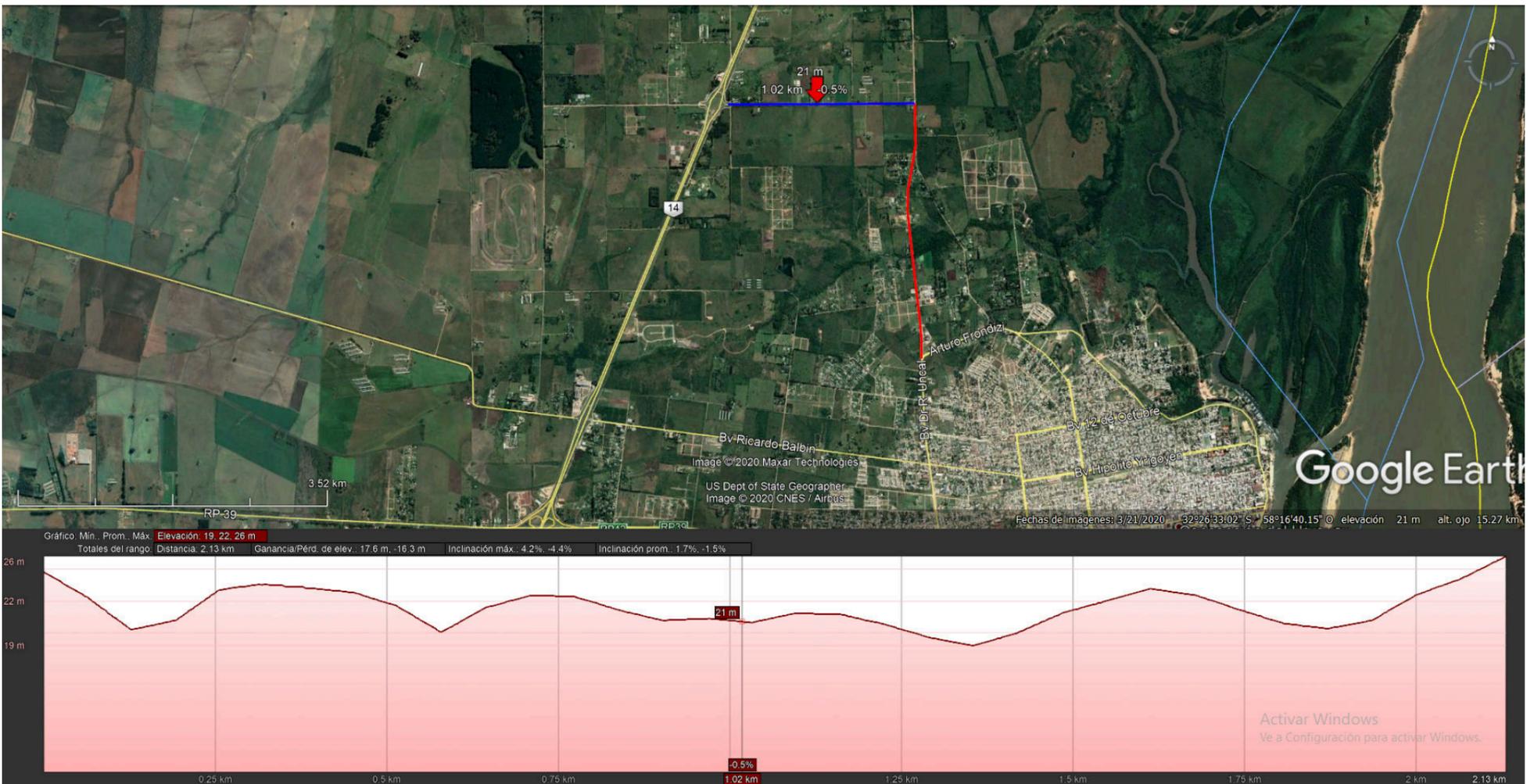


Ilustración 4.9 | Vista Satelital y Pendiente Longitudinal Tramo Secundario.



#### 4.2.2. Análisis del Tránsito Actual.

##### Tránsito Medio Diario Anual (TMDA)

Es el número de vehículos que pasan por una sección de carretera durante un año dividido por 365, o sea el volumen de tránsito que corresponde al día medio del año.

Este parámetro se determinó mediante censos, evaluando la composición y distribución del tránsito. Esta operación consiste en marcar en una planilla los vehículos que ingresan o egresan de la ciudad ubicándonos en puntos elegidos estratégicamente.

Nuestro grupo adoptó el TMDA del grupo de Proyecto Final conformado por los estudiantes Joaquín Rodríguez Senestrari, Mariano Andrés López y Nicolás Ardeti debido a que estudiarán el mismo acceso.

El relevamiento lo realizaron en la intersección de la R.N N° 14 y el Bv Ricardo Balbín (lugar donde actualmente es un depósito de madera para su posterior transporte al puerto), además del ingreso por el acceso que se prevé restaurar los cuales son elegidos por los conductores que ingresan a la ciudad y los que se dirigen hacia el norte.

Las tareas fueron realizadas durante días y horarios representativos de la actividad de la zona. Se eligieron tres días, los cuales fueron martes, jueves y viernes observando así la fluctuación del tránsito. En cuanto al horario se comienza por la mañana de 7 a 8 hs, momento en que las personas comienzan sus actividades diarias, al medio día de 12:30 a 13:30 hs donde se regresa a los hogares y durante la tarde de 16 a 17 hs.

Si bien mientras más prolongados sean los censos habrá mayor representatividad, para la etapa de anteproyecto es suficiente con adoptar una hora para cada momento del día mencionado con anterioridad.

Tabla 4.1 | Datos Censales TMDA según Grupo Proyecto Final Ardeti, López, Senestrari.

Vehículos	TMDA	Porcentaje	Tasa Anual de Crecimiento	Vida Útil
	(Veh/h)	(%)		(años)
Automóvil s/Pick-Up	8855	89%	0,07	20
Ómnibus		2%	0,05	
Camión		10%	0,03	

#### 4.2.3. Análisis Topográfico: Curvas de Nivel.

Con el fin de conocer la altimetría del área en la cual se desarrollará el anteproyecto, se utilizaron diversos softwares que, mediante la correcta combinación, nos permite obtener las curvas de nivel del terreno con una precisión aceptable a los fines necesarios. Los programas utilizados fueron Google Earth y Global Mapper.

Por último, habiendo obtenido la información topográfica, se procedió a utilizar el software CivilCad3D para:

- Crear la superficie de trabajo a partir de las curvas de nivel,
- Diseñar el perfil longitudinal del camino,
- Diseñar el perfil transversal,
- Calcular los volúmenes de desmonte y terraplén,
- Determinar las cuencas de captación y de parámetros hidrológicos que serán la base para el posterior análisis hidráulico.

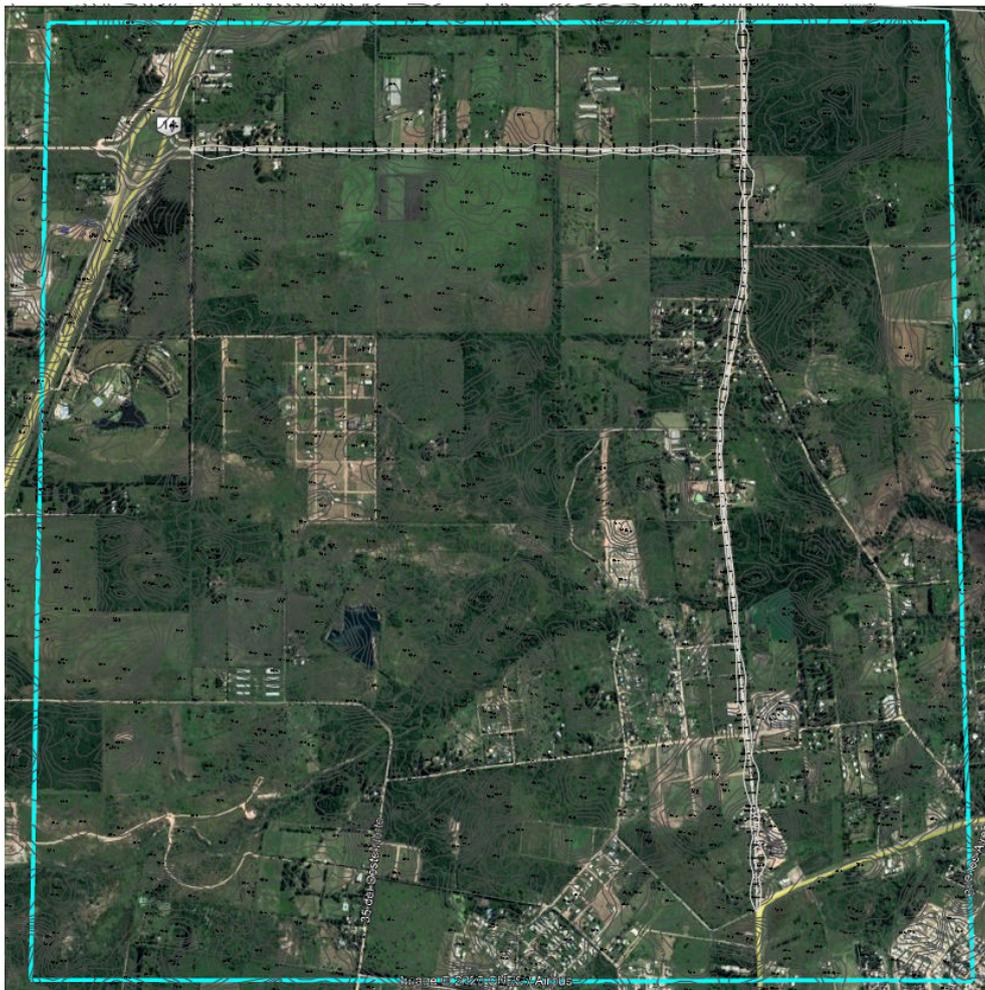


Ilustración 4.10 | Curvas de Nivel Zona Acceso Norte

#### 4.2.4. Hidrología actual

Para concretar la verificación de las instalaciones existentes de drenaje del camino, se realizó un análisis hidrológico de las subcuencas que poseen relación directa con la traza vial.

##### 4.2.4.1. Análisis de las cuencas

A partir de las superficies de nivel obtenidas anteriormente y mediante la utilización de las herramientas cuenca vertiente y gota de agua se pudieron identificar las cuencas próximas al camino y determinar su interacción con el mismo.

En la Ilustración 4.11, se presenta lo descripto anteriormente.

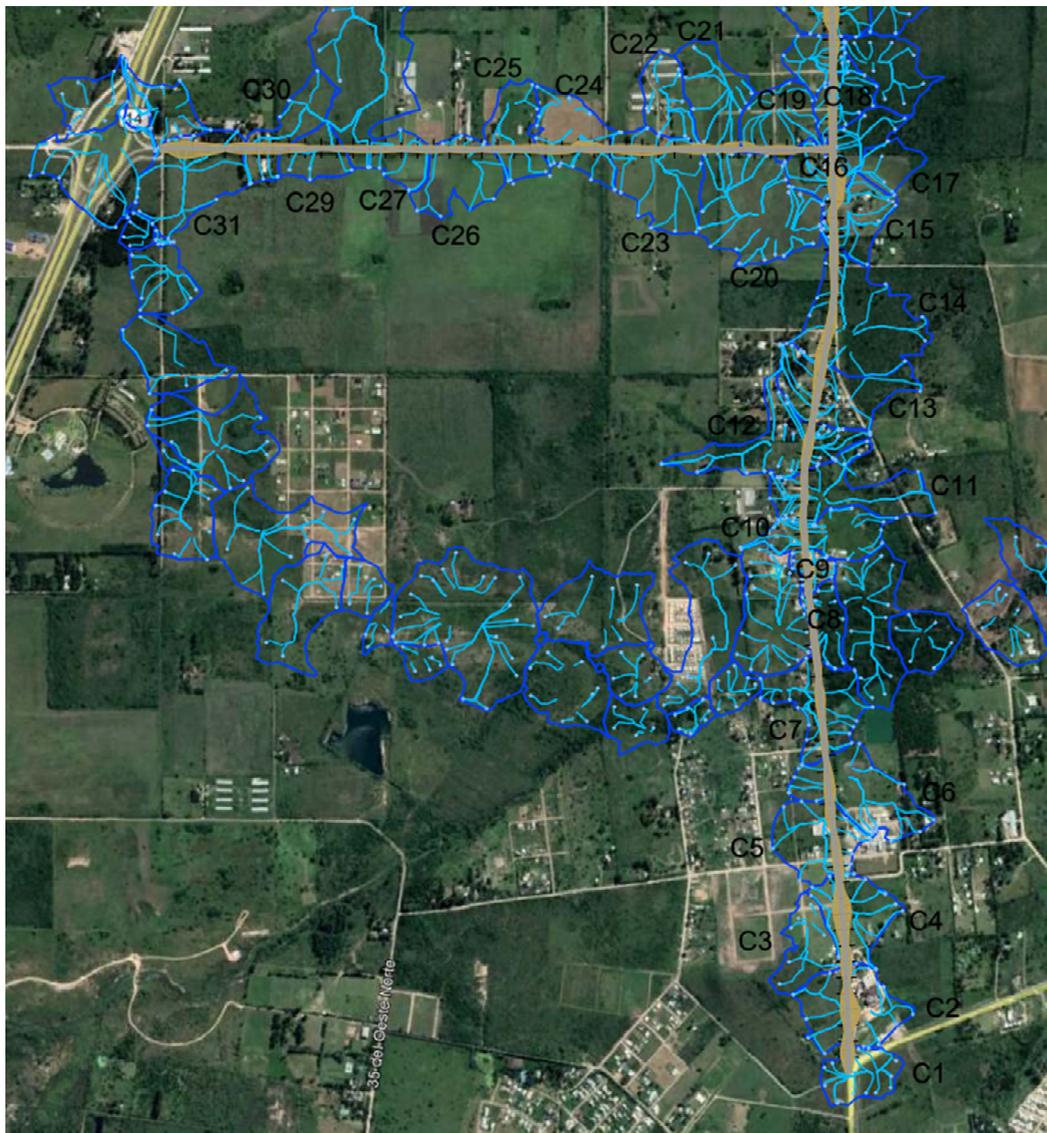


Ilustración 4.11 | Relevamiento Hidrológico Traza Vial.



Una vez delimitadas las cuencas de interés, es posible obtener los parámetros necesarios para el cálculo de los caudales que cada una aporta y deben ser conducidos por las instalaciones a verificar.

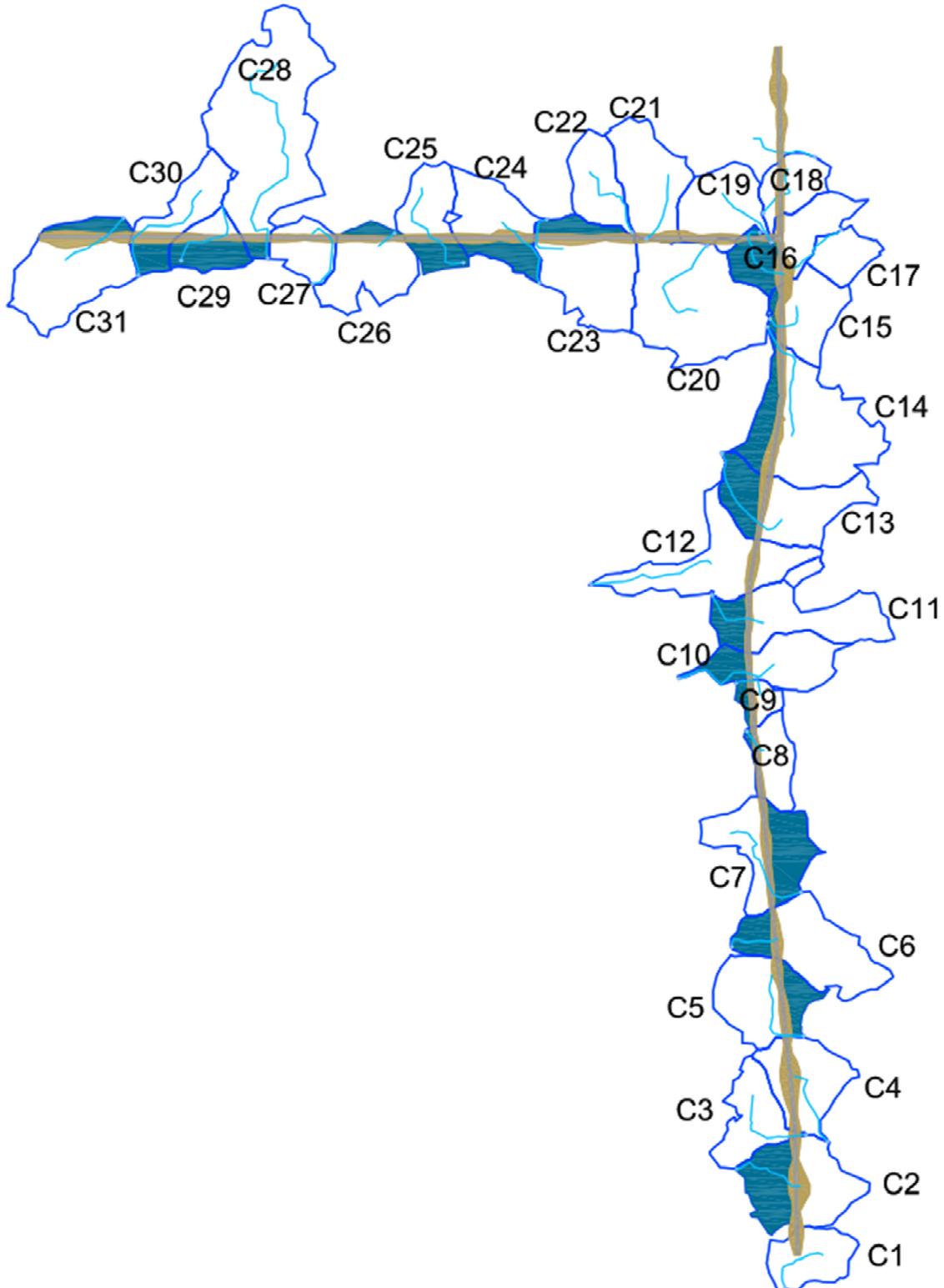


Ilustración 4.12 | Cuencas de Aporte Tramo Principal y Secundario.



A continuación, en la tabla 4.2, se desarrolla de manera resumida los resultados obtenidos del cálculo hidrológico. El proceso de análisis y cálculo se explica con más detalles en el Capítulo 3.

Tabla 4.2 | Cálculo de Caudales para Verificación de Capacidad de Drenaje.

Cuenca	Área [Ha]	Longitud [m]	Pendiente [m/m]	C [-]	Tc [min]	Intensidad [mm/h]	Caudal [m <sup>3</sup> /s]
1	1,03	185,46	0,065	0,65	3,12	286,26	0,53
2	3,13	211,06	0,066	0,65	3,41	280,96	1,59
3	0,19	262,40	0,061	0,65	4,17	268,31	0,09
4 Oeste	1,46	234,87	0,077	0,65	3,50	279,34	0,74
4 Este	3,41						1,72
5 Oeste	4,44	258,74	0,070	0,65	3,92	272,33	2,18
5 Este	1,11						0,55
6	1,38	149,66	0,064	0,65	2,65	295,14	0,73
7 Oeste	3,03	339,12	0,024	0,65	7,32	226,97	1,24
7 Este	3,03						1,24
8	1,07	76,04	0,029	0,65	2,14	305,68	0,59
9 Oeste	0,38	107,02	0,056	0,65	2,16	305,29	0,21
9 Este	0,88						0,49
10	1,34	319,89	0,063	0,65	4,81	258,56	0,62
11	1,32	189,77	0,053	0,65	3,43	280,56	0,67
12 Oeste	5,28	359,22	0,050	0,65	5,72	245,92	0,78
12 Este	1,76						2,34
13	2,55	322,88	0,069	0,65	4,66	260,73	1,20
14	1,54	351,55	0,039	0,65	6,18	240,08	0,67
15	1,22	133,60	0,073	0,65	2,31	302,13	0,66
16 Oeste	2,04	211,51	0,047	0,65	3,89	272,75	1,00
16 Este	3,06						1,51
17	2,00	179,79	0,067	0,65	3,01	288,30	1,04
18	2,72	176,36	0,057	0,65	3,15	285,56	1,40
19	4,41	201,34	0,200	0,65	2,15	305,40	2,43
20	10,50	319,50	0,050	0,65	5,23	252,53	4,79
21	5,37	201,22	0,045	0,65	3,83	273,84	2,66
22	3,42	252,42	0,055	0,65	4,19	267,87	1,65
23 Sur	5,80	166,89	0,048	0,65	3,23	284,27	2,98
23 Norte	1,45						0,74
24	1,52	225,52	0,060	0,65	3,72	275,56	0,76
25	1,41	325,00	0,043	0,65	5,61	247,32	0,63
26	3,90	58,48	0,171	0,65	0,88	335,61	2,36
27 Sur	2,17	227,21	0,035	0,65	4,61	261,51	1,02
27 Norte	0,38						0,18
28	0,60	757,92	0,013	0,65	17,13	157,20	0,17
29	2,06	253,42	0,024	0,65	5,80	244,90	0,91
30	1,63	375,14	0,035	0,65	6,82	232,51	0,68
31	1,90	207,5	0,067	0,65	3,34	282,14	0,97



#### 4.2.5. Verificación de la Capacidad de Alcantarillas.

En este apartado, se procederá a contrastar la información relevada en el campo con los requerimientos de drenaje calculados anteriormente. El análisis se realizará en orden desde la progresiva 0.00km hasta finalizar la traza, describiendo brevemente el estado actual de las alcantarillas y cunetas existentes.

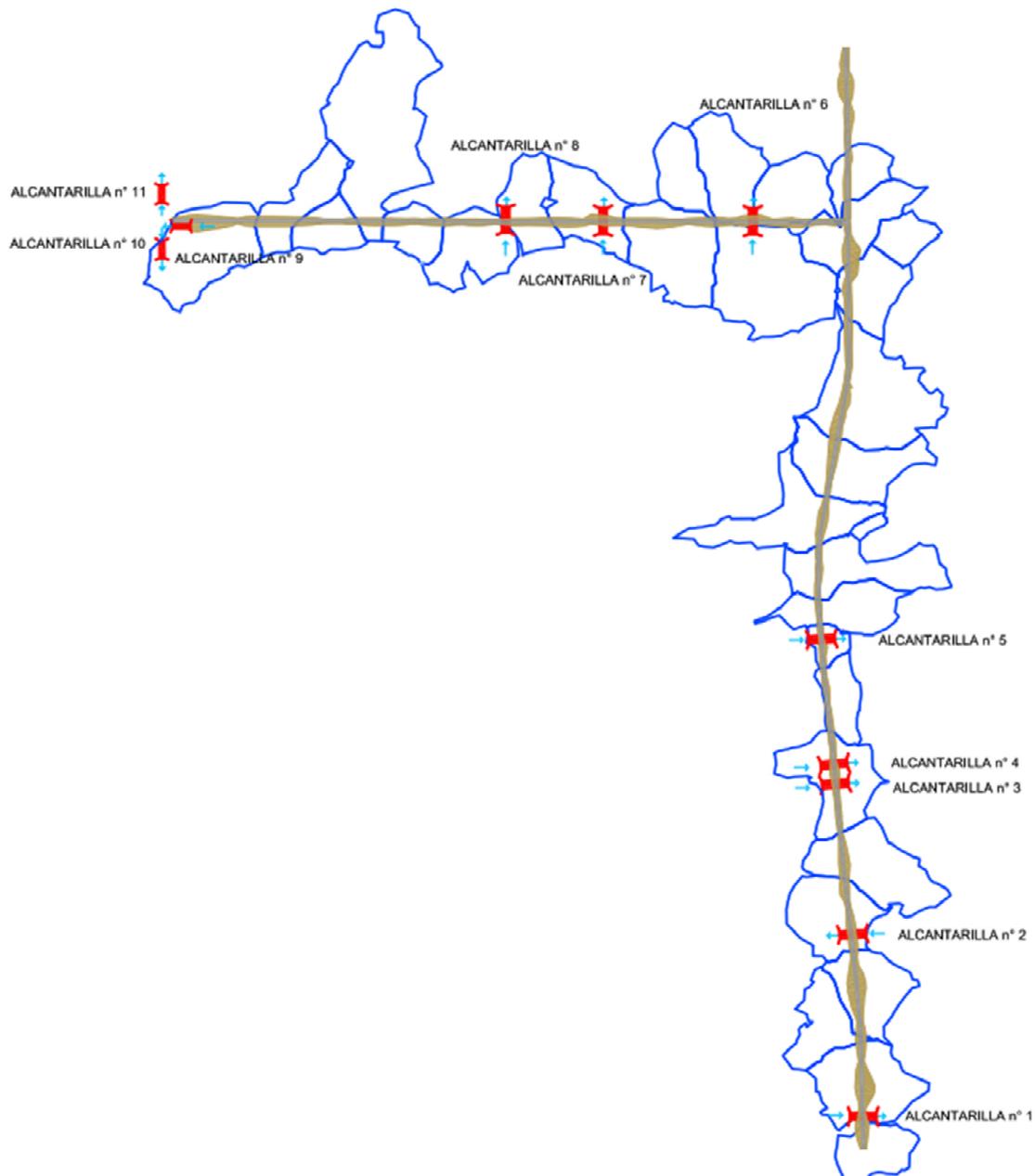


Ilustración 4.13 | Relevamiento Alcantarillado Tramo Principal y Secundario.



### Tramo Principal

En los primeros 680m del acceso el agua es captada y dirigida por cunetas con revestimiento vegetal, en adelante el efluente escurre por estructuras naturales de sección y tirante variable ubicadas en los márgenes del camino, por otra parte, al encontrarse la calzada por debajo de la cota de las banquetas cumple con la función de canal para el efluente.

El tramo principal cuenta con 5 alcantarillas de hormigón armado de sección rectangular, las cuales serán descritas a continuación:

La alcantarilla N°1 se encuentra en la progresiva 0.10 km, está compuesta por un conducto de 80 cm de alto por 130 cm de ancho lo que le confiere una capacidad de 3.32 m<sup>3</sup>/s. Por ella deberán pasar 1.59m<sup>3</sup>/s por lo cual cumple con la demanda de drenaje a la que está sometida.



Ilustración 4.14 | Alcantarilla N°1 Tramo Principal.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°1	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>		
Tirante (y):	0.9 m	
Ancho de solera (b):	1.3 m	
Talud (Z):	0	
Coefficiente de rugosidad (n):	0.013	
Pendiente (S):	0.005 m/m	

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	3,3236 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	2,8407 m/s
Area hidráulica (A):	1,1700 m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	3,1000 m
Radio hidráulico (R):	0,3774 m	Espejo de agua (T):	1,3000 m
Número de Froude (F):	0,9560	Energía específica (E):	1,3113 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.15 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°1 Tramo Principal.



La alcantarilla n°2 se encuentra la progresiva 0.68 Km. Está compuesta por un conducto de 40 cm de alto y un ancho de 110 cm tiene una capacidad de 1.23 m<sup>3</sup>/s y debe conducir un caudal total de 2.54 m<sup>3</sup>/s por lo cual se deberá realizar una ampliación en la conducción del efluente en este punto.

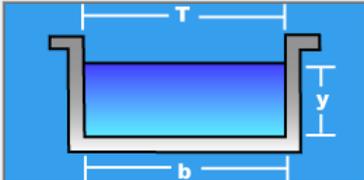


Ilustración 4.16 | Alcantarilla N°2 Tramo Principal.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°2	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	0.5 m
Ancho de solera (b):	1.1 m
Talud (Z):	0
Coefficiente de rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	1,2246 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	2,2266 m/s
Área hidráulica (A):	0,5500 m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	2,1000 m
Radio hidráulico (R):	0,2619 m	Espejo de agua (T):	1,1000 m
Número de Froude (F):	1,0054	Energía específica (E):	0,7527 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.17 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°2 Tramo Principal.

En el Km 1.15 se encuentra alcantarilla N°3 donde el efluente no puede escurrir debido a las deplorables condiciones, la maleza y el barro han obstruido casi por completo uno de los extremos del conducto. La estructura presenta dos módulos de 70 cm de altura y 200 cm de ancho, con una capacidad total en condiciones ideales de 8.42m<sup>3</sup>/s. Por allí deben pasar 6.83m<sup>3</sup>/s por lo que debe realizarse labores de mantenimiento y reparación pertinentes sin necesidad de ampliar las instalaciones.



Ilustración 4.18 | Alcantarilla N°3 Tramo Principal.

Lugar:	<input type="text" value="Concepcion del Uruguay"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Acceso Norte"/>
Tramo:	<input type="text" value="Alcantarilla N°3"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="H*A"/>

<b>Datos:</b>		
Tirante (y):	<input type="text" value="0.7"/> m	
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="2"/> m	
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.005"/> m/m	

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	<input type="text" value="4,2147"/> m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="3,0105"/> m/s
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="1,4000"/> m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	<input type="text" value="3,4000"/> m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0,4118"/> m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="2,0000"/> m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1,1488"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="1,1619"/> m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Ilustración 4.19 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°3 Tramo Principal.

Al llegar al Km 1.20 la alcantarilla N°4 presenta una calzada de 10 m de largo por 12 m de ancho. Compuesta por dos conductos de sección casi cuadrada, de 4.5 m de lado que dan una capacidad total de 270 m<sup>3</sup>/s por donde escurren los efluentes pluviales de dicho tramo además del arroyo El Curro.

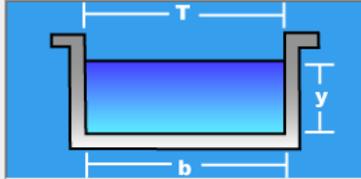


Ilustración 4.20 | Alcantarilla N°4 Tramo Principal.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°4	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	4.5 m
Ancho de solera (b):	4.3 m
Talud (Z):	0
Coefficiente de rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	135,1374 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	6,9838 m/s
Area hidráulica (A):	19,3500 m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	13,3000 m
Radio hidráulico (R):	1,4549 m	Espejo de agua (T):	4,3000 m
Número de Froude (F):	1,0511	Energía específica (E):	6,9859 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.21 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°4 Tramo Principal.

A pesar de realizar averiguaciones en el municipio de la ciudad y Vialidad provincial fue imposible determinar el caudal máximo que es capaz de aportar el arroyo El Curro, según residentes de la zona la alcantarilla no se ve sobrepasada por el efluente que escurre.

En la progresiva 1.6 Km se localiza una alcantarilla n° 5 de sección rectangular de 60 cm de alto por 110 cm de largo, la cual permite el pasaje de 1.56 m<sup>3</sup>/s de la cuenca correspondiente hasta la cuneta que finalizará su recorrido en el arroyo antes mencionado. Por ella debe escurrir 0.21 m<sup>3</sup>/s por lo que no hace falta incorporar un conducto extra.

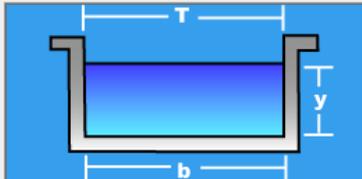


Ilustración 4.22 | Alcantarilla N°5 Tramo Principal.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°5	Revestimiento:	H'A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	0.7 m
Ancho de solera (b):	1.1 m
Talud (Z):	0
Coefficiente de rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	1.9101 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	2.4807 m/s
Área hidráulica (A):	0.7700 m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	2.5000 m
Radio hidráulico (R):	0.3080 m	Espejo de agua (T):	1.1000 m
Número de Froude (F):	0.9467	Energía específica (E):	1.0137 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.23 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°5 Tramo Principal.



### Tramo Secundario

Este tramo cuenta con 5 alcantarillas de sección circular de hormigón prefabricado y una de sección rectangular hormigonada in situ.

En la progresiva 3.20 Km se localiza la alcantarilla N° 6 de 80 cm de diámetro, la cual permite el pasaje de 1 m<sup>3</sup>/s. El caudal que deberá pasar es de 2.66m<sup>3</sup>/s por lo cual deberá realizarse una ampliación de la capacidad en ese punto.



Ilustración 4.24 | Alcantarilla N°6 Tramo Secundario.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°6	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>		
Tirante (y):	0.75 m	
Diámetro (d):	0.8 m	
Rugosidad (n):	0.013	
Pendiente (S):	0.005 m/m	

<b>Resultados:</b>		Velocidad (v): 2.0545 m/s	
Caudal (Q):	1.0058 m <sup>3</sup> /s	Perímetro mojado (p):	2.1090 m
Área hidráulica (A):	0.4896 m <sup>2</sup>	Espejo de agua (T):	0.3873 m
Radio hidráulico (R):	0.2321 m	Energía específica (E):	0.9651 m-Kg/Kg
Número de Froude (F):	0.5834		
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.25 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°6 Tramo Secundario.



Al avanzar 468 m respecto del conducto N° 6 en el km 3.67 fue relevada la alcantarilla N°7 de 110 cm de diámetro, la cual permite el pasaje en dirección “Sur” de 2.35 m<sup>3</sup>/s. Por allí deben pasar 2.94m<sup>3</sup>/s por lo cual se debe analizar una expansión de la capacidad de drenaje.



Ilustración 4.26 | Alcantarilla N°7 Tramo Secundario.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°7	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	1.034 m
Diámetro (d):	1.1 m
Rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	2,3514 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	2,5364 m/s
Area hidráulica (A):	0,9271 m <sup>2</sup>	Perímetro mojado (p):	2,9113 m
Radio hidráulico (R):	0,3184 m	Espejo de agua (T):	0,5225 m
Número de Froude (F):	0,6079	Energía específica (E):	1,3619 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.27 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°7 Tramo Secundario.



En la progresiva 3.97 Km la alcantarilla N°8 de 110 cm de diámetro tiene una capacidad de 2.35 m<sup>3</sup>/s que permite el pasaje del efluente en dirección “Sur”. Por allí debían poder circular 2.62m<sup>3</sup>/s por lo que se analizara la situación a futuro.



Ilustración 4.28 | Alcantarilla N°8 Tramo Secundario.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°8	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	1.034 m
Diámetro (d):	1.1 m
Rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	2.3514 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	2.5364 m/s
Área hidráulica (A):	0.9271 m <sup>2</sup>	Perímetro mojado (p):	2.9113 m
Radio hidráulico (R):	0.3184 m	Espejo de agua (T):	0.5225 m
Número de Froude (F):	0.6079	Energía específica (E):	1.3619 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.29 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°8 Tramo Secundario.



Ilustración 4.30 | Alcantarilla N°9 Tramo Secundario.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°9	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>					
Tirante (y):	<input type="text" value="0.7"/>	m			
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="1"/>	m			
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>				
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>				
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.005"/>	m/m			

<b>Resultados:</b>					
Caudal (Q):	<input type="text" value="1.6745"/>	m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="2.3922"/>	m/s
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="0.7000"/>	m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	<input type="text" value="2.4000"/>	m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.2917"/>	m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.0000"/>	m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.9129"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.9917"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

Ilustración 4.31 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°9 Tramo Secundario.

Finalmente, en la progresiva 5.00 Km a pocos metros de la rotonda ovalada, la conducción del escurrimiento está a cargo de una serie de alcantarillas rectangulares. En dirección Oeste relevamos un conducto de 60 cm de alto por 100 cm de ancho cuya capacidad es de 1.67 m<sup>3</sup>/s, en ese lugar es necesaria una capacidad de 8.14m<sup>3</sup>/s por lo cual se deberá ampliar las instalaciones.

En dirección Sur, la alcantarilla N°10 deberá escurrir 8.14m<sup>3</sup>/s provenientes de acceso a través de conductos de sección circular de diámetro igual a 70 cm que permite el pasaje de 0.70 m<sup>3</sup>/s. Por lo cual se deberá rediseñar las alcantarillas para poder soportar los caudales existentes.



En dirección Norte por la alcantarilla N°11 se encausará 3.56m<sup>3</sup>/s provenientes de acceso a través de un conducto de sección circular de diámetro igual a 70 cm que permite el pasaje de 0.70m<sup>3</sup>/s por lo que se deberá materializar una ampliación de la capacidad de conducción.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°10 y 11	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	0.658 m
Diámetro (d):	0.7 m
Rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	0.7045 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	1.8765 m/s
Area hidráulica (A):	0.3754 m <sup>2</sup>	Perímetro mojado (p):	1.8527 m
Radio hidráulico (R):	0.2026 m	Espejo de agua (T):	0.3325 m
Número de Froude (F):	0.5638	Energía específica (E):	0.8375 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.32 | Calculo Hidráulico Alcantarillas N°10 y N°11 Tramo Secundario.

Las modificaciones necesarias de las alcantarillas antes analizadas se desarrollarán en el apartado correspondiente a la situación futura del camino.

### 4.3. Diseño Geométrico

El diseño geométrico de una carretera es el proceso por el cual se correlacionan sus elementos físicos (alineamientos, pendientes, distancia de visibilidad, peralte, ancho de carril, etc.) con las características de operación, facilidades de frenado, aceleración, condiciones de seguridad, etcétera.

#### 4.3.1. Parámetros del Camino

Se recopiló información la cual permitió determinar el tipo de camino, el uso predominante, la categoría que se prevé tener transcurrido la vida útil, la velocidad de diseño y parámetros geométricos básicos como ancho de carril, ancho de banquina, etc.

Todos estos parámetros son fundamentales para el diseño geométrico del camino. La velocidad de diseño se obtuvo de la Ley de Transito N° 24449, el resto de la información proviene de manuales de DNV.

Se pretende que el camino al cabo de los 20 años de vida útil tenga un nivel de servicio C, con lo que ello implica.

<b>A</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La velocidad de los vehículos es la que elige libremente cada conductor</li> <li>• Cuando un vehículo alcanza a otro más lento puede adelantarle sin sufrir demora</li> <li>• Condiciones de circulación <b>libre y fluida</b></li> </ul>	
<b>B</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La velocidad de los vehículos mas rápidos se ve influenciada por otros vehículos</li> <li>• Pequeñas demoras en ciertos tramos, aunque sin llegar a formarse colas</li> <li>• Circulación <b>estable a alta velocidad</b></li> </ul>	
<b>C</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La velocidad y la libertad de maniobra se hallan más reducidas, formándose grupos</li> <li>• Aumento de demoras de adelantamiento</li> <li>• Formación de colas poco consistentes</li> <li>• Nivel de circulación <b>estable</b></li> </ul>	
<b>D</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Velocidad reducida y regulada en función de la de los vehículos precedentes</li> <li>• Formación de colas en puntos localizados</li> <li>• Dificultad para efectuar adelantamientos</li> <li>• Condiciones <b>inestables</b> de circulación</li> </ul>	
<b>E</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Velocidad reducida y uniforme para todos los vehículos, del orden de 40-50 km/h</li> <li>• Formación de largas colas de vehículos</li> <li>• Imposible efectuar adelantamientos</li> <li>• Define la <b>capacidad</b> de una carretera</li> </ul>	
<b>F</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Formación de largas y densas colas</li> <li>• Circulación intermitente mediante parones y arrancadas sucesivas</li> <li>• La circulación se realiza de forma <b>forzada</b></li> </ul>	

Ilustración 4.33 | Cuadro Resumen Características de los Niveles de Servicio

Tabla 4.3 | Características del Camino.

Características del Camino	
<b>Vida Útil</b>	20 años
<b>Tipo de Carretera</b>	Rural con 2 trochas indivisas
<b>Topografía</b>	Llano
<b>Nivel de Servicio</b>	Categoría III ( C )
<b>% Zona no Sobrepaso</b>	5%
<b>Ancho de carril</b>	3,6
<b>Ancho de Banquinas</b>	1,8
<b>Reparto por Sentido</b>	50/50
<b>Velocidad de Diseño</b>	60 Km/h
<b>Pendiente longitudinal Mínima</b>	0,50%
<b>Pendiente Transversal</b>	2%
<b>Pendiente Desmonte</b>	2%
<b>Pendiente Terraplén</b>	4%



#### 4.3.2. Capacidad del Camino

Con los datos antes mencionados fue posible determinar el volumen máximo compatible con cada nivel de servicio; en otras palabras, es la capacidad de cada uno de ellos. La fórmula que describe el comportamiento de carreteras con dos trochas indivisas fue determinada para condiciones normales de la misma.

1. Velocidad de proyecto igual o mayor de 96Km/h.
2. Anchuras de carril iguales o superiores a 3,60m.
3. Arcenes (banquinas) de anchura igual o superior a 1,80m.
4. Inexistencia de tramos con prohibición de adelantamiento.
5. Todos los vehículos son turísticos (o vehículos ligeros).
6. Reparto 50/50 del tráfico según los sentidos de circulación.
7. Ninguna restricción al tráfico principal debida a algún tipo de control o a vehículos que giren.
8. Terreno llano.

La capacidad de las carreteras de dos carriles en estas condiciones ideales es de 2800 veh/h sumando ambos sentidos (total de calzada).

Si alguna de las condiciones dadas fuera distinta se debe calcular los factores que multiplican al volumen diario.

$$IS_i = 2800 \text{ veh/hs} * \left(\frac{I}{C}\right) * f_R * f_A * f_{VP}$$

Donde:

$IS_i$ = intensidad total de calzada para el nivel de servicio i, en v/h, para las condiciones prevalecientes de la carretera y de la circulación.

$I/C$ = relación de la intensidad a la capacidad ideal para el nivel de servicio i.

$F_R$ = factor de ajuste para el reparto de la circulación por sentidos.

$F_A$ = Factor de ajuste de la anchura de carriles y banquetas.

$F_{VP}$ = Factor de ajuste debido a la presencia de vehículos pesados en la circulación.



### Cálculo de la relación Intensidad-Capacidad I/C

Los valores de I/C varían con el nivel de servicio, el tipo de terreno y la magnitud de las restricciones de adelantamiento.

#### Datos de ingreso de la tabla N° 1

- Velocidad de diseño para automóviles: 60 km/h.
- Porcentaje de zona de no sobrepaso: 5%
- Topografía Ondulada
- Nivel de Nivel C

Tabla 4.4 | Tabla N°1 Niveles de Servicio para Tramos de Carreteras de 2 Carriles de Características Geométricas Normales.

NIVELES DE SERVICIOS PARA TRAMOS DE CARRETERAS DE 2 CARRILES DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS NORMALES																						
		RELACION I/C																				
NS	% DEM. EN TIEM.	TERRENO LLANO						TERRENO ONDULADO						TERRENO MONTAÑOSO								
		% PROHIBIDO ADELANTAR						% PROHIBIDO ADELANTAR						% PROHIBIDO ADELANTAR								
	Vm	0	20	40	60	80	100	Vm	0	20	40	60	80	100	Vm	0	20	40	60	80	100	
A	<30	>93	0.15	0.12	0.09	0.07	0.05	0.04	>91	0.15	0.1	0.07	0.05	0.04	0.03	>90	0.14	0.09	0.07	0.04	0.02	0.01
B	<45	>88	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	>86	0.26	0.22	0.19	0.17	0.15	0.13	>86	0.25	0.2	0.16	0.13	0.12	0.1
C	<60	>83	0.43	0.39	0.36	0.34	0.33	0.32	>82	0.42	0.39	0.35	0.32	0.3	0.28	>78	0.39	0.33	0.28	0.23	0.2	0.16
D	<75	>80	0.64	0.62	0.6	0.59	0.58	0.57	>78	0.62	0.57	0.52	0.48	0.46	0.43	>70	0.58	0.5	0.45	0.4	0.37	0.33
E	>75	>72	1	1	1	1	1	1	>64	0.97	0.94	0.92	0.91	0.9	0.9	>56	0.91	0.87	0.84	0.82	0.8	0.78
F	100	<72	-	-	-	-	-	-	<64	-	-	-	-	-	-	<56	-	-	-	-	-	-

**Factor de ajuste por el reparto por sentidos (Fr):** Los valores de I/C de la Tabla N°1 se refieren a un reparto por sentidos 50/50. Para otros repartos se deben aplicar los factores de la Tabla N°4 a los valores de la Tabla N°1.

Tabla 4.5 | Tabla N°4 Factores de Ajuste del Reparto por Sentidos en Tramos de Características Geométricas Normales.

REPARTO POR SENTIDOS	100/0	90/10	80/20	70/30	60/40	50/50
FACTOR DE AJUSTE, $f_R$	0.71	0.75	0.83	0.89	0.94	1.00

Para nuestro proyecto adoptaremos reparto de 50/50.

**Factor de ajuste por carriles y arcenes estrechos (Fa):** Los carriles estrechos obligan a los conductores a acercarse a los vehículos del carril opuesto, y un efecto parecido se produce con los arcenes estrechos y los obstáculos fijos del borde de la calzada, frente a los cuales los conductores se “intimidán y apartan” cuando los juzgan peligrosos. Todo ello lo compensan mediante una disminución de la velocidad o aumento de los intervalos resultando una disminución de las intensidades conseguidas para cada velocidad.

La Tabla N°5 muestra los factores que reflejan este comportamiento, los cuales se aplican a los valores de I/C de la Tabla N°1.

#### Datos de entrada de la tabla N° 5

- Ancho de Carril 3.6 m
- Ancho de Banquina 1.8 m
- Niveles de Servicio C



Tabla 4.6 | Tabla N°5 Factores de Ajuste del Reparto por Sentidos en Tramos de Características Geométricas Normales.

Anchura útil del arcén <sup>(a)</sup>	CARRILES 3.6m <sup>(b)</sup>		CARRILES 3.3m <sup>(b)</sup>		CARRILES 3m <sup>(b)</sup>		CARRILES 2.7m <sup>(b)</sup>	
	NIVEL SERV.		NIVEL SERV.		NIVEL SERV.		NIVEL SERV.	
	A-D	E	A-D	E	A-D	E	A-D	E
1.8	1.00	1.00	0.93	0.94	0.84	0.87	0.70	0.76
1.2	0.92	0.97	0.85	0.92	0.77	0.85	0.65	0.74
0.6	0.81	0.93	0.75	0.88	0.68	0.81	0.57	0.70
0.0	0.70	0.88	0.65	0.82	0.58	0.75	0.49	0.66

<sup>a</sup> Cuando la anchura del arcén derecho es distinta a la del arcén izquierdo, tomar el valor medio.

<sup>b</sup> Para el análisis de rampas especiales utilicéense los factores del nivel de servicio E para toda velocidad ≤ 72Km/h.

**Factor de ajuste por vehículos pesados en la circulación (Fvp):** Los valores I/C de la Tabla N°1 se refieren a una circulación compuesta únicamente por vehículos ligeros, considerando como tales los que tienen cuatro ruedas en contacto con el pavimento. Los vehículos pesados se clasifican en camiones, vehículos de recreo y autobuses, caracterizándose la circulación por la proporción de estos vehículos existente en la misma. El factor de ajuste de vehículos pesados, Fvp, se calcula por medio de la expresión que se presenta a continuación y los equivalentes en vehículos ligeros vienen dados en la Tabla N°6.

$$F_{VP} = \frac{1}{(1 + P_C * (E_C - 1) + P_R * (E_R - 1) + P_B * (E_B - 1))}$$

Donde:

**P<sub>C</sub>:** Proporción de camiones en la circulación, expresada en tanto por uno.

**P<sub>R</sub>:** Proporción de vehículos de recreo en la circulación, expresada en tanto por uno.

**P<sub>B</sub>:** Proporción de autobuses en la circulación, expresada en tanto por uno.

**E<sub>C</sub>:** Equivalente de camiones, obtenido de tabla.

**E<sub>R</sub>:** Equivalente de vehículos de recreo obtenido de tabla.

**E<sub>B</sub>:** Equivalente de autobuses, obtenido de tabla.

Tabla 4.7 | Tabla N°6 Equivalente en Vehículos Ligeros de Camiones, Vehículos de Recreo y Autobuses para Carreteras de dos Carriles en Tramos en Condiciones Geométricas Normales.

TIPO DE VEHICULO	NIVEL DE SERVICIO	TIPO DE TERRENO		
		LLANO	ONDULADO	MONTAÑOSO
Camiones. E <sub>C</sub>	A	2,0	4,0	7,0
	B y C	2,2	5,0	10,0
	D y E	2,0	5,0	12,0
VR. E <sub>R</sub>	A	2,2	3,2	5,0
	B y C	2,5	3,9	5,2
	D y E	1,6	3,3	5,2
Autobuses. E <sub>B</sub>	A	1,8	3,0	5,7
	B y C	2,0	3,4	6,0
	D y E	1,6	2,9	6,5



Datos de entrada de la tabla N° 6

- Topografía ondulada
- Niveles de Servicio C

Para el nivel de servicio C el factor de ajuste por vehículos pesados será:

$$F_{VP} = \frac{1}{(1 + P_c * (E_c - 1) + P_R * (E_R - 1) + P_B * (E_B - 1))}$$

Nivel de servicio C

$$F_{VP} = \frac{1}{(1 + 0.10 * (5 - 1) + 0.02 * (3.4 - 1))} = 0.69$$

La capacidad límite para el nivel de servicio C del acceso será determinado a continuación.

Tabla 4.8 | Resumen Parámetros de Cálculo Capacidad Límite Nivel de Servicio A

Datos				
NS	I/C	Fr	Fa	Fvp
	(-)	(-)	(-)	(-)
C	0,42	1	1	0,69

Siendo:

$$IS_i = 2800 \text{ veh/hs} * \left(\frac{I}{C}\right) * f_R * f_A * f_{VP}$$

Reemplazando se obtiene:

$$IS_C = 2800 \frac{\text{veh}}{\text{hs}} * 0.42 * 1 * 1 * 0.69 = 812 \frac{\text{veh}}{\text{hs}}$$

Una vez transcurrida la vida útil del camino, si el volumen que debería concurrir al cabo de 20 años es menor o igual que la capacidad ISc el tránsito será estable con pequeñas demoras.



### 4.3.3. Análisis tránsito futuro

#### TMDA Futuro

Con los datos presentados se determinó el tránsito para una vida útil de 20 años.

$$TMDA_n = TMDA_0 \cdot (1 + i)^n$$

Dónde:

$TMDA_n$ : Tránsito Medio Diario Anual estimado para  $n$  años.

$TMDA_0$ : Tránsito Medio Diario Anual actual.

$i$ : Tasa anual de crecimiento para cada vehículo en particular.

$n$ : Número de años.

El TMDA utilizado para la verificación del nivel de servicio fue modificado para evitar el sobredimensionamiento de la vía de comunicación, se calculó el TMDA haciendo la suma de los volúmenes de camiones; ómnibus y del 55 % de vehículos ligeros debido a que no circularan todos a la vez, y que el tránsito de vehículos ligeros no es una prioridad y si lo es el acceso de los camiones al puerto.

Tabla 4.9 | Cálculo TMDA Proyectado.

Vehículos	Automóvil s/Pick-Up	Ómnibus	Camión
TMDAf (Veh/h)	30497	470	1599
	<b>18842</b>		

Como puede observarse por el acceso podrían circular en un futuro 18842 vehículos por hora.

#### Flujo Horario de diseño

Para cualquier carretera proyectada para acomodar solamente el volumen del día promedio se verá sobrecargada durante una considerable parte del año, si se lo hiciera con volumen horario medio sería inadecuado, puesto que durante la mayor parte de las horas del año su capacidad para acomodar en tránsito sería insuficiente. Por otra parte, proyectarlo para el volumen horario máximo el proyecto se vería sobredimensionado durante todas las horas del año, excepto una, la de máximo tránsito, lo cual tampoco es económicamente aceptable. Por este motivo el diseño de la vía de comunicación se realiza con el volumen horario de diseño del cuarto de hora más solicitado que se calculará a continuación.



Para determinar el valor intermedio dentro de los volúmenes horarios (VHD) en general se recurre a curvas tipo ya realizadas por diferentes reparticiones nacionales o extranjeras que buscan alcanzar un equilibrio entre la demanda y la inversión necesaria considerando una congestión propia de una oferta razonable. Para nuestro país se han encontrado valores cercanos al 9% para las rutas suburbanas, del 10 al 14% para las rutas rurales básicas y alrededor del 17% para las rutas turísticas. Para el proyecto se decidió iniciar los cálculos con un volumen igual al 10% de TMDA.

El volumen horario al cabo de 20 años será:

$$VHD = (10\%) * TMDA$$

$$VHD = 0.10 * 18842 \text{ veh/h} = 1884 \text{ veh/h}$$

A continuación, se determinará el flujo de diseño que se obtiene de la relación entre el VHD y un coeficiente denominado Factor de Hora Pico (FHP) que contempla la relación entre el volumen que circula durante el cuarto de hora de mayor tránsito y el volumen promedio que circula durante la hora completa.

El Factor de Hora Pico en función del nivel de servicio C es de 0.94.

Tabla 4.10 | Tabla N°3 Factores de Hora Punta para Carretera de Dos Carriles Basados en Circulación Aleatoria.

A. CALCULO DEL NIVEL DE SERVICIO					
INTENSIDAD HORARIA TOTAL DE CALZADA (v/h)	FACTOR DE HORA PUNTA FHP	INTENSIDAD HORARIA TOTAL DE CALZADA (v/h)	FACTOR DE HORA PUNTA FHP		
100	0,83	1000	0,93		
200	0,87	1100	0,94		
300	0,90	1200	0,94		
400	0,91	1300	0,94		
500	0,91	1400	0,94		
600	0,92	1500	0,95		
700	0,92	1600	0,95		
800	0,93	1700	0,95		
900	0,93	1800	0,95		
		≥1900	0,96		
B. CALCULO DE LAS INTENSIDADES DE SERVICIO					
NIVEL DE SERVICIO	A	B	C	D	F
FACTOR DE HORA PUNTA	0,91	0,92	0,94	0,95	1,00

El Volumen total en el acceso:

$$FHD = \frac{1884 \text{ veh/dia}}{0.94} = 2005 \text{ veh/hs}$$

Habiendo analizado los accesos secundario y terciario, se estima una distribución tentativa del flujo horario de diseño de 40% y 60% respectivamente. Por lo que la verificación de capacidad de camino se realizara con los datos tabulados a continuación:



Tabla 4.11 | Factor Horario Diario Acceso Principal y Secundario.

FHD Acc. Secundario (Veh/h)	FHD Acc. Terciario (Veh/h)
802	1203

#### 4.4. Diseño mediante Software AutoCAD Civil 3D

Se comienza con el modelado creando los tres alineamientos que convergen en la intersección. A partir de ellos el software determinó los perfiles longitudinales del terreno natural para cada tramo del camino, en cambio el nivel y pendiente de cada tramo de la rasante del pavimento debió ser establecido por el grupo, considerando conjuntamente la hidráulica superficial y los criterios de visibilidad, seguridad y drenaje de las curvas verticales.

El diseño de las curvas verticales se realizó con el software CivilCad3D en base a los datos preseleccionados por el grupo. El radio de giro K es un parámetro fundamental de las curvas verticales y puede definirse como la distancia horizontal, en metros, requerida para que se produzca un cambio de pendiente de un 1% a lo largo de la curva. Para este proyecto fue adoptado un K= 50m para todas las curvas, el cual deberá ser debidamente calculado en la etapa de proyecto ejecutivo.

Vialidad Nacional justifica la implementación de una curva vertical siempre y cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\text{Pendiente Long Salida} - \text{Pendiente Long Entrada} \geq 0.5\%$$

La longitud mínima de las curvas verticales se determina atendiendo principalmente a requerimientos de visibilidad y drenaje. En las parábolas convexas esta longitud fijada en base al criterio de visibilidad resulta satisfactoria, mientras que en las curvas verticales cóncavas no existe un criterio uniforme por lo que se basa en las exigencias de visibilidad nocturna, confort del conductor, buen drenaje y estética del camino.

**Curvas verticales convexas:** Las siguientes expresiones se obtienen del análisis de los diagramas de curvas.

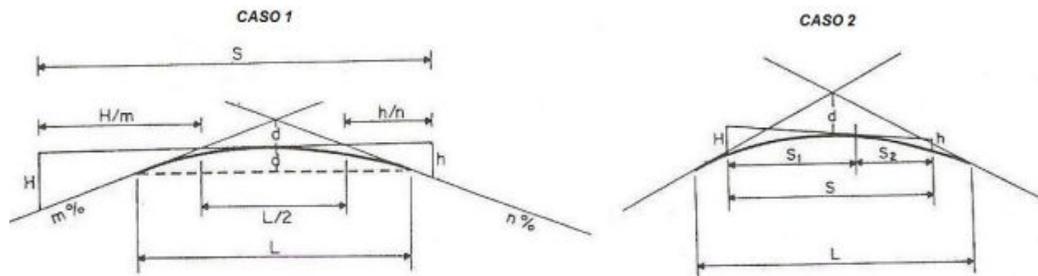


Ilustración 4.34 | Elementos Curvas Verticales Convexas

- CASO 1: La longitud de la curva es **menor** que la distancia de visibilidad de detención.

$$L_{min} = 2 * S - \frac{404}{A}$$

- CASO 2: La longitud de la curva es **mayor** que la distancia de visibilidad de detención.

$$L_{min} = \frac{A * S^2}{404}$$

Dónde:

H: Altura del ojo del conductor.

h: Altura del objeto u obstáculo.

A: Diferencia de pendientes ( $\Delta i$ ), en valor absoluto.

S: Distancia de Visibilidad de Detención.

La AASHTO considera la altura del ojo del conductor a 1.07 m y la altura del objeto u obstáculo a 0.15m. Teniendo en cuenta esto último se obtuvieron las ecuaciones antes dadas.

**Curvas verticales cóncavas:** Del análisis de estos diagramas se obtienen las siguientes expresiones generales

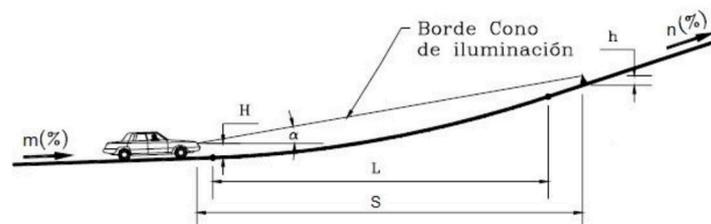


Ilustración 4.35 | Parámetros Distancia de Visión en Curva Vertical Cóncava

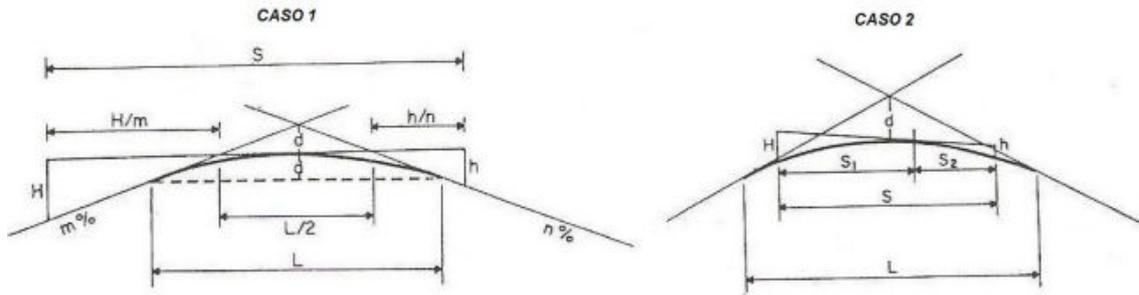


Ilustración 4.36 | Elementos Curvas Verticales Cóncavas

- CASO 1: La longitud de la curva es **menor** que la distancia de visibilidad de detención.

$$L_{min} = 2 * S - \frac{120 + 3,5 * S}{A}$$

- CASO 2: La longitud de la curva es **mayor** que la distancia de visibilidad de detención.

$$L_{min} = \frac{A * S^2}{120 + 3,5 * S}$$

La distancia de visibilidad de detención (DVD) que se necesita para detener a un vehículo que viaje a la velocidad de diseño, o cerca de ella, antes de alcanzar un objeto inesperado en su trayectoria será determinada con la siguiente tabla. La misma sirve entre otras cosas para la elección del método con el cual se determina la longitud mínima de las curvas verticales.

Tabla 4.12 | Cuadro XV 11-1 Distancias de Detención en Función de la Velocidad Directriz.

V: velocidad directriz	t: tiempo de percepción y reacción	f: Coeficiente de fricción	D <sub>1</sub> : Distancia de detención
km/hora	seg	-	m
30	2,9	0,54	30,72
40	2,8	0,52	43,22
50	2,7	0,50	57,18
60	2,6	0,48	72,87
70	2,5	0,46	90,54
80	2,4	0,44	110,59
90	2,3	0,42	133,43
100	2,2	0,40	159,55
110	2,1	0,39	186,30
120	2,0	0,37	219,88
130	2,0	0,35	262,32
140	2,0	0,33	311,16

Entrando en la tabla con una velocidad de 60 Km/h obtenemos una distancia visual de detención de aproximadamente 73 m.

#### 4.4.1. Tramo Principal

Se desarrolla en dirección sur-norte desde la calle Arturo Frondizi hasta la intersección en la progresiva 2.95Km, fue propuesta la conversión del tramo de dos



trochas indivisas a una semiautopista con características similares al acceso J.J Bruno con un ancho de pavimento asfáltico de 15 metros aproximadamente sin contar obras de desagües. Además, deberá rediseñarse la intersección a nivel ubicada en la progresiva 0.00 Km para mejorar las condiciones actuales y acomodar el tránsito futuro. Su capacidad deberá ser suficiente para alojar a los 2005 veh/h.

Este tramo posee un total de 8 curvas verticales de las cuales solo se analizarán los números 7 y 8.

Tabla 4.13 | Verificación Curva Vertical 7 Convexa.

Curvas Convexas Acceso Principal					
Curva	DVD (m)	Delta i= A	Expresión	L min (m)	L real (m)
7	73	1,19	Dv>L	-193	59,55
			Dv<L	16	

Tabla 4.14 | Verificación Curva Vertical 8 Cóncava.

Curvas Cóncava Acceso Principal					
Curva	DVD (m)	Delta i= A	Expresión	L min (m)	L real (m)
8	73	1,19	Dv > L	-170	28,12
			Dv < L	17	

Como se puede observar todas las curvas cumplen con la longitud mínima necesaria.

Habiéndose determinado la rasante del camino el software CivilCad3D obtuvo los volúmenes de desmonte y terraplén. Además, también nos proporciona los volúmenes acumulados con los que podemos realizar parte del presupuesto.

$$Vol.Desmonte = 131381.4 m^3$$

$$Vol.Terraplen = 349443.9 m^3$$

#### 4.4.2. Tramo Secundario

Se desarrolla en dirección este – oeste desde la intersección hasta la ruta Nacional N°14; Se propone la reconstrucción del camino con pavimento asfáltico de 10.2 m de ancho sin considerar las estructuras hidráulicas.

Por este tramo solo circulará una parte del tránsito total. Por la imposibilidad de medir dichos porcentajes, se propone que el 40% del FHD transitará por el tramo secundario del acceso y el 60% restante lo haría por el tramo principal.



Para conocer el nivel de servicio que se tendrá transcurrido 20 años se comparan los valores de Capacidad del camino  $I_s$  (Veh/hs) contra la solicitud que recibirá el mismo FHD (Veh/hs).

Tabla 4.15 | Capacidad del Camino Nivel de Servicio C.

Capacidad (FHD) (Veh/h)	$I_s$ C (Veh/h)
802	812

Como se observa en la tabla el nivel de servicio alcanzado a los 20 años de vida útil es C.

Fueron definidas 6 curvas verticales por el programa de las cuales solo 1 es necesaria para que los conductores no sientan efectos adversos por el cambio en la pendiente y ésta también verifica la longitud mínima.

Tabla 4.16 | Verificación Curva Vertical 7 Cóncava Acceso Secundario.

Curvas Cóncava Acceso Secundario					
Curva	DVD (m)	Delta $i=A$	Expresión	L min (m)	L real (m)
7	73	1,07	$Dv > L$	-205	53
			$Dv < L$	15	

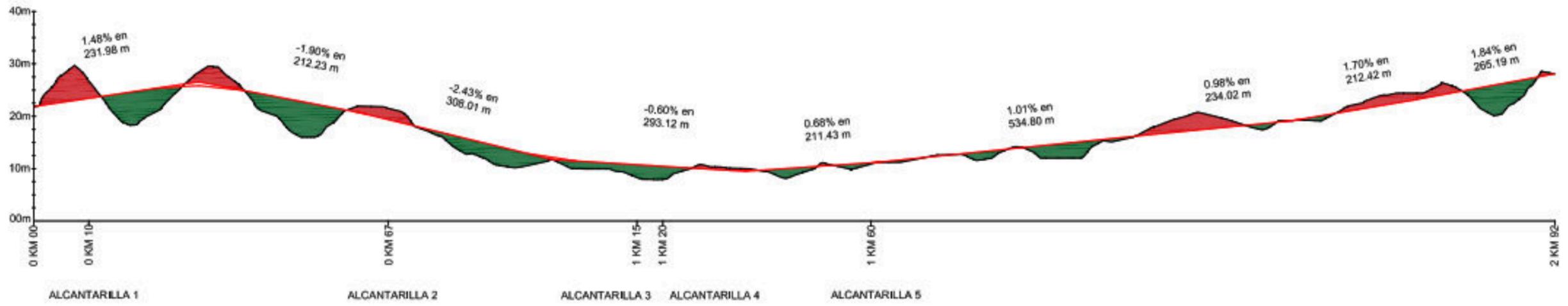


Ilustración 4.37 | Perfil Longitudinal Tramo Principal.

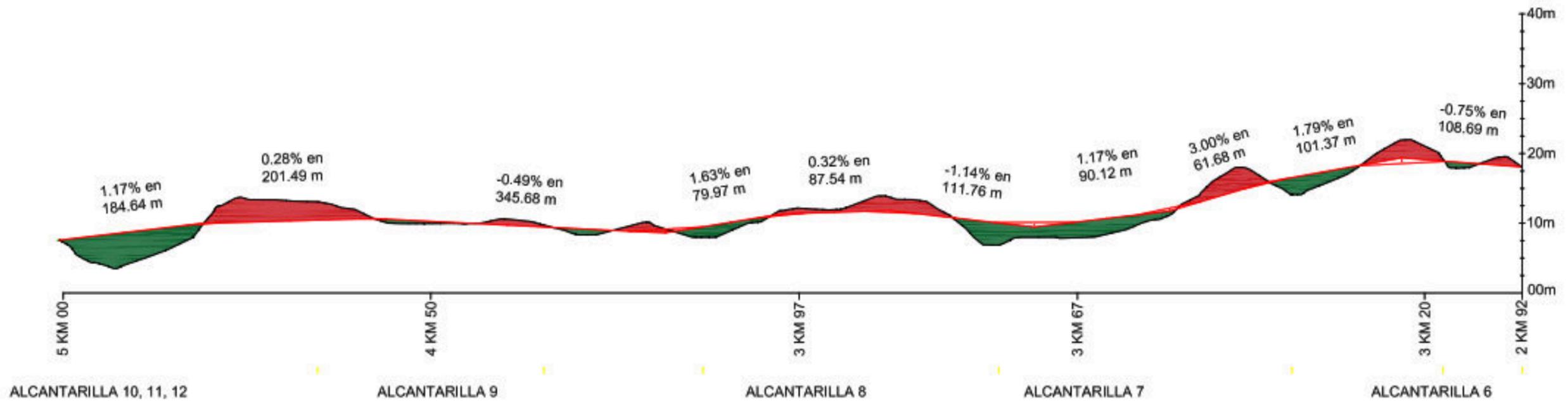


Ilustración 4.38 | Perfil Longitudinal Tramo Secundario.



Se presenta a continuación la sección transversal del camino que se adoptará para la reconstrucción del acceso.

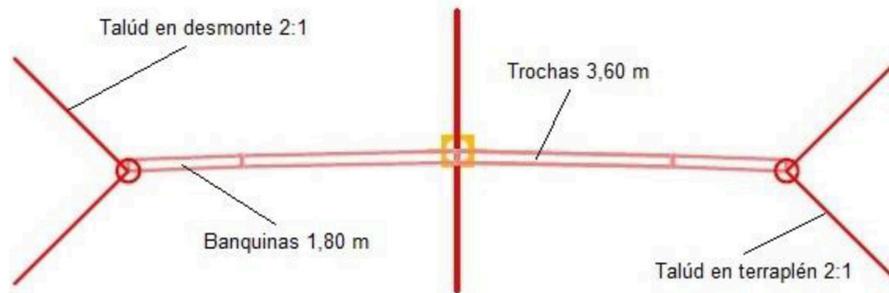


Ilustración 4.39 | Esquema Sección Transversal del Camino.

El cómputo volumétrico realizado por el software arroja los siguientes valores acumulados de desmonte y terraplén.

$$\text{Vol. Desmonte} = 41900.3 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. Terraplen} = 91913.7 \text{ m}^3$$

#### 4.5. Estudio Hidráulico

A continuación, se presentará el diseño de las instalaciones encargadas de la conducción y evacuación de los efluentes pluviales que afectan la zona del emplazamiento del camino. Aquí se expondrán las modificaciones de las alcantarillas relevadas en capítulos anteriores y el diseño de las cunetas laterales que completan el sistema de drenaje.

En la ilustración 4.40 se muestran las obras de conducción del proyecto, siendo las alcantarillas de color rojo, aquellas que no necesitan modificaciones, las de color negro sufrirán modificaciones o bien corresponde a alcantarillas nuevas, mientras que en color verde se desarrollan las cunetas laterales del camino.

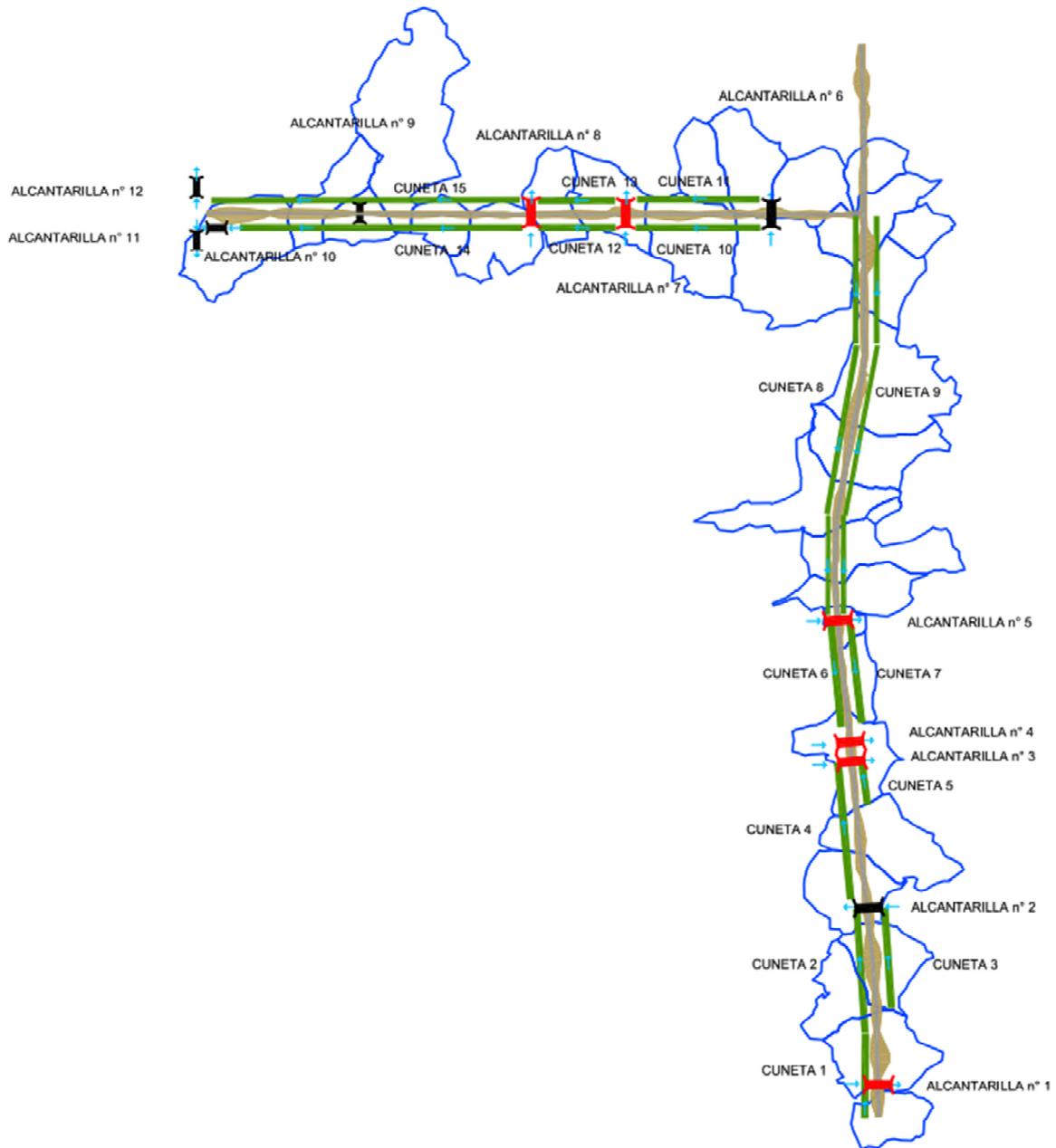


Ilustración 4.40 | Instalaciones de Drenaje Superficial.



#### 4.5.1. Alcantarillas

Retomando el análisis realizado en la sección XXXX, se presentan las ampliaciones de las alcantarillas cuya capacidad es insuficiente para los requisitos de drenaje actual.

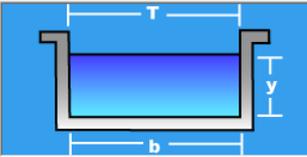
##### Alcantarilla N°2

Se debe incorporar un módulo de 50cm de alto por 110 cm de largo aumentando la capacidad a un total de 2.46 m<sup>3</sup>/s.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Expansion Alcantarilla N°2	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	0.5 m
Ancho de solera (b):	1.1 m
Talud (Z):	0
Coefficiente de rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	1.2246 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	2.2266 m/s
Area hidráulica (A):	0.5500 m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	2.1000 m
Radio hidráulico (R):	0.2619 m	Espejo de agua (T):	1.1000 m
Número de Froude (F):	1.0054	Energía específica (E):	0.7527 m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.41 | Calculo Hidráulico Expansión Alcantarilla N°2.

##### Alcantarilla N°6

Para cumplir con las necesidades de drenaje se debe adicionar un módulo de 1m de diámetro que le confiere una capacidad extra de 1.82 m<sup>3</sup>/s.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Expansion Alcantarilla N°6	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	0.937 m
Diámetro (d):	1 m
Rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	1.8237 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	2.3848 m/s
Area hidráulica (A):	0.7647 m <sup>2</sup>	Perímetro mojado (p):	2.6342 m
Radio hidráulico (R):	0.2903 m	Espejo de agua (T):	0.4859 m
Número de Froude (F):	0.6069	Energía específica (E):	1.2269 m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.42 | Calculo Hidráulico Expansión Alcantarilla N°6.



### Alcantarilla N°9

En la progresiva 4.5Km se incorpora una alcantarilla de sección rectangular que permitirá el paso del 60% del efluente que llega de la cuneta N°14, la que provee un caudal de 3.89m<sup>3</sup>/s. Para que el escurrimiento circule sin inconvenientes hasta la cuneta N°15 es necesario incorporar dos conductos de 55cm de altura y 150cm de largo lo que le confiere una capacidad total de 4.2m<sup>3</sup>/s.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Alcantarilla N°9	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	0.55 m
Ancho de solera (b):	1.5 m
Talud (Z):	0
Coefficiente de rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	2,0876 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	2,5304 m/s
Area hidráulica (A):	0,8250 m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	2,6000 m
Radio hidráulico (R):	0,3173 m	Espejo de agua (T):	1,5000 m
Número de Froude (F):	1,0894	Energía específica (E):	0,8764 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.43 | Calculo Hidráulico Alcantarilla N°9 Tramo Secundario.

### Alcantarilla N°10

Se incorpora un módulo de sección rectangular de 100cm de alto y 200cm de ancho que le confiere una capacidad extra 6.85m<sup>3</sup>/s

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Expansion Alcantarilla N°10	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	1 m
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	0
Coefficiente de rugosidad (n):	0.013
Pendiente (S):	0.005 m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	6,8531 m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	3,4265 m/s
Area hidráulica (A):	2,0000 m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	4,0000 m
Radio hidráulico (R):	0,5000 m	Espejo de agua (T):	2,0000 m
Número de Froude (F):	1,0940	Energía específica (E):	1,5984 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.44 | Calculo Hidráulico Expansión Alcantarilla N°10.



### Alcantarilla N°11

Es necesario agregar un módulo de 100cm de alto por 210cm de largo que le confiere una capacidad extra de 7.31m<sup>3</sup>/s.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Expansion Alcantarilla N°11	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	<input type="text" value="1"/> m
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="2.1"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.005"/> m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	<input type="text" value="7.3123"/> m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="3.4820"/> m/s
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="2.1000"/> m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	<input type="text" value="4.1000"/> m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.5122"/> m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="2.1000"/> m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.1117"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="1.6180"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Ilustración 4.45 | Calculo Hidráulico Expansión Alcantarilla N°11.

### Alcantarilla N°12

Se materializará un segundo módulo de sección rectangular de 70cm de alto por 150cm de largo.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Expansion Alcantarilla N°12	Revestimiento:	H*A*

<b>Datos:</b>	
Tirante (y):	<input type="text" value="0.7"/> m
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="1.5"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.005"/> m/m

<b>Resultados:</b>			
Caudal (Q):	<input type="text" value="2.9013"/> m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="2.7631"/> m/s
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="1.0500"/> m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	<input type="text" value="2.9000"/> m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.3621"/> m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.5000"/> m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.0544"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="1.0891"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Ilustración 4.46 | Calculo Hidráulico Expansión Alcantarilla N°12.



#### 4.5.2. Cunetas

El tramo principal será dividido en dos partes para el análisis hidráulico, ambas partes de los tramos conducirán el efluente desde las cotas altimétricas más elevadas, ubicadas en las intersecciones a sus extremos hasta menor cota ubicada en la alcantarilla por la que escurre el arroyo el Curro en la progresiva 1.20Km. El perfil longitudinal se asemejará a una "V".

Las cunetas serán reconstruidas con cobertura vegetal confiriéndole las dimensiones idóneas para movilizar el efluente.

Los cálculos serán realizados respetando la pendiente longitudinal mínima provista por los manuales de DVN y de ser posible acompañar la altimetría de la traza para evitar el movimiento excesivo de suelo.

Cabe mencionar que todas las cuencas del tramo principal aportan al arroyo el curro que finaliza su recorrido en el río Uruguay.

A continuación, se presentan las cunetas del tramo principal enlistando las principales características:

#### Tramo Principal.

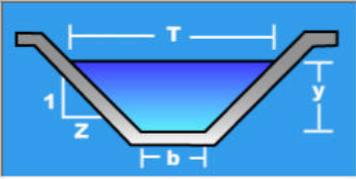
#### Cuneta N°1

- Caudal: 0.85 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.015 m/m
- Progresivas: 0.00km-0.180km margen izquierdo

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°1	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	0.85 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.015 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.2114 m	Perímetro (p):	2.9456 m
Area hidráulica (A):	0.5123 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.1739 m
Espejo de agua (T):	2.8458 m	Velocidad (v):	1.6592 m/s
Número de Froude (F):	1.2485	Energía específica (E):	0.3518 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.47 | Calculo Hidráulico Cuneta N°1 Tramo Principal.



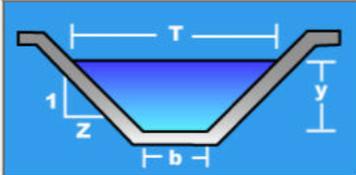
### Cuneta N°2

- Caudal: 2.85 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.019 m/m
- Progresivas: 0.18km-0.68km margen izquierdo

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°2	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	2.85 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.019 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.3905 m	Perímetro (p):	3.7461 m
Área hidráulica (A):	1.0858 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.2898 m
Espejo de agua (T):	3.5618 m	Velocidad (v):	2.6248 m/s
Número de Froude (F):	1.5178	Energía específica (E):	0.7416 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.48 | Cálculo Hidráulico Cuneta N°2 Tramo Principal.

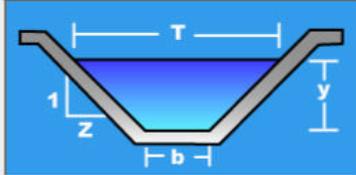
### Cuneta N°3

- Caudal: 1.99 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.019 m/m
- Progresivas: 0.35km-0.68km margen derecho

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°3	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	1.99 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.019 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.3201 m	Perímetro (p):	3.4315 m
Área hidráulica (A):	0.8451 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.2463 m
Espejo de agua (T):	3.2804 m	Velocidad (v):	2.3547 m/s
Número de Froude (F):	1.4812	Energía específica (E):	0.6027 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.49 | Cálculo Hidráulico Cuneta N°3 Tramo Principal.



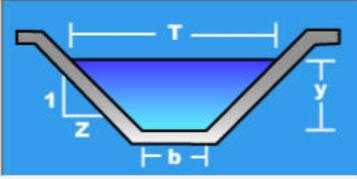
### Cuneta N°4

- Caudal: 5.59 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.018 m/m
- Progresivas: 0.68km-1.15km margen izquierdo

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°4	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	5.59 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	3 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.018 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.4745 m	Perímetro (p):	5.1218 m
Area hidráulica (A):	1.8736 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.3658 m
Espejo de agua (T):	4.9978 m	Velocidad (v):	2.9836 m/s
Número de Froude (F):	1.5402	Energía específica (E):	0.9282 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.50 | Calculo Hidráulico Cuneta N°4 Tramo Principal.

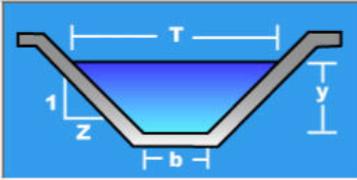
### Cuneta N°5

- Caudal: 0.25 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.024 m/m
- Progresivas: 1.02km-1.15km margen derecho

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°5	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	0.25 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.024 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.0903 m	Perímetro (p):	2.4037 m
Area hidráulica (A):	0.1968 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.0819 m
Espejo de agua (T):	2.3611 m	Velocidad (v):	1.2701 m/s
Número de Froude (F):	1.4045	Energía específica (E):	0.1725 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.51 | Calculo Hidráulico Cuneta N°5 Tramo Principal.



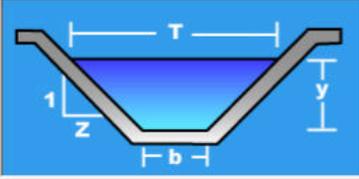
### Cuneta N°6

- Caudal: 5.00 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.007 m/m
- Progresivas: 1.15km-1.6km margen izquierdo

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°6	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	5 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	3 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.007 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.5793 m	Perímetro (p):	5.5908 m
Area hidráulica (A):	2.4092 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.4309 m
Espejo de agua (T):	5.3173 m	Velocidad (v):	2.0753 m/s
Número de Froude (F):	0.9844	Energía específica (E):	0.7989 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.52 | Calculo Hidráulico Cuneta N°6 Tramo Principal.

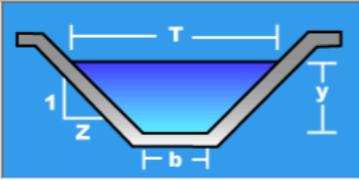
### Cuneta N°7

- Caudal: 5.59 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.007 m/m
- Progresivas: 1.15km-1.60km margen derecho

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°7	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	5.59 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	3 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.007 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.6158 m	Perímetro (p):	5.7539 m
Area hidráulica (A):	2.6058 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.4529 m
Espejo de agua (T):	5.4632 m	Velocidad (v):	2.1452 m/s
Número de Froude (F):	0.9917	Energía específica (E):	0.8504 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.53 | Calculo Hidráulico Cuneta N°7 Tramo Principal.



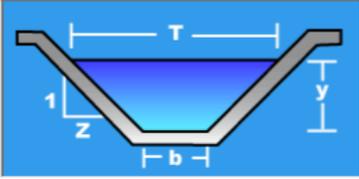
### Cuneta N°8

- Caudal: 4.98 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.017 m/m
- Progresivas: 1.60km-2.92km margen izquierdo

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°8	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	4.98 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	3 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.017 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.4519 m	Perímetro (p):	5.0211 m
Area hidráulica (A):	1.7642 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.3514 m
Espejo de agua (T):	4.8077 m	Velocidad (v):	2.8227 m/s
Número de Froude (F):	1.4877	Energía específica (E):	0.8580 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.54 | Calculo Hidráulico Cuneta N°8 Tramo Principal.

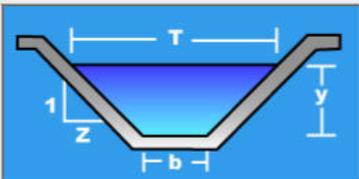
### Cuneta N°9

- Caudal: 4.89 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.017 m/m
- Progresivas: 1.60km-2.92km margen derecho

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°9	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	4.89 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	3 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.017 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.4473 m	Perímetro (p):	5.0005 m
Area hidráulica (A):	1.7422 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.3484 m
Espejo de agua (T):	4.7893 m	Velocidad (v):	2.8068 m/s
Número de Froude (F):	1.4858	Energía específica (E):	0.8489 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.55 | Calculo Hidráulico Cuneta N°9 Tramo Principal.



### Tramo Secundario

Para el tramo secundario se proponen cunetas con recubrimiento vegetal, las mismas se proyectó desde la progresiva 3.20Km hasta el entorno de la Ruta Nacional N°14 en la rotonda, el curso del agua será desviado 90 grados aprovechando la estructura de alcantarillado existentes, el efluente escurrirá en dirección Sur a través de cunetas existentes de un camino rural que llega hasta las termas de Concepción del Uruguay entrando a un afluente del arroyo el Curro que pasará por la alcantarilla N°4 y finalizará en el rio Uruguay. En cuanto al agua captada por la cuneta N°15 y posteriormente por la alcantarilla N°12 será conducida al sistema de drenaje de la RN N°14.

A continuación, se presenta el cálculo hidráulico de las cunetas del tramo secundario, enlistando las principales características de cada una:

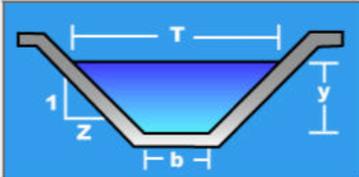
### Cuneta N°10

- Caudal: 3.13 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.015 m/m
- Progresivas: 3.20km-3.67km margen inferior

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°10	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	3.13 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.015 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.4383 m	Perímetro (p):	3.9600 m
Área hidráulica (A):	1.2607 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.3184 m
Espejo de agua (T):	3.7531 m	Velocidad (v):	2.4827 m/s
Número de Froude (F):	1.3677	Energía específica (E):	0.7524 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.56 | Cálculo Hidráulico Cuneta N°10 Tramo Secundario.



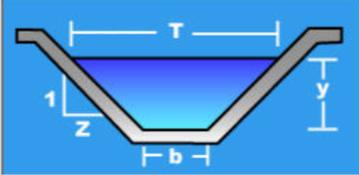
### Cuneta N°11

- Caudal: 0.74 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.015 m/m
- Progresivas: 3.20km-3.67km margen superior

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°11	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	0.74 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.015 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.1953 m	Perímetro (p):	2.8732 m
Area hidráulica (A):	0.4668 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.1625 m
Espejo de agua (T):	2.7810 m	Velocidad (v):	1.5854 m/s
Número de Froude (F):	1.2355	Energía específica (E):	0.3234 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.57 | Calculo Hidráulico Cuneta N°11 Tramo Secundario.

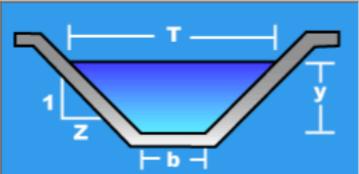
### Cuneta N°12

- Caudal: 1.72 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.0114 m/m
- Progresivas: 3.67km-3.97km margen inferior

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°12	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	1.72 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.0114 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.3402 m	Perímetro (p):	3.5215 m
Area hidráulica (A):	0.9120 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.2590 m
Espejo de agua (T):	3.3609 m	Velocidad (v):	1.8861 m/s
Número de Froude (F):	1.1560	Energía específica (E):	0.5215 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.58 | Calculo Hidráulico Cuneta N°12 Tramo Secundario.



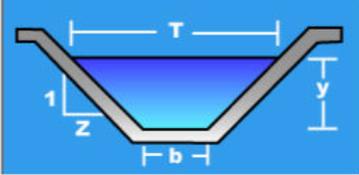
### Cuneta N°13

- Caudal: 3.69 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.0114 m/m
- Progresivas: 3.67km-3.97km margen superior

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°13	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	3.69 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.0114 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.5155 m	Perímetro (p):	4.3053 m
Area hidráulica (A):	1.5624 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.3629 m
Espejo de agua (T):	4.0619 m	Velocidad (v):	2.3618 m/s
Número de Froude (F):	1.2159	Energía específica (E):	0.7998 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Ilustración 4.59 | Calculo Hidráulico Cuneta N°13 Tramo Secundario.

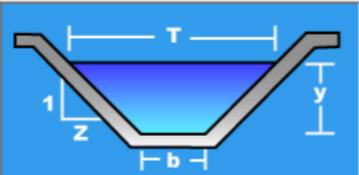
### Cuneta N°14

- Caudal: 8.14 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.004 m/m
- Progresivas: 3.97km-5.00km margen inferior

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°14	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	8.14 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	3 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.004 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.8749 m	Perímetro (p):	6.9128 m
Area hidráulica (A):	4.1558 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.6012 m
Espejo de agua (T):	6.4997 m	Velocidad (v):	1.9587 m/s
Número de Froude (F):	0.7821	Energía específica (E):	1.0705 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.60 | Calculo Hidráulico Cuneta N°14 Tramo Secundario.



### Cuneta N°15

- Caudal: 3.56 m<sup>3</sup>/s
- Pendiente: 0.004 m/m
- Progresivas: 3.97km-5.00km margen superior

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Acceso Norte
Tramo:	Cuneta N°15	Revestimiento:	Vegetal

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	3.56 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	2 m
Talud (Z):	2
Rugosidad (n):	0.023
Pendiente (S):	0.004 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.6659 m	Perímetro (p):	4.9781 m
Area hidráulica (A):	2.2188 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.4457 m
Espejo de agua (T):	4.6637 m	Velocidad (v):	1.6045 m/s
Número de Froude (F):	0.7427	Energía específica (E):	0.7971 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 4.61 | Calculo Hidráulico Cuneta N°15 Tramo Secundario.

## 4.6. Intersección

Para resolver la intersección ubicada en la progresiva 2,915 Km del ramal que inicia en la calle Arturo Frondizi, se estudió la bibliografía de DNV donde se dan recomendaciones que se describirán a continuación acerca de las intersecciones y de los requisitos que deben cumplir para un correcto funcionamiento.

Las intersecciones entre vehículos, dan origen a lo que se denomina puntos de conflicto los cuales son zonas de potenciales accidentes. Un nudo bien proyectado está formado por un conjunto organizado y reducido de puntos de conflicto.

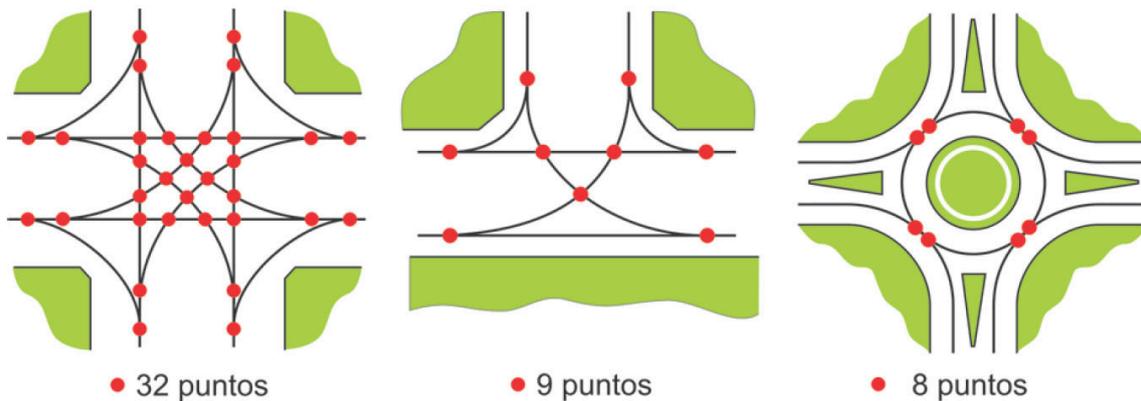


Ilustración 4.62 | Tipologías de Intersecciones de Caminos

La intersección que actualmente está en funcionamiento en el acceso norte presenta 9 puntos de conflicto.



Ilustración 4.63 | Vista Satelital Zona de Intersección



#### 4.6.1. Criterio de ubicación de las intersecciones

A continuación, se desarrollará los criterios utilizados para la selección y ubicación de la intersección.

#### 4.6.2. En curvas Horizontales

Al ubicar una intersección en una curva:

- Se dificulta la visibilidad a los conductores en los caminos secundarios sobre el interior de la curva, porque el tránsito que se aproxima está parcialmente detrás de ellos, formando un ángulo artificial de oblicuidad.
- Parte del triángulo de visibilidad puede quedar fuera de los límites de la zona de camino.

Se recomienda no ubicar intersecciones en curvas horizontales con radios menores que los indicados en la siguiente tabla.

Tabla 4.17 | Tabla 5.1 Radios Mínimos para Ubicar Intersecciones en Curvas según DNV.

Velocidad de directriz km/h	Radio m
40	250
50	375
60	550
70	750
80	1000
90	1220
100	1500
110	1850
120	2200
130	2600

También se recomienda que la curva circular tenga un peralte máximo del 4%.

#### 4.6.3. En Pendientes

Se recomienda evitar las pendientes pronunciadas en la zona de la intersección para:

- Facilitar las maniobras de giro. Y
- Facilitar las maniobras de aceleración y frenado de los vehículos, con una conveniente evaluación de tales maniobras por parte de los conductores.

Por lo general se sugieren

- Pendiente deseable del camino principal del 3% o menos.
- Pendiente máxima aceptable de 6%



#### 4.6.4. En Estructuras

Las intersecciones deben ubicarse a por lo menos 50m de cualquier puente, para dar:

- Adecuada distancia de visual de intersección,
- Espacio adecuado para el eficaz comportamiento de la defensa que se instale en los bordes de puentes como protección para los usuarios accidentalmente desviados.

#### 4.6.5. Angulo de Intersección

Para dar a los conductores una adecuada visibilidad y facilitar su reacción ante las decisiones que deban tomar, se recomienda proyectar las intersecciones con:

- Angulo deseable de intersección 90°.
- Angulo mínimo aceptable 60°.

#### 4.6.6. Distancia visual de Intersección

El diseño de la intersección debe asegurar la distancia visual de detención a los conductores que circulan por el camino principal y por el secundario. Puede ser necesario modificar el alineamiento del camino principal, del secundario, o de ambos.

Si esto no es factible se puede:

- Reubicar la intersección, o
- Proveer control PARE en todos los sentidos.

#### 4.6.7. Espaciamiento entre Intersecciones

Los criterios para espaciar los distribuidores son

- **Zonas rurales:** el espaciamiento comúnmente estará entre 8 y 16 Km. El mínimo deseable en estas zonas es de 3Km.
- **Zonas urbanas:** el espaciamiento mínimo deseable es de 1.5Km. Donde se desee o requiera un espaciamiento menor, se recomienda usar vías colectoras.

A continuación, se especifica en la tabla los criterios 2, 3, 4 y 6 que a priori pueden ser analizados.

Tabla 4.18 | Parámetros para la Ubicación de Intersecciones.

Intersecciones			
Requisitos	Acceso Primario	Acceso Secundario	Acceso Terciario
$i \leq 3\%$	1,84	0,45	0,91
Distancia entre intersección y puente $\geq 50m$	1,70 Km	-	-
Angulo deseable = $90^\circ$	$90^\circ$		
Espaciamiento entre 2 intersecciones $\geq 1,5 Km$	2,90 Km	2,095 Km	4,34 Km

Las condiciones del alineamiento verifican estos criterios por lo que no serán un impedimento a la hora de resolver la intersección.

## 4.7. Propuestas de intersecciones

### 4.7.1. Propuesta 1: Semáforo

Se propone la incorporación de semáforos y las correspondientes señalizaciones para regular la circulación de vehículos, bicicletas y peatones en vías, asignando el derecho de paso o prelación de vehículos y peatones secuencialmente, por las indicaciones de luces rojas, amarillas y verde.

**Componentes de un semáforo:** identificar los componentes del semáforo nos permitirá realizar un cómputo y presupuesto más acorde.

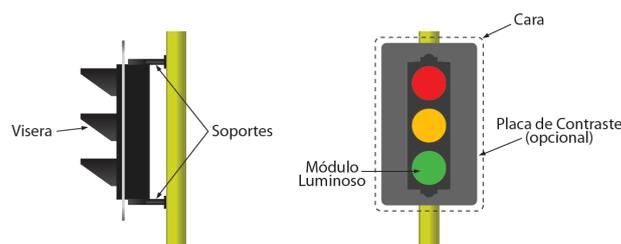


Ilustración 4.64 | Componentes de un Semáforo

1. **Cabeza:** es la armadura que contiene las partes visibles del semáforo.
2. **Soportes:** Son las estructuras que se utilizan para la sujeción de la cabeza del semáforo. Algunos elementos de soporte deberían permitir ajustes angulares, verticales y horizontales de las caras de los semáforos.
3. **Modulo Luminoso:** Es el componente del semáforo que emite la señal luminosa, puede ser del tipo convencional (lente, reflector, lámpara) o la unidad tipo LED.



4. **Cara:** Es el conjunto de módulos luminosos que están orientados en la misma dirección.
5. **Lente:** es la parte del módulo luminoso que por refracción dirige la luz proveniente de la fuente luminosa en la dirección deseada.
6. **Visera:** Es un elemento que se coloca encima o alrededor de cada uno de los módulos luminosos, para evitar que los rayos del sol incidan sobre estas.
7. **Placa Contraste:** elemento utilizado para incrementar la visibilidad de los módulos luminoso y evitar que otras fuentes luminosas confundan al conductor.

**Clasificación:** según los manuales de la DNV, con base en el mecanismo de operación de sus controles, se considera la siguiente clasificación:

- a. **Semáforo no Accionado por el Tránsito:** El uso primordial es en intersecciones viales, en donde los patrones de movilidad del tránsito son relativamente estables y constantes, o donde las variaciones del tránsito que se restrinjan pueden adaptarse fácilmente a una programación coordinada sin causar demoras o congestión importante
  - Sin mecanismo de sincronización para intersecciones aisladas.
  - Con mecanismo de sincronización para intersecciones aisladas.
  - Que permite coordinación para intersecciones sucesivas.
- b. **Semáforos accionados por el tránsito:** Se usan en las intersecciones donde los volúmenes de tránsito fluctúan considerablemente en forma irregular, y en donde las interrupciones de la circulación deban ser mínimas en la dirección principal.
  - Totalmente accionados.
  - Parcialmente accionados.
- c. **Semáforos para pasos peatonales:** Estos son los que regulan el tránsito de peatones en las intersecciones donde se registra un volumen alto de peatones y se instalara en coordinación con semáforos para vehículos.
  - En zonas de alto volumen peatonal.
  - En zonas escolares.
- d. **Semáforos especiales:** Se utilizan en donde el tránsito o las condiciones físicas de la intersección no justifican la operación de un semáforo convencional para el control del tránsito de vehículos, debiendo usarse el color amarillo ámbar para los accesos principales y el rojo para los secundarios. En los casos que los índices de accidentes muestren que se trata de una intersección de alto riesgo, podrá usarse el color rojo para todos los accesos.

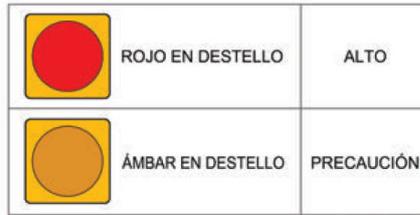


Ilustración 4.65 | Detalle Luces Semáforos Especiales

- Semáforos de destello.
- Semáforos para maniobras de vehículos de emergencia.
- Semáforos para indicar la aproximación de trenes.

A continuación, se presenta para cada tipo de semáforo los requisitos que deberán estudiarse para su implementación.

#### Requisitos para la instalación de Semáforos Vehiculares

**Volumen Mínimo Vehicular:** Se cumple cuando la cantidad de vehículos en la calle principal y en el acceso de mayor volumen de la calle secundaria son los indicados en la siguiente tabla.

Tabla 4.19 | Tabla VII-2 Volumen Mínimo Vehicular.

Número de carriles de circulación por acceso		Vehículos por hora en la calle principal (total en ambos accesos)	Vehículos por hora en el acceso de mayor volumen de la calle secundaria (un solo sentido)
Calle principal	Calle secundaria		
1	1	500	150
2 o más	1	600	150
2 o más	2 o más	600	200
1	2 o más	500	200

$$\text{Volumen en acceso} > \text{Volumen min. en acceso}$$

$$2005 \text{ veh/h} > 500 \text{ veh/h}$$

$$\text{Vol. en un solo sentido del tramo sec.} > \text{Vol. min. en un solo sentido del tramo sec.}$$

$$401 \text{ veh/h} > 150 \text{ veh/h}$$

**Circulación Transversal:** Cuando el volumen de tránsito en la calle ppal. restringe y provoca conflicto a la circulación transversal de vehículos y de peatones.

**Volúmenes en horas de máxima demanda:** Cuando se requiere semáforos en las intersecciones solo en las horas de máxima demanda se lo considera atreves de la tabla.

**Volúmenes mínimos de peatones:** Si en la calle ppal. ingresan 600 o más vehículos por hora para ambos accesos; o si 1000 o más vehículos por una hora entran por la



calle principal, cuando existe una faja separadora con anchura mayor a 1.2m, y si cruzan 150 o más peatones por hora la calle principal.

$$\text{Volumen en acceso} > \text{Volumen min. en acceso}$$

$$2005 \text{ veh/h} > 600 \text{ veh/h}$$

No fue capaz de verificar el volumen peatonal actual.

**Antecedentes sobre accidentes:** Este requisito se satisface si ocurrieron cinco o más accidentes en los últimos 12 meses, cuyo tipo sea susceptible de corregir con semáforos.

**Ampliaciones futuras del tránsito en ambos accesos de la intersección:** En los casos en que los volúmenes de tránsito en las calles concurrentes varíen considerablemente (un cruce de una vialidad primaria y una calle local).

**Intersecciones amplias e irregulares con más de 4 accesos:** Cuando se justifique instalar semáforos en estas intersecciones que requieren varias fases, se estudiará la conveniencia de utilizar semáforos accionados por el tránsito. En estos casos, además de las ventajas usuales, se puede eliminar una fase cuando exista no tránsito que la demande.

**Sistemas progresivos de semáforos:** el control del movimiento progresivo, demanda la instalación de semáforos en intersecciones donde en otras condiciones no serían necesarios, con objeto de regular eficientemente las velocidades de grupos compactos de vehículos. La instalación de semáforos de acuerdo a este requisito, por un lado, debe apoyarse en la velocidad que comprende el 85% del tránsito, a menos que un estudio de ingeniería de tránsito indique otra velocidad más adecuada, y por el otro no se considerarán cuando resulten espaciamientos menores de 300m.

**Interrupción del Tránsito Continuo:** este criterio aplica cuando las condiciones de operación de la calle ppal son de tal naturaleza que el tránsito en la calle secundaria sufre demoras o riesgo excesivo al entrar o al cruzar la calle principal. Este requisito se satisface cuando durante cualquiera de las 8 horas de un día representativo, en la calle ppal y en la aproximación de mayor volumen de la calle secundaria se tienen los volúmenes mínimos indicados en la siguiente tabla, y si la instalación del semáforo no trastornara la circulación progresiva del tránsito.



Tabla 4.20 | Tabla VII-3 Volumen Mínimo de Vehículos por Interrupción del Tránsito Continuo.

Número de carriles de circulación por acceso		Vehículos por hora en la calle principal (total en ambos accesos)	Vehículos por hora en el acceso de mayor volumen de la calle secundaria (un solo sentido)
Calle principal	Calle secundaria		
1	1	750	75
2 o más	1	900	75
2 o más	2 o más	900	100
1	2 o más	750	100

$$Volumen\ en\ acceso > Volumen\ min.\ en\ acceso$$

$$2005\ veh/h > 750\ veh/h$$

$$Vol.\ en\ un\ solo\ sentido\ del\ tramo\ sec. > Vol.\ min.\ en\ un\ solo\ sentido\ del\ tramo\ sec.$$

$$401\ veh/h > 75\ veh/h$$

### Requisitos para la instalación de Semáforos en Zonas de alto Volumen Peatonal

Se instalará cuando se satisfaga uno o más de los requisitos que a continuación se indican.

1. **Fase exclusiva:** Es proporcionada para el movimiento peatonal, en una o más direcciones, estando detenidos todos los movimientos conflictivos de vehículos.
2. **Intervalo Libre:** Cuando cualquier volumen de flujo peatonal requiere del uso de un intervalo libre para ellos, con el fin de reducir al mínimo los conflictos entre vehículos y peatones.
3. **Zona de seguridad durante un intervalo:** Cuando los peatones cruzan una parte de la calle desde o hacia una faja separadora o zona de seguridad durante un cierto intervalo, en el que no les está permitido cruzar en otra parte de la calle durante ese intervalo.
4. **Existencia de Vehículos Pesados:** Cuando la circulación de vehículos pesados que dan vuelta, demanda una fase semiexclusiva para protecciones de los peatones.
5. **Fase de Verde Demasiado Corta:** Cuando el intervalo mínimo de luz verde para vehículos en intersecciones con controles accionados por el tránsito es menor que el tiempo mínimo para cruce de peatones.
6. **Incremento del tiempo de ciclo:** cuando al incrementar los intervalos del ciclo pudieran confundirse los peatones que se guiarán exclusivamente por los semáforos para vehículos.

Por el momento no será necesario realizar estudios de tránsito para implementar un semáforo escolar ya que en las cercanías de la intersección no hay escuelas.



### Requisitos para la instalación de Semáforos Especiales de Destello

Se implementarán si se cumple una o más de los requisitos que se dan a continuación.

1. Los semáforos de destello amarillo se justifican como un dispositivo anticipado para advertir a los conductores de condiciones especiales, en una intersección o en otro sitio donde exista algún tipo de riesgo, como son:
  - Obstrucciones en la vialidad.
  - Intersecciones importantes oculta por una obstrucción o una curva pronunciada en la carretera.
  - Alineamiento vertical u horizontal de alto riesgo.
  - Requisitos especiales o regulación del tránsito.
2. La instalación de un semáforo de destello en una intersección con luz amarilla en la calle principal y luz roja en las calles transversales, se pueden justificar de acuerdo a los siguientes casos.
  - Alcance visual limitado: en intersecciones donde la distancia de alcance visual quede extremadamente limitada o cuando sea importante indicar la necesidad de hacer parada en una calle y proseguir con precaución en la otra.
  - Donde exista un gran número de accidentes susceptibles de evitar detenidos el tránsito o advierte que la zona es de alto riesgo.

Finalmente se eligió el semáforo de destello amarillo por ser más eficiente a la hora de advertir la presencia de una intersección. Además, se adapta mejor al volumen de tránsito actual, el cual no justifica una inversión superior.

La empresa NORTELEC proporcionó información técnica y costos de cada componente del semáforo los que se presentan a continuación. Para la conversión de pesos a dólares o viceversa se consideró el dólar a \$70.

Tabla 4.21 | Presupuesto Semáforo Especial de Destello Amarillo NORTELEC.

<b>Semáforo Especial de Destello Amarillo</b>			
<b>Componentes</b>	<b>Uni.</b>	<b>Precio Unitario</b>	
		<b>(U\$S)</b>	<b>(\$)</b>
<b>Poste Recto de 3m (2,5 m libres, Ø=101,6mm)</b>	1	95	-
<b>Soporte doble 180°</b>	1	122	
<b>Torta Led Amarilla Ø=20 cm</b>	4	90	
<b>Led intermitente de 20 cm policarbonato sin placa titilante</b>	4	296	
<b>Controlador</b>	1	1268	
		<b>\$4361,76</b>	<b>\$322770,24</b>



El presupuesto estimado total de esta propuesta, teniendo en cuenta los valores expresados anteriormente y la reconstrucción del pavimento correspondiente a la intersección "T", es de **U\$D 32.933,00**.

#### 4.7.2. Propuesta 2: Curva Horizontal

Respetará el trazado planimétrico antes propuesto, analizando la incorporación de una curva horizontal en la intersección. Dicha curva estará compuesta por un arco circular, precedido y seguido por una curva de transición de radio variable.

Las curvas horizontales circulares son arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas emplazadas para unir dos tangentes consecutivas. Además, se emplean un alineamiento de transición entre los alineamientos rectos y curvos de una carretera, a través del cual la curvatura pase gradualmente desde cero hasta el valor finito de la curva circular, a la vez que la inclinación transversal de la calzada pase del bombeo al peralte, también gradualmente. En Argentina la curva de transición más utilizada es una espiral, llamada clotoide, la cual varía su curvatura proporcionalmente con la longitud de su desarrollo, por dicha propiedad los móviles experimentan una variación uniforme de la aceleración centrífuga, al recorrerla a una velocidad constante.

A continuación, se presentan los cálculos de los parámetros geométricos de la curva circular.

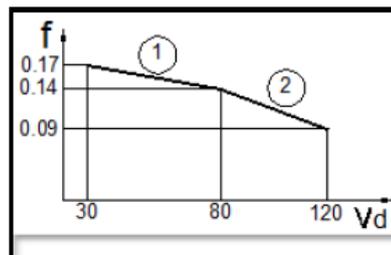
Coeficiente de fricción: La expresión utilizada para calcular dicho coeficiente es la recomendada por la AASHTO-1994:

En la recta 1:  $f = 0,19 - 0,0006 \cdot V_d$

(Para  $V_d < 80 \text{ km/h}$ )

En la recta 2:  $f = 0,24 - 0,00125 \cdot V_d$

(Para  $V_d > 80 \text{ km/h}$ )



Como nuestra velocidad de diseño es 60 km/h la expresión utilizada es la segunda:

$$f = 0.19 - 0.0006 \cdot 60 = 0.154$$

Peralte máximo: El peralte máximo recomendado por las normas de diseño geométrico de caminos rurales de la Dirección Nacional de Vialidad es:



<u>Peralte</u>	<u>Condiciones en que se desarrolla la ruta</u>
10 ‰	En zonas rurales montañosas, con heladas o nevadas poco frecuentes.
8 ‰	En zonas rurales llanas con heladas o nevadas poco frecuentes.
6 ‰	En zonas próximas a las urbanas, con vehículos que operan a bajas velocidades, o en zonas rurales, llanas o montañosas, sujetas a heladas o nevadas frecuentes.

Se adoptó una pendiente máxima de 6%.

Radio mínimo: En las curvas horizontales el radio mínimo está dado por la máxima tasa de peralte admisible el mayor factor de fricción lateral que se permita:

Por lo tanto, según la siguiente fórmula el radio de curva mínimo es:

$$R_{min} = k \cdot \frac{V^2}{e_{max} + f_{max}}$$

Dónde:

$k = 0,007865$ .

$V$ : Velocidad directriz o velocidad de proyecto.

$R$ : Radio de curva.

$e_{max}$ : Peralte máximo.

$f_{max}$ : Factor de fricción máxima.

Se adopta como velocidad de proyecto 60 km/h, por lo tanto, el radio mínimo de curva resulta:

$$R_{min} = 0.007865 * \frac{60^2}{0.06 + 0.154} = 132m$$

Radio deseable: Este radio es mayor que el mínimo, dado que en el mismo se tiene un margen de seguridad mayor. Para obtener ese margen se considera la mitad del factor de fricción máxima.

$$R_{des} = k \cdot \frac{V^2}{e_{max} + \frac{f_{max}}{2}}$$

$$R_{des} = 0.007865 * \frac{60^2}{0.06 + \frac{0.154}{2}} = 207m$$



A continuación, se presenta una tabla con los valores obtenidos anteriormente los que serán los datos de ingreso en el software Civil 3D para el diseño de la vía de comunicación.

Tabla 4.22 | Parámetros Curvas Circulares Horizontales.

Datos C Circular	
R min (m)	R des (m)
132	207

Longitud de espiral: La longitud de la curva de transición debe ser adecuada para permitir al conductor de habilidad media, circulando a la velocidad de proyecto, disponer de tiempo suficiente para pasar de la alineación recta a la curva sin ninguna dificultad. La longitud mínima de espiral se calcula a partir de:

$$Le_{min} = 0,0214 \cdot \frac{V_d^3}{R_c \cdot c}$$

Siendo:

$V_d$ : Velocidad de diseño en  $km/h$ .

$R_c$ : Radio de curva circular en metros.

$c$ : Tasa de cambio de la aceleración centrífuga en  $m/s^3$

La longitud deseable se considera como mínimo un 50% mayor que la longitud mínima:

$$Le_{des} = 1,5 \cdot Le_{min}$$

Obtenemos los valores para el radio de curva deseable y una tasa de cambio de la aceleración centrífuga de

$$Le_{min} = 0,0214 \cdot \frac{\left(60 \frac{km}{h}\right)^3}{132m \cdot \frac{0,45m}{s^3}} = 77,6 m$$

$$Le_{des} = 1,5 \cdot Le_{min} = 1,5 \cdot 77,6 m = 116,5 m$$

La ordenada "P" del eje y marca el inicio de la curva circular. La misma se mide desde la tangente hasta la curva circular y la tangente, es innecesario introducir una curva de transición ya que el vehículo será capaz de describir por sí mismo una transición sin apartarse más de 0,10m del eje de su trocha.

Esto se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{Le^2}{24 \cdot R_c}$$



Dónde:

$R_c$ : Radio de curva circular.

$L_e$ : Longitud de espiral de transición.

Para este caso también adoptamos el valor deseable tanto del radio de curva como de la longitud de transición.

$$P = \frac{(116.5 \text{ m})^2}{24 * 207 \text{ m}} = 2.7 \text{ m}$$

Se puede ver que el valor de la desviación es de 2.7 metros, por lo que es fundamental la implementación de curvas de transición.

Parámetros de la clotoide: Ángulo de deflexión en el extremo de la espiral ( $\theta_e$ ) se calcula con la siguiente ecuación.

$$\theta_e = \frac{L_e}{2 \cdot R_{c_{des}}}$$

Siendo:

$L_e$ : Longitud de la espiral.

$R_{c_{des}}$ : Radio de curva en el extremo de la espiral.

$$\theta_e = \frac{116.5 \text{ m}}{2 * 207 \text{ m}} = 0.28 \text{ rad} = 16.13^\circ$$

(K): se define como la abscisa del punto pc

$$K = \sqrt{L_e \cdot R_{c_{des}}}$$

$$K = \sqrt{116.5 \text{ m} * 207 \text{ m}} = 155.3 \text{ m}$$

Los valores que se presentan a continuación serán los datos de ingreso en el software Civil 3D para el diseño de la curva circular de la vía de comunicación.

Tabla 4.23 | Parámetros Curva de Aproximación Clotoide.

Datos Clotoide				
Le min (m)	Le des (m)	$\theta$ (rad)	$\theta$ (°)	K
77,6	116,5	0,28	16,13	155,3

Se determinó un costo estimado de la curva circular para que fuera comparable con el costo del semáforo. Para ello es necesario calcular la longitud virtual, que se define como la longitud que debería recorrer un vehículo sobre una superficie de las mismas características que el tramo original, pero en una trayectoria recta y llana, con

flujo libre y velocidad constante, de tal manera que resulte tener el mismo costo de operación ocasionado al recorrer el tramo original.

Tabla 4.24 | Longitud Virtual Debido a Curvas Horizontales.

Long. Virtual debido a curvas horizontales				
k	Vel (Km/hs)	Long Curva (km)	R. de giro des (m)	Δch Auto (km)
0,00785	60	0,4764	132	0,20

Tabla 4.25 | Computo y Presupuesto Curva Horizontal.

Computo		Presupuesto		
Unidad	Cantidad	Precio Unitario \$	Precio Parcial \$	Precio Parcial U\$S
mL	200	20000	4000000	57143

A continuación, se presenta el diseño en planta del camino realizado con el software CivilCad3D. Como se aprecia en la ilustración 4.26, la curva circular se desarrollaría en un terreno privado con lo que se debería iniciar las tareas legales inherentes a la expropiación y dicho proceso termina siendo laborioso demorando la finalización de la obra. Además de lo mencionado no cumple con el criterio n° 1 de intersecciones, el cual recomienda un radio de giro de 550 m para circular por la curva horizontal a 60 Km/h. Según los cálculos aplicando las ecuaciones propuestas por Vialidad Nacional se necesita solo un radio de giro de 343m para describir la curva circular.

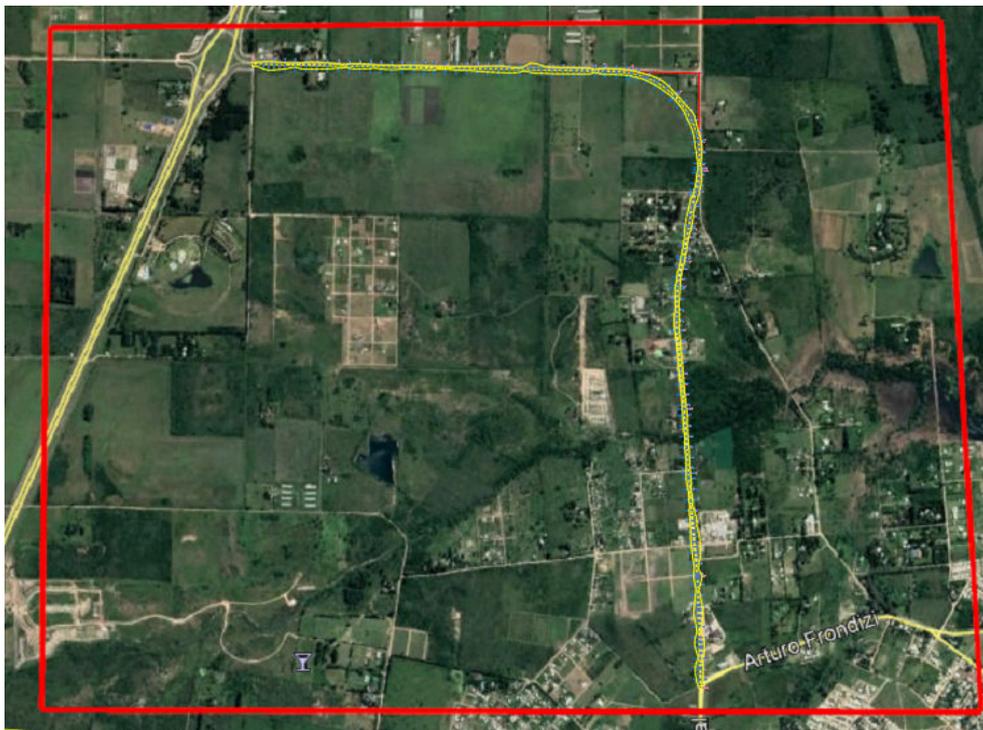


Ilustración 4.66 | Alineamiento con Curva Horizontal



#### 4.7.3. Propuesta 3: Rotonda Moderna.

Para la tercera solución se propone modificar la traza del camino en el entorno de la intersección haciendo factible la materialización de una rotonda moderna que permitirá acomodar el tránsito actual y el futuro, además será proyectada para que en algún momento pueda ingresar el tránsito del tramo superior de la calle Republica del Líbano.

Las rotondas siempre deben tenerse en cuenta como una estrategia de mejoramiento de las intersecciones existentes controladas por señales de PARE en los cuatro carriles, o por semáforos con problemas de seguridad u operación.



Ilustración 4.67 | Ejemplo de Rotondas Circulares

#### Ventajas de las Rotondas

- Imponen dos obstaculizaciones deliberadamente diseñadas para los conductores que ingresen en ella.
  1. Reglamentario: ceder el paso
  2. Geométrico: Deflexiones de la entrada y trayectoria (son más seguras que el resto de las intersecciones a nivel, con reducciones del número de los accidentes entre 40 y 70%).
- Por el ángulo de convergencia, los infrecuentes choques son laterales y de poca gravedad por lo que se reduce en un 90% los accidentes mortales.
- Resuelven todos los movimientos posibles en una intersección, incluso los cambios de sentido y permite rectificar errores de destino.
- Permiten altos volúmenes de tránsito sin regulación semafórica. La capacidad de una rotonda es mayor que las de otras intersecciones a nivel.
- Resuelven satisfactoriamente las intersecciones de 4 ramales con tan solo 8 puntos de conflicto.
- Su sencillez y uniformidad de funcionamiento facilitan su comprensión por parte del usuario.



- Permite resolver el peligroso giro a la izquierda como ninguna otra intersección.

#### Desventajas de las Rotondas

- No son recomendadas donde un sistema de semáforos coordinados pudiera dar un mejor nivel de servicio.
- No funcionan bien con intersecciones con regulación semaforica, porque esto implica la llegada conjunta de pelotones de vehículos, lo que puede aumentar las demoras.
- Los conductores de camiones grandes tardan en adaptarse a la forma adecuada de circular por rotondas de dos o más carriles.

#### Diseño Geométrico de la Rotonda Moderna.

Se diseñan para controlar la velocidad de viaje, facilitar el intercambio eficaz de los flujos de tránsito, y reducir al mínimo el número y gravedad de los choques.

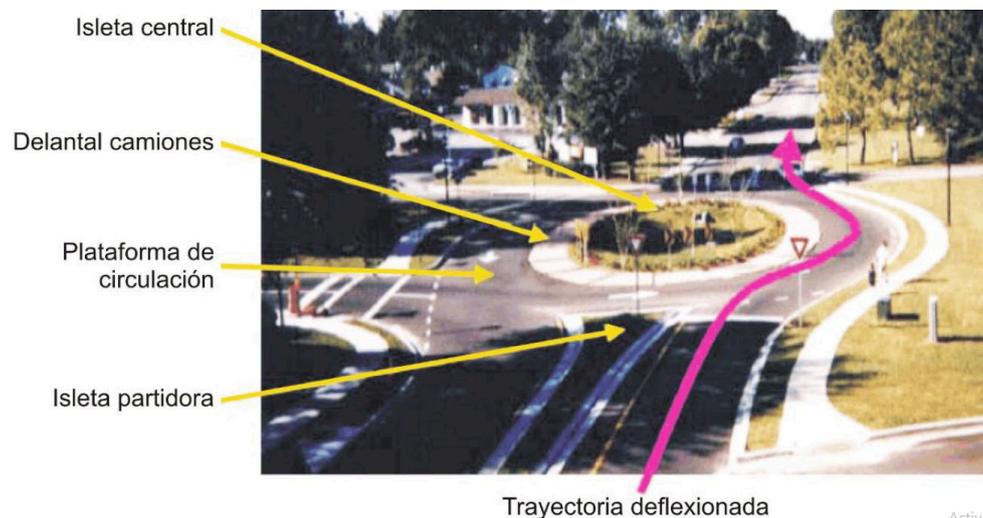


Ilustración 4.68 | Elementos Rotonda Moderna

En la ilustración 4.29 pueden verse las partes de una rotonda que se describirán a continuación.



Ilustración 4.69 | Elementos Rotonda Circular Moderna

**Círculo inscripto:** El diámetro del círculo inscripto es el parámetro básico usado para definir el mayor tamaño de una rotonda. Es el diámetro mayor medido hasta el borde exterior de la calzada de circulación.

Tabla 4.26 | Diámetros Típicos de Círculos Inscritos y Volúmenes de Transito Diario.

Tipo de rotonda	Diámetro <sup>1</sup> típico de círculo inscripto (m)	Volumen <sup>2</sup> típico de tránsito diario (vpd) Rotonda de cuatro ramales
→ Urbana Un-Carril	35 - 43	< 25000
Urbana Multicarril (entradas 2-carriles)	45 - 60	25000 a 55000
Urbana Multicarril (entradas 3 ó 4 carriles)	60 - 85	55000 a 80000
→ Rural Un-Carril	36 - 45	< 25000
Rural Multicarril (entradas 2-carriles)	55 - 67	25000 a 55000
Rural Multicarril (entradas 3-carriles)	60- 76	55000 a 70000

<sup>1</sup> Los diámetros provistos son para guía general (cara a cara de cordones exteriores)

<sup>2</sup> Las capacidades varían sustancialmente según los volúmenes de tránsito que entran y los movimientos de giro (flujo que circula)

Fuente: *Road Design Manual* – Minnesota DOT, 2009.

Se adopta un diámetro de 45m, el cual resulta de un valor medio entre el camino rural de un carril y camino urbano de un carril.

**Calzada anular:** Plataforma curvada de un sentido usada por los vehículos para viajar en sentido anti horario alrededor de la isleta central. Una regla practica para determinar el ancho de la calzada anular es hacerla igual o un 20% superior al ancho de la entrada más amplia. Suponiendo un buen diseño de las entradas, esta regla garantiza la capacidad y seguridad de circulación en el anillo.

$$\text{Ancho de Calzada en RM} = 1.2 * \text{Ancho de la entrada mas amplia}$$

$$\text{Ancho de Calzada en RM} = 1.2 * 6.6m = 8 m$$

Partiendo del diámetro del círculo inscripto el cual es de 45m se obtiene el ancho entre cordones "g" que rondará entre 9 y 10 m según el siguiente gráfico con lo que verifica el valor antes calculado.

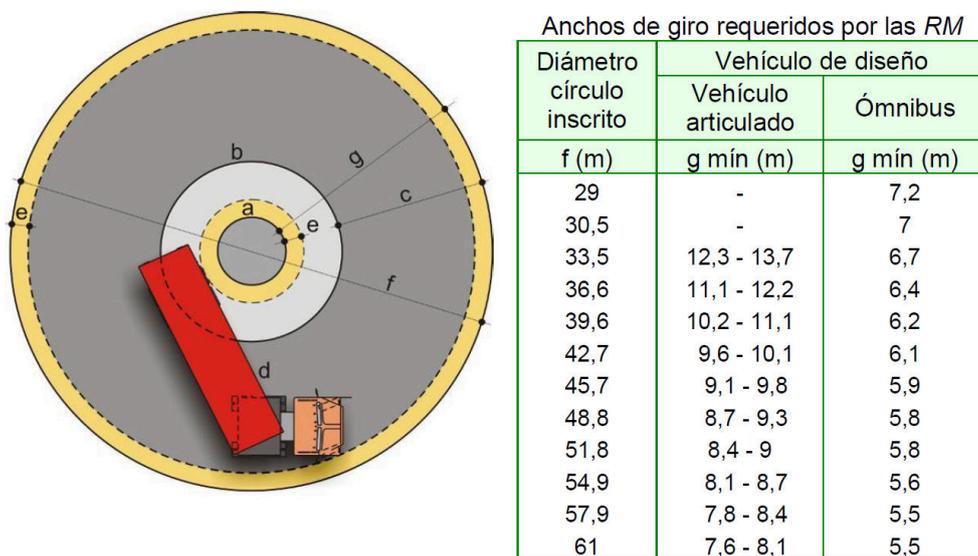


Figura 5.58 Anchos de giro requeridos por la plataforma circulatoria de las RM  
(Adaptado de Ourston, 1995)

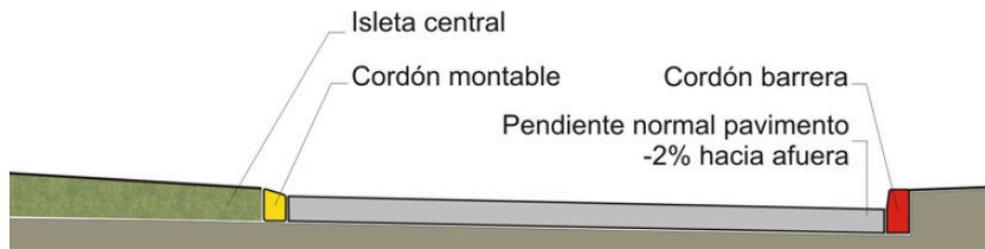
Ilustración 4.70 | Parámetros Anchos de Giro en Rotondas Modernas

Referencias:

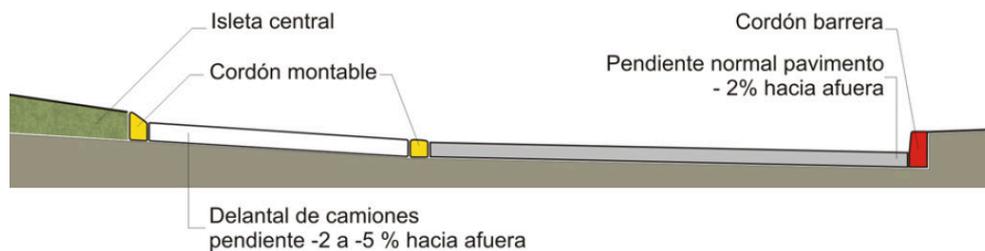
- a) Isleta central elevada
- b) Cordón montable delantal de camiones
- c) Ancho normal calzada anular, de 1 a 1.2 veces el ancho máximo de entrada,
- d) Vehículo de diseño
- e) 1m de separación mínima
- f) Diámetro círculo inscripto
- g) Ancho entre cordones

**Rasante de las Rotondas:** en general, en las RM no es necesario peraltar la plataforma circulatoria por las bajas velocidades de operación. Para mejorar el drenaje se aconseja una pendiente transversal hacia afuera entre 2% y 5%, lo cual:

- Impide el encharcamiento de la rotonda.
- Facilita el mantenimiento del desagüe en el exterior de la plataforma circulatoria, de más fácil accesibilidad.
- Permite solucionar mejor los encuentros entre la plataforma circulatoria y los ramales de entrada y salida, evitando la formación de aristas.
- Colabora con el ambiente de bajas velocidades correspondientes a una RM.



Sección típica de calzada circulatoria



Sección típica con delantal de camiones

Ilustración 4.71 | Esquema Rasante para Rotondas Modernas

**Perfil Longitudinal:** Para la plataforma circulatoria se recomienda un perfil longitudinal de pendiente no mayor que 3%. Para evitar la formación de charcos en el borde exterior, preferiblemente debe disponerse una ligera pendiente longitudinal de la plataforma circulatoria (0.5% - 0.7%).

**Isleta Central:** Es la zona elevada en el centro de una rotonda, alrededor de la cual circula el tránsito. Se recomienda que para asegurar un adecuado cambio de dirección en las entradas y evitar entradas tangenciales, el diámetro externo no sea inferior a 35 m.

**Delantal de Camiones:** Parte montable de la isleta central adyacente a la plataforma circulatoria. En determinados diseños donde la zona de camino, topografía u otras restricciones impiden la aptitud de expandir el diámetro inscripto, pueden agregarse un delantal montable en el borde interior de la isleta central. Éste provee de superficie pavimentada adicional para permitir la sobre huella de los semirremolques grandes sobre la isleta central típica con delantal traspasable, sin comprometer la



deflexión de los vehículos chicos. Es necesario desanimar la circulación de los peatones por estas zonas.

**Entrada:** La plataforma de aproximación es aquella comprendida por el espacio antes de la plataforma de circulación y entre la cara de cordón derecho y el lado de aproximación de la isleta partidora. Esta característica clave es el principal determinante de la capacidad y seguridad de una rotonda.

**Ancho Carril Aproximación V:** Es la mitad del ancho de calzada de aproximación corriente arriba de cualquier cambio en el ancho asociado con la rotonda. Típicamente, la mitad del ancho de la calzada no es más que el ancho total del carril de aproximación. Si no hay carril ciclista marcado, entonces el ancho se mide desde la cara del cordón en el lado derecho hasta el cordón de la isleta partidora, o línea de eje central pintado o marcado, en el lado izquierdo.

**Ancho de Entrada E:** Se define como el ancho donde se encuentra con el círculo inscripto. Se mide perpendicularmente desde la cara de cordón exterior hasta la cara interior en la isleta partidora. El ancho de entrada efectivo puede ser menor por factores de diseño y uso del suelo.

Tabla 4.27 | Parámetros Generales de Diseño de una Rotonda Moderna.

Parámetros generales de diseño de una RM	
D Inscripto "D"	45 m
Ancho C. Anular	5,4 m
Ancho entre Cordones "g"	10 m
delantal para camiones "e"	4,2 m
D. Isleta Central	35m
Ancho del Carril de Aproximación "V"	3,6 m
Ancho de la entrada "E"	4,5 m
Ancho de la Salida	5 m

**Rasante de los Ramales de Entrada:** en una distancia de 15 m desde la línea de "Ceda el Paso", las pendientes de las calzadas de entrada no superarán el 4%.

Tabla 4.28 | Pendientes de Entrada a la Rotonda Moderna.

Pendientes de entrada a la RM		
Acceso	Longitud	i
	(m)	(%)
1	256	1,13
2	149	-0,48
3	287	0,7

Como se observa verifica este requisito.

Los valores anteriores no difieren demasiado de los recomendados por DNV que se dan a continuación.

Tabla 4.29 | Valores Ilustrativos de Diseño para Parámetros Geométricos Clave.

Parámetro geométrico	Entrada un carril	Entrada dos carriles	Entrada tres carriles
1 Ancho carril aproximación	Ancho de carril de tránsito directo de la aproximación a la rotonda antes de cualquier sección de abocinamiento.		
2 Ancho de entrada	Menor distancia entre cordones en el punto de Ceda el Paso		
3 Longitud efectiva de abocinamiento	5 a 100 m si es necesario		
4 Diámetro círculo inscrito	40 m	50 m	75 m
5 Radio de entrada	20 m	25 m	30 m
6 Ángulo de entrada	30 grados		
7 Ancho de plataforma circulatoria	6-7 m; puede ser necesario delantal para camiones	10 m (delantal para camiones no necesario)	14 m (delantal de camiones no necesario)
8 Radio de salida	15-20 m	20-30	30-40

**Isleta Partidora:** Mediana elevada en una aproximación usada para separar los tránsitos de entrada y salida, desvía y lentifica el tránsito entrante y provee refugio a los peatones que cruzan el camino en dos etapas.

Canalizan la entrada, advierten al conductor de la proximidad de una intersección, aseguran una mínima distancia de separación entre la salida y la entrada de un mismo ramal, sirven de soporte a la señalización vertical, y facilitan refugio para el cruce de peatones. Actuando sobre ellas pueden obtenerse los valores recomendados entre 20° Y 60° para el ángulo de entrada ( $\phi$ ).

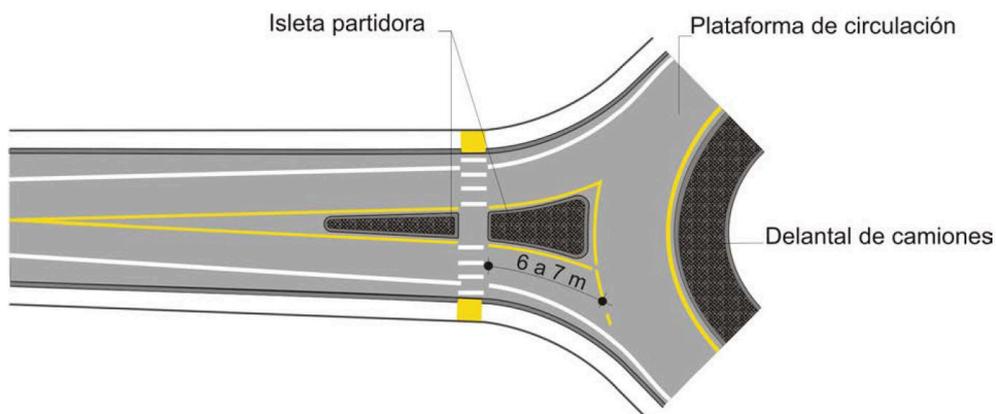


Figura 5.61 Cruce peatonal en isleta partidora

Ilustración 4.72 | Elementos Isleta Partidora.



**Cruce Peatonal:** Los cruces peatonales provistos en las rotondas deben ser accesibles. El cruce acomoda a todas las personas (incluyendo a las personas con discapacidades visuales). Sillas de ruedas, cochecitos de bebés, y bicicletas para cruzar la trayectoria, calle, etc., en dos etapas con un refugio cortado en la isleta partidora para permitir pasar a través de las trayectorias vehiculares.

**Tratamientos Ciclistas:** Los tratamientos ciclistas en las rotondas proveen la opción de viajar a través de la rotonda montado en la bicicleta por el carril de viaje como un vehículo más, o salir de la plataforma y usar un paso peatonal como un peatón, o como un ciclista usando una trayectoria de uso compartido, según el nivel de comodidad del ciclista.

**Vereda:** Es común proveer una senda compartida en el perímetro de la rotonda para acomodar a los peatones y ciclistas.

**Seguridad:** Se estudiará el quinto requisito para un buen funcionamiento de una intersección, para ello es necesario hacer el estudio de la visibilidad que nos permitirán discernir si en las inmediaciones de la rotonda será necesario modificar la traza del camino por razones de seguridad vial.

Según el manual número 5 “Intersecciones” de DNV se recomienda mantener despejada un área con vértice en un punto del ramal situado a 2 m de su borde derecho y a una distancia de la línea de CEDA EL PASO igual a la de detención, y limitada por la izquierda por una tangente desde ese punto a la plataforma circulatoria, a 2 m de su borde exterior.

Esta visibilidad “lejana” debe ir acompañada de una buena visibilidad en la propia entrada, donde se sitúa el CEDA EL PASO. La recomendación es que desde la entrada a una RM se garantice la visibilidad de los conductores hasta la entrada anterior, o una distancia mínima de 50 m hacia la izquierda si dicha entrada está a más distancia. Igual visibilidad se recomienda hacia la derecha.

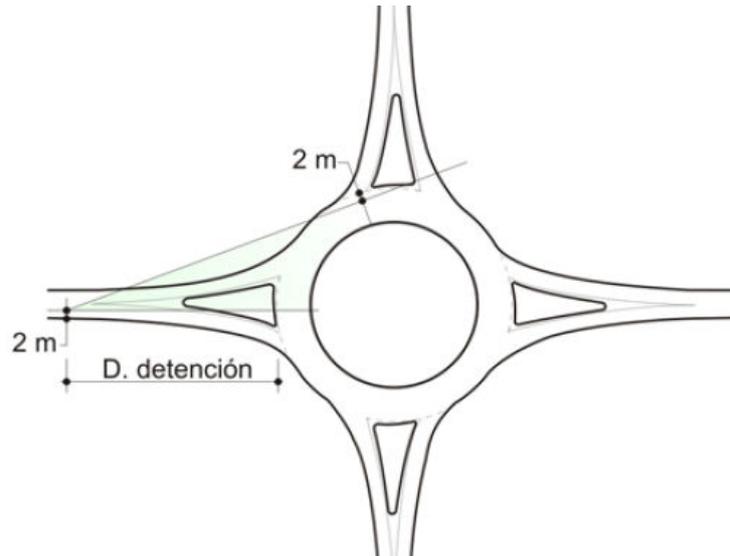


Ilustración 4.73 | Distancia de Visibilidad en Rotondas Modernas.

Se ingresa a la siguiente tabla con la velocidad de diseño, para una calzada de dos sentidos obteniendo el valor de DVD para la pendiente 0%. Luego en función a la pendiente real se determina el coeficiente por el cual se multiplica DVD. Para este caso se obtiene una DVD=85 m.

Tabla 4.30 | Tabla 3.2 Distancias Visuales Mínimas de Detención en Función de V y la Pendiente.

V km/h	Calzada de dos o un sentido											Calzada de un sentido									
	-10	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
25	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	24	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
30	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	30	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9
40	1,2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	45	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9
50	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	63	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
60	1,2	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	85	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
70	1,3	1,2	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	110	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
80	1,3	1,2	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	138	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
90	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	170	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8
100	1,4	1,3	1,3	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	206	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8
110	1,4	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,0	246	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8
120	1,4	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,0	290	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8
130	1,4	1,4	1,3	1,3	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,0	339	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8	0,8
140	1,5	1,4	1,3	1,3	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,0	391	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8	0,8

Con ayuda del software Google Earth se determinaron las pendientes promedio para cada tramo que converge en la rotonda.

**Tramo de Acceso Norte en dirección Este Oeste:** presenta  $i_{long} = 2.5\%$  por lo que la DVD= 85m.



Ilustración 4.74 | Pendiente Longitudinal Acceso Principal.

**Tramo superior Calle Republica del Líbano:** tiene una  $i_{long} = 1.5\%$  por lo que la DVD= 85m.

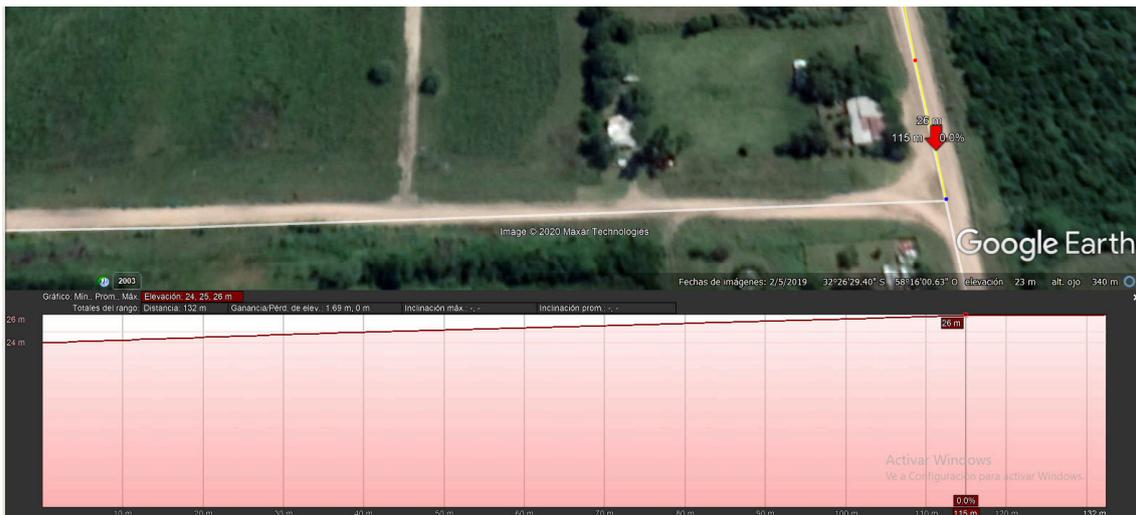


Ilustración 4.75 | Pendiente Longitudinal Acceso Terciario.

**Tramo de Acceso Norte dirección Norte-Sur:** el tramo tiene una pendiente promedio de  $i = 0.4\%$  por lo que la DVD=85m.

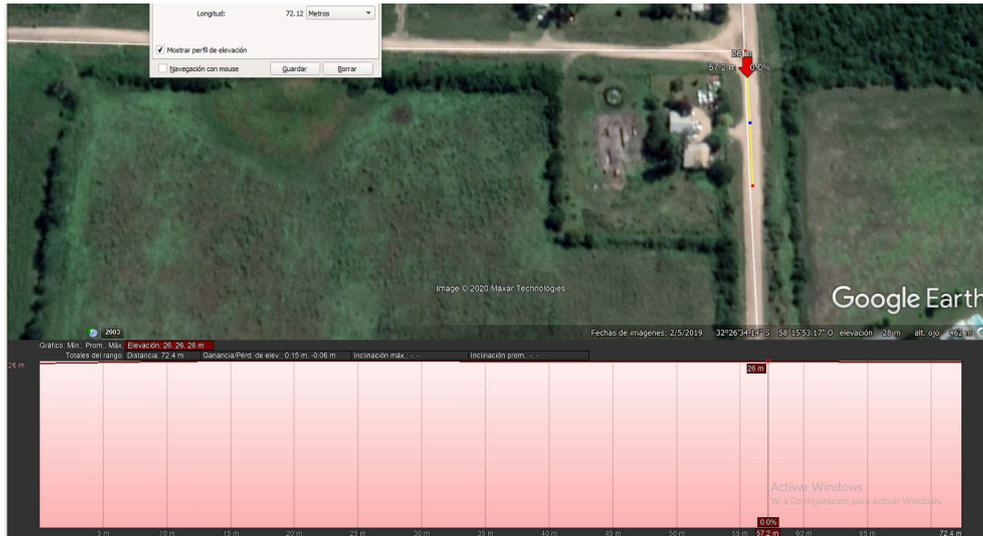


Ilustración 4.76 | Perfil Longitudinal Acceso Secundario.

En una fotografía de la intersección debidamente escalada en el software AutoCAD se implantó la rotonda y fueron verificados los triángulos de visibilidad llegando a la conclusión que es necesario inclinar el acceso primario y terciario en el entorno de la rotonda asegurando que se cumplan los requerimientos de visibilidad.

Para complementar el estudio de visibilidad es necesario definir las señales necesarias en la intersección. Las señales clave son la reglamentaria de CEDA EL PASO y la de prevención CEDA EL PASO a la distancia correspondiente.

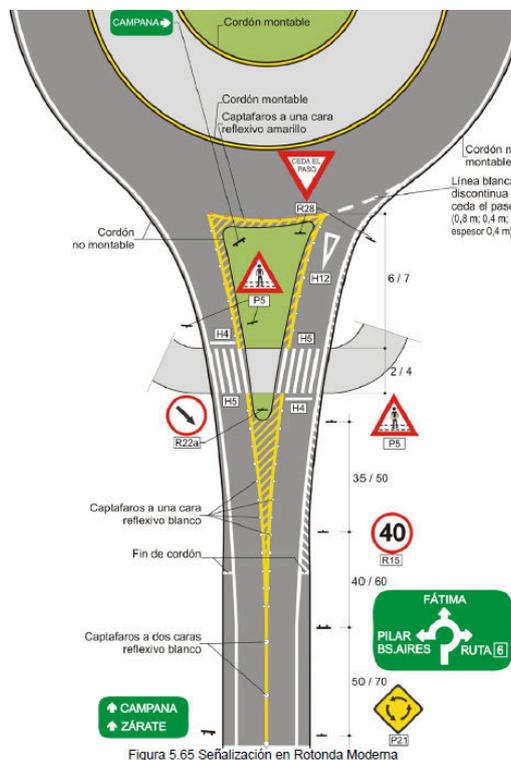
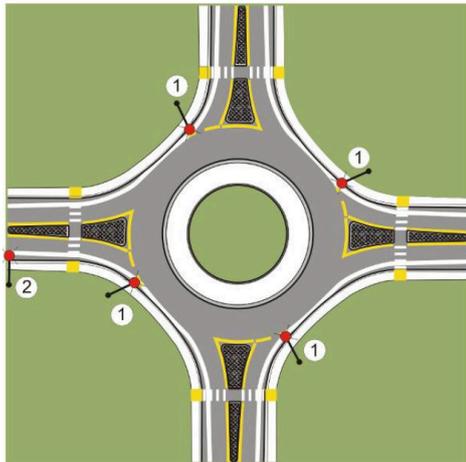


Figura 5.65 Señalización en Rotonda Moderna

Ilustración 4.77 | Señalización Rotonda Moderna.



**Demarcación Horizontal en el pavimento:** es esencial la buena visibilidad de la línea discontinua de Ceda el Paso, límite entre la condición de vehículo subordinado y prioritario.



- ① Iluminación en zona de "ceda el paso"
- ② Iluminación al comienzo de isleta partidora sobreelevada



Figura 5.67 Iluminación con postes laterales

Activ.  
Ve a Cc

Ilustración 4.78 | Iluminación en Rotondas.

Normalmente en las RM los postes se ubican en lugares estratégicos para iluminar especialmente las zonas de conflicto.



Iluminación de rotonda moderna con mástil central

Ilustración 4.79 | Iluminación de Rotonda Moderna con Mástil Central.



Iluminación de rotonda moderna con postes laterales

Ilustración 4.80 | Iluminación de Rotonda Moderna con Postes Laterales.



Tabla 4.31 | Computo y Presupuesto Rotonda Moderna.

Computo		Presupuesto		
Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Parcial \$	Precio Parcial U\$S
mL	150	40000	6000000	85714

Vialidad Nacional además de proveer fórmulas para el diseño geométrico de la rotonda recomienda asesoramiento de expertos en el tema, al no disponer de esto último se relevaron las estructuras existentes en busca de confirmar la coherencia en el diseño.

- **Rotonda entre Ruta provincial 39 y la 42:** Compuesta de un solo carril, el diámetro externo es de 57 m, el de la plaza central es de 38 m.
- **Rotonda entre ruta provincial nº 39, Acceso Bv Dr. R Uncal, Julio A. Lauria y Bv Sansoni:** Compuesta de un solo carril, el diámetro externo es de 81 m, el de la plaza central es de 63 m.
- **Rotonda entre Avenida 25 de junio, Calle Parque de la Ciudad y el BV12 de Octubre:** Compuesta de un solo carril, el diámetro externo es de 49 m, el de la plaza central es de 31 y 24 m describiendo así una elipse.

Podemos extraer como conclusión que el diseño propuesto es razonable si consideramos que por estas tres rotondas circulan camiones.

En general, una rotonda bien diseñada es el tipo más seguro de control de intersección. Los estudios tipo “antes y después” demuestran que en ellas se producen menos accidentes que en las intersecciones controladas por semáforos, señales de PARE, o CEDA EL PASO. La razón principal es que las velocidades relativas de los vehículos son considerablemente más bajas que en las rotondas bien diseñadas que en otros tipos de intersecciones a nivel.

Se utilizó el software Twinmotion para realizar una presentación de la rotonda moderna.



Ilustración 4.81 | Ubicación Rotonda Moderna en Alineamiento.

## 4.8. Conclusiones

Habiendo descartado la alternativa correspondiente a la curva horizontal debido a que no se cumple con las verificaciones de radio mínimo, se procedió a realizar una comparativa entre las restantes.

Como se pudo observar en los presupuestos estimativos de ambas alternativas es más económico materializar la intersección mediante el uso del semáforo y todos los aspectos que ello implica, pero desde el punto de vista de la seguridad y operación del usuario es conveniente la construcción desde un principio de la rotonda moderna, evitando así tener que proyectar a futuro una actualización del camino para incorporarla finalmente en otra etapa.

## 4.9. Presupuesto Estimado

En este apartado se procedió a realizar un conteo estimado de los elementos que comprenden a la obra, como el pavimento, para posteriormente efectuar un presupuesto aproximado de la misma. Las distintas tareas a realizar fueron enlistadas por rubros.

Los precios unitarios fueron determinados por el grupo de Proyecto Final “Drenaje y Prevención de inundaciones en barrio La Concepción” quienes citan como fuentes a C.A.P.E.R y otras publicaciones técnicas especializadas, así como también empresas pertenecientes a los distintos rubros, cabe destacar, que el presupuesto realizado es aproximado, acorde a la instancia de anteproyecto.



Debido a que los precios unitarios para cada ítem corresponden al año 2016 se proyectaron dichos valores al corriente mes. Para ellos de la página de Indec se obtuvo el índice total de la construcción (2016-2020) que indica en % el aumento acumulado en los precios de mano de obra, materiales y gastos generales.

Tabla 4.32 | Índice de la Construcción Actualizado Periodo 2015-2020.

	<b>Nivel General</b>
<b>%</b>	<b>143,34</b>
<b>IC</b>	<b>2,43</b>

Tabla 4.33 | Presupuesto Estimado Nuevo Acceso Norte Concepción del Uruguay.

<b>Rubros</b>	<b>Importe</b>
Vallado y Cartel de Obra y Obrero	\$ 85.993,99
Limpieza del terreno	\$ 7.813.685,88
Replanteo	\$ 98.988,56
Excavación para Cunetas	\$ 7.024.982,71
Excavación y nivelación mecánica	\$ 16.257.209,49
Carpeta asfáltica	\$ 102.837.734,64
Base y Sub - Base	\$ 208.977.362,00
Hormigón para cuneta	\$ 921.951,60
Rotonda	\$ 6.000.000,00
Costo Neto	\$ 350.017.908,86
Coeficiente de Resumen K	1,63
<b>TOTAL (ARS)</b>	<b>\$ 570.529.191,44</b>
<b>TOTAL (USD)</b>	<b>\$ 8.150.417,31</b>

A la fecha del mes de junio del 2020, se obtiene un presupuesto estimativo de **\$570.529.191,44** y su equivalente **USD8.150.417,31**.



# Capítulo 5

## Anteproyecto Arquitectónico





## 5. Anteproyecto Arquitectónico

El anteproyecto de reubicación y diseño de una nueva Terminal de Ómnibus de Concepción del Uruguay, responde a necesidades en diversos aspectos de interés comunitario.

El continuo crecimiento turístico, comercial y social que ha sufrido la ciudad en los últimos años, han representado una expansión significativa del ejido urbano y la presencia más recurrente de vehículos pesados dentro del mismo. Además, como se mencionó anteriormente, la falta de descentralización de los servicios administrativos repercute en el aumento del flujo de personas que circulan, ya sea en automóviles o transporte público, contribuyendo a la problemática.

Con este anteproyecto se busca descentralizar el edificio de la terminal actual, permitiendo descongestionar en parte el tránsito del área afectada, permitir la circulación de los ómnibus de media y larga distancia por vías adecuadas y brindar las mejoras necesarias para optimizar el servicio prestado.

### 5.1. Programa de necesidades

En este punto, se presenta el programa de necesidades para el nuevo edificio de la terminal de ómnibus. Para su realización, se tomaron como base los locales existentes actualmente, y se complementó con los necesarios para realizar una sustancial mejora que avale la realización de la obra. A continuación, se presenta la lista correspondiente al programa de necesidades, la cual se compone de la denominación de los locales y el área estimada para cada uno de ellos.

- Boletería Flecha Bus ~18m<sup>2</sup>
- Boletería JoviBus ~18m<sup>2</sup>
- Boletería Rápido San José ~18m<sup>2</sup>
- Boletería Nuevo Expreso ~18m<sup>2</sup>
- Boletería Rápido Tata ~18m<sup>2</sup>
- Boletería Vía Bariloche ~18m<sup>2</sup>
- Enfermería ~18m<sup>2</sup>
- Depósito Limpieza ~18m<sup>2</sup>
- Sanitarios ~60m<sup>2</sup>
- Oficina Administración ~50m<sup>2</sup>
- Oficina Información Turística ~18m<sup>2</sup>
- Mini mercado ~36m<sup>2</sup>
- Oficina CNRT ~10m<sup>2</sup>



- Destacamento Policial ~10m<sup>2</sup>
- Mesa de entrada / Informes ~18m<sup>2</sup>
- Local de comidas ~70m<sup>2</sup>

## 5.2. Emplazamiento

La nueva localización de las instalaciones de la terminal, debe contemplar el impacto que esta actividad provocara en su entorno y generar un aporte positivo a los intereses de la ciudad.

Se tendrán en cuenta aspectos relacionados con la accesibilidad, superficie, factibilidad, costos, servicios, disponibilidad, entre otros factores.

En primera instancia, en base a los aspectos generales antes mencionados, se llevó a cabo un relevamiento de disponibilidad de terrenos, recabando información de relevancia que será de utilidad para posteriormente seleccionar el que fuere más adecuado a las necesidades del proyecto.

## 5.3. Selección del terreno

Se estudiaron distintas alternativas de terrenos posibles para el emplazamiento de la Nueva Terminal de Concepción del Uruguay, para lo cual se establecieron una serie de objetivos a cumplir.

- Contar con la superficie necesaria para albergar los componentes de la obra.
- Brindar una correcta accesibilidad facilitando el uso de las instalaciones.
- Minimizar los inconvenientes resultantes de la interacción con el tránsito de la zona.
- Proporcionar una mejora significativa a la realidad actual.

Para ello se utilizó el Método de Factores Ponderados, lo que permitió la identificación de costos difíciles de evaluar a la hora de seleccionar el terreno más adecuado para la construcción de la obra.

### 5.3.1. Método de Factores Ponderados

La aplicación de este método requiere una serie de instancias a seguir, las cuales se enumeran a continuación:

1. Seleccionar las alternativas de terrenos a analizar.
2. Confeccionar la lista de factores más relevantes que afectan la selección de la localización.
3. Asignar un valor ponderado a cada factor que refleje su importancia relativa.



4. Desarrollar una escala asociada a la calificación de cada variable.
5. Calificar cada terreno respecto a cada uno de los factores, utilizando la escala del paso 3.
6. Multiplicar cada calificación por el valor ponderado de cada factor, y totalizar la calificación de las alternativas.
7. Realizar una recomendación basada en la máxima calificación en puntaje, considerando los resultados, de la aplicación del método.

Cabe mencionar que el método se aplicara en dos etapas para obtener mejores resultados. En la primera etapa, se tuvieron en cuenta los factores globales, obteniendo así una preselección de las locaciones con mejor calificación. Luego, al aplicar el método por segunda vez, se analizaron datos más puntuales, descartando aquellos que tenían en común.

#### Alternativas de terrenos

A continuación, se describen los terrenos seleccionados como alternativas para ser evaluados, situados en diversas zonas de la ciudad, cumpliendo en primera instancia con los requisitos generales del proyecto, su distribución geográfica se presenta en la siguiente ilustración:



Ilustración 5.1 | Localización Alternativas de Terrenos



### Terreno 1: Inmediaciones rotonda Justo José de Urquiza

- Titular: Municipalidad Concepción del Uruguay
- Superficie: 14260m<sup>2</sup>, según imágenes satelitales. Hasta el momento no se cuenta con información catastral debido a que fue cedido recientemente al municipio desde nación.
- Ubicación: se encuentra delimitado por las calles Acceso a J.J. Bruno al oeste, Posadas al norte, Bv. Dr. R. Uncal al este y RP39 (Bv. J.J. Bruno) al norte.
- Accesibilidad: Muy Buena.
- Servicios: Cloacas, alumbrado público, tendido eléctrico.
- Observaciones: actualmente en el terreno no existen edificaciones ni se aprecia gran cantidad de árboles o vegetación densa.

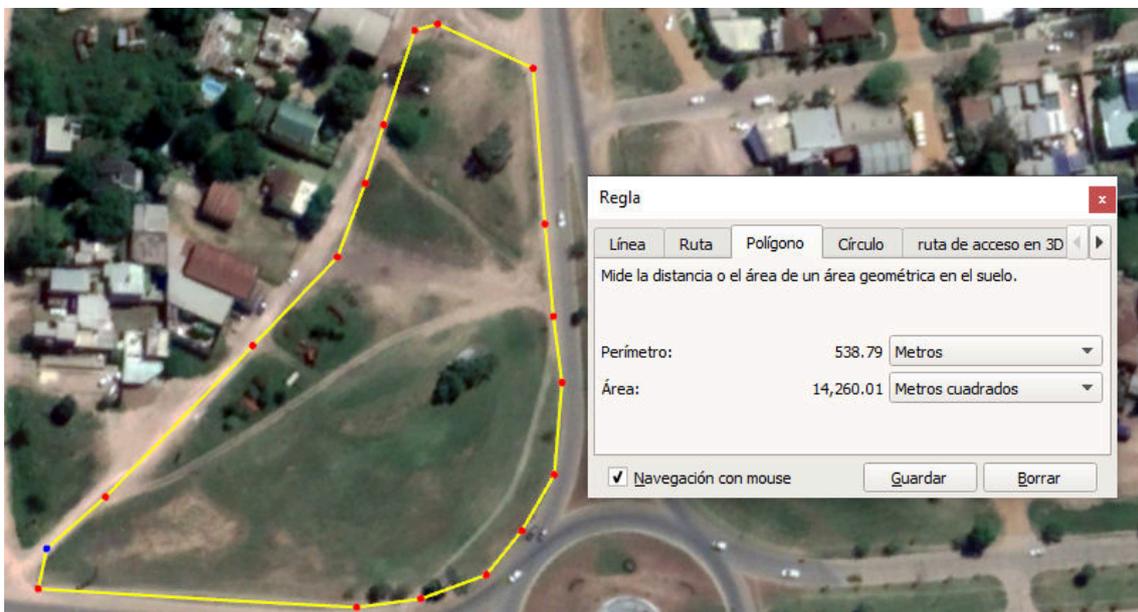


Ilustración 5.2 | Información Terreno 1

### Terreno 2: Diagonal al Hospital Justo José de Urquiza.

- Titular: Rodríguez, Mylena.
- Superficie: 7762,12m<sup>2</sup> según información catastral.
- Ubicación: se encuentra delimitado por las calles 20 de Oeste Norte al oeste, Bv. Dr. R. Uncal al noreste y Estrada al Sur.
- Accesibilidad: Muy Buena.
- Servicios: cloacas, alumbrado público, tendido eléctrico.
- Observaciones: el terreno no presenta edificaciones ni zonas densamente arboladas. Linda al noreste con un terreno perteneciente al ferrocarril, el cual,



justificando debidamente, podría tramitarse el cambio de titularidad, al igual que se realizó para la construcción del nuevo hospital.



Ilustración 5.3 | Perímetro Terreno 2

### **Terreno 3: Zona Hospital Viejo**

- Titular: Terreno estatal.
- Superficie: 24740m<sup>2</sup>, según imágenes satelitales. Hasta el momento no se cuenta con información catastral ya que recientemente se ha fijado el interés municipal.
- Ubicación: debido a que se encuentra en una zona categorizada como urbanización futura, no existe un trazado vial organizado. Frente al terreno se encuentra la calle Arturo Frondizi.
- Accesibilidad: Buena
- Servicios: agua potable, cloacas, tendido eléctrico, alumbrado público.
- Observaciones: actualmente no existen edificaciones y se observa vegetación densa. Para evitar asentamientos ilegales, el municipio fijo interés en el terreno



cuya extensión permite la ubicación de diversos proyectos para beneficio público, uno de ellos es la generación de un área deportiva.



Ilustración 5.4 | Información Terreno 3

#### **Terreno 4:** Predio Multieventos Concepción del Uruguay.

- Titular: Municipalidad Concepción del Uruguay.
- Superficie: 71734,2m<sup>2</sup>. Según imágenes satelitales.
- Ubicación: se encuentra delimitado por las calles Bv. Los Constituyentes al oeste, Bv. Hipólito Yrigoyen al norte, Ameghino y Carosini al este y Belgrano al sur.
- Accesibilidad: Buena
- Servicios: agua potable, cloacas, gas natural, tendido eléctrico, alumbrado público.
- Observaciones: terreno cedido por la nación, actualmente se realizan diversas actividades culturales. Debido a la extensión del predio puede seleccionarse la sección que más se adecue a los requerimientos del proyecto.

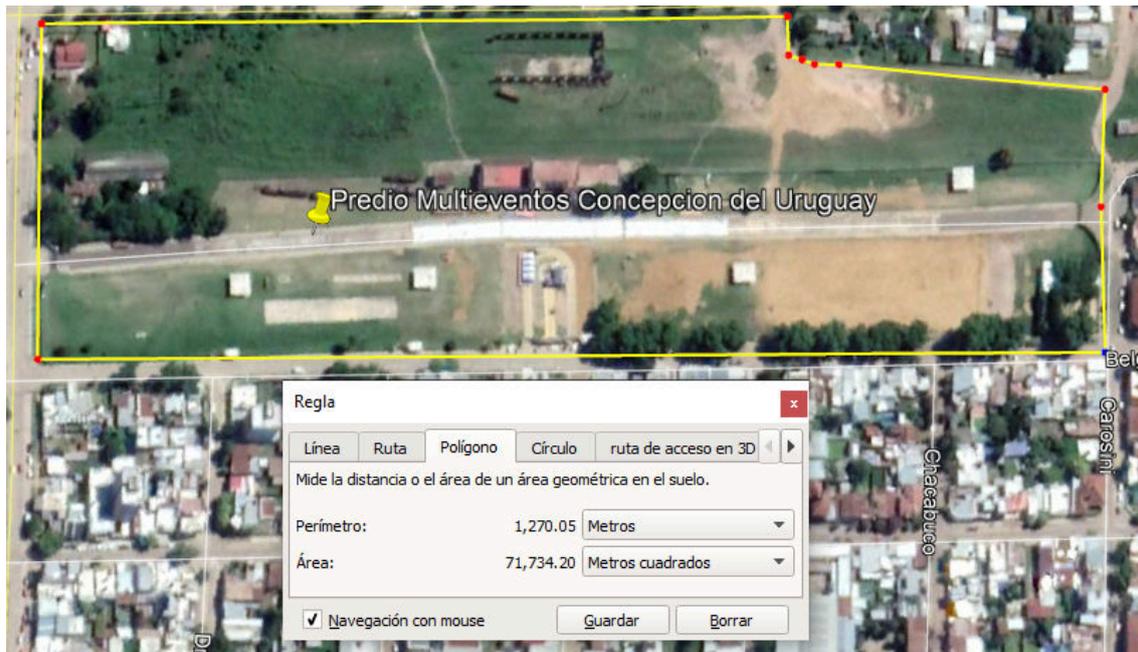


Ilustración 5.5 | Información Terreno 4

### Terreno 5: Terminal Actual

- Titular: Municipalidad de Concepción del Uruguay.
- Superficie: 3671,49m<sup>2</sup>, según datos catastrales.
- Ubicación: se encuentra delimitado por las calles Bv. Los Constituyentes al oeste, Rocamora al norte, Dr. Scelzi al este y Gral. Galarza al sur.
- Accesibilidad: Buena.
- Servicios: agua potable, cloacas, gas natural, tendido eléctrico, alumbrado público.
- Observaciones: este terreno se tuvo en cuenta con el fin de evaluar y comparar la ubicación actual con la futura. Además, se debe tener en cuenta que, demoliendo las instalaciones existentes y mediante un diseño eficiente, se podría solucionar gran parte de la problemática.



Ilustración 5.6 | Perímetro Terreno 5

#### Factores relevantes para el análisis

Los factores más relevantes de un primer análisis que se tuvieron en cuenta para la determinación de la localización se listan y se detallan a continuación.

- **Accesibilidad:** posibilidad de acceso rápido y fluido a la ubicación en estudio.
- **Superficie:** dimensiones del terreno.
- **Costo del terreno:** valor monetario de la parcela.
- **Servicios:** se basa en la existencia actual o próxima de los servicios tales como agua potable, cloacas, gas natural, tendido eléctrico, alumbrado público, recolección de residuos, entre otros.
- **Transporte público:** distancia media a la intersección con los recorridos actuales del transporte público urbano.
- **Propiedad:** identificar el titular o propietario del terreno.
- **Distancia a equipamiento urbano:** se toma la distancia vehicular media desde la locación en estudio a distintos puntos estratégicos de la ciudad referente a temas vinculados a salud, educación, deporte, seguridad, alojamiento, entre otros.



Como complemento, se enlistan y detallan a continuación los factores que se tuvieron en cuenta para la determinación de la localización no incluidos en el apartado anterior, correspondientes al segundo análisis.

- **Facilidad de maniobra:** posibilidad de ingreso y egreso rápido y fluido de las instalaciones.
- **Distancia a los accesos:** distancia vehicular promedio entre los accesos a la ciudad y el terreno en estudio.
- **Jerarquía de la vía de acceso:** tipo de vía según la jerarquización municipal.
- **Interferencia con el tránsito:** grado de interferencia de los ómnibus con la normal circulación vehicular de la zona.

#### Valor ponderado de cada factor

Se expresa a continuación el valor de incidencia en porcentaje de los ítems enlistados anteriormente

#### Primer análisis

- Accesibilidad: 30%
- Superficie: 25%
- Costo del terreno: 15%
- Servicios: 10%
- Transporte Público: 10%
- Propiedad: 5%
- Distancia a equipamiento urbano: 5%

#### Segundo análisis

- Facilidad de maniobra: 40%
- Distancia a los accesos: 25%
- Jerarquía de la vía de acceso: 20%
- Interferencia con el tránsito: 15%

#### Escala de valoración

Para cada factor de análisis se confeccionó una tabla de valoración individual indicando la escala y su correspondiente parámetro asociado.



## Primer Análisis

Tabla 5.1 | Escala de Valoración Primer Análisis.

<b>Factor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Escala</b>
<b>Accesibilidad</b>	Muy Buena	3
	Buena	2
	Regular	1
<b>Superficie</b>	Más de 20mil m <sup>2</sup>	3
	Entre 10mil y 20mil m <sup>2</sup>	2
	Menos de 10mil m <sup>2</sup>	1
<b>Costo del Terreno</b>	Adquirido	3
	Menos de \$1millon	2
	Más de \$1millon	1
<b>Servicios</b>	Posee	3
	Próxima Instalación	2
	Instalación no planeada	1
<b>Transporte Publico</b>	Menos de 100m	3
	Entre 100m y 200m	2
	Más de 200m	1
<b>Propiedad</b>	Municipal	3
	Privado	2
	Estatad	1
<b>Distancia a Equipamiento Urbano</b>	Menos de 2,5km	3
	Entre 2,5km y 3km	2
	Más de 3km	1

## Segundo análisis

Tabla 5.2 | Escala de Valoración Segundo Análisis.

<b>Factor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Escala</b>
<b>Facilidad de maniobra</b>	Alta	3
	Moderada	2
	Baja	1
<b>Distancia a los accesos</b>	Menos de 5km	3
	Entre 5km y 10km	2
	Más de 10km	1
<b>Jerarquía de la vía de acceso</b>	Vía de Penetración	3
	Bulevar / Avenida	2
	Secundaria / Vecinal	1
<b>Interferencia con el transito</b>	Nula	3
	Moderada	2
	Alta	1

A continuación, presenta la tabla resumen correspondiente al relevamiento de la información necesaria para la aplicación del Método de Factores Ponderados



Tabla 5.3 | Resumen de Datos Relevados de los Terrenos en Análisis.

Tabla Resumen del relevamiento de los terrenos en analisis					
Identificación	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 3	Terreno 4	Terreno 5
	Rotonda J.J. Urquiza	Diagonal Hospital Nuevo	Zona Hospital Viejo	Predio Multieventos CdeIU	Terminal Actual
Planta					
Area	14260	7762,12	24740	71734,2	3671,49
Zona	R5	R5	UF	UF	R1/R3
FOS	0,6	0,6	No Especific	No Especific	0,75/0,75
FOT	0,75	0,75	No Especific	No Especific	1,2/5
Altura Max.	9	9	No Especific	No Especific	Variable
Propietario	Municipal	Privado	Estatal	Municipal	Municipal
Forma	Irregular	Trapezoidal	Trapezoidal	Rectangular	Cuadrada
Accesibilidad	Muy Buena	Muy Buena	Buena	Buena	Buena
Agua	No	No	Si	Si	Si
Cloaca	Si	Si	Si	Si	Si
Electricidad	Si	Si	Si	Si	Si
Gas	No	No	No	Si	Si
Calles Material	Asfalto	Asfalto	Asfalto	Asfalto	Pavimento
Alumbrado Publico	Si	Si	Si	Si	Si
Equipamento Urbano Distancia Vehicular [km]					
Hospital	1,2	0,5	4,5	2,4	2,2
Bomberos	2,4	2,5	1,9	1,3	0,55
Policia	0,2	0,7	0,8	1,2	1,2
Prefectura	3,7	4,1	1,1	2,5	2,2
Alojamiento	0,5	1,1	1,5	0,8	0,1
CEF Nº3	4,2	4,5	1,6	1,5	2,4
Parque Sur	4	4,7	3,1	2,9	2,3
Atletico Uruguay	4,9	5,1	1,2	2,1	3
Gimnasia Cdelu	5	4,8	1,3	1,8	2,6
Circulo Catolico	5,8	5,8	3,8	5,3	4,8
Plaza Ramirez	3,5	3,7	1,8	1,7	1,6
UTN	3,9	4,5	3	2,8	2,2
UCU	3,6	3,9	2	1,9	1,8
UADER	3,4	3,6	1,4	1,3	1,5
UNER	1,1	1,1	3,5	2,6	2,8
Esc.Sub. Of.	4,5	4,5	0,7	1,6	2,5
Batallon de Ing.	2,2	2,5	3,8	3,1	1,6
Escuela Normal	4	4,3	2,5	2,3	1,9
Isla del Puerto	4,8	5,1	3,7	3,3	2,7
Banco Pelay	8,6	8,8	5	5,9	6,8
Parque de la Ciudad	5,3	4,8	1,6	2,5	3,4
Clinica Uruguay	3,6	3,8	2	1,8	1,7
Coop. Medica	3	3,3	1,2	0,95	1,2
Distancia al Centro	0,75	0,65	3,8	2,5	1,9
Distancia Promedio	3,51	3,68	2,37	2,34	2,29
Distancia a los accesos	4,9	4,8	7,8	6,35	6,5



### Aplicación del método

Una vez finalizadas las definiciones y realizados los relevamientos correspondientes se procedió a la aplicación del método según lo establecido.

### Primer Análisis

Tabla 5.4 | Aplicación Primer Análisis de Valoración Ponderado.

Matriz de Valoracion Primer Analisis												
%	Variables	Terrenos					Incidencia de cada variable en el conjunto					
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	
30%	Accesibilidad	3	3	1	2	2	30%	30%	10%	20%	20%	
25%	Superficie	2	1	3	3	1	17%	8%	25%	25%	8%	
15%	Costo del terreno	3	1	3	3	3	15%	5%	15%	15%	15%	
10%	Servicios	2	2	2	3	3	7%	7%	7%	10%	10%	
10%	Transporte Publico	3	3	3	1	2	10%	10%	10%	3%	7%	
5%	Propiedad	3	2	1	3	3	5%	3%	2%	5%	5%	
5%	Distancia a Equipamiento Urbano	1	1	3	3	3	2%	2%	5%	5%	5%	
100%		<b>Totales</b>	17	13	16	18	17	85%	65%	73%	83%	70%

Teniendo en cuenta los valores obtenidos, se concluye preseleccionar los terrenos 1, 3 y 4 para continuar con el análisis.

### Segundo análisis

Tabla 5.5 | Aplicación Segundo Análisis de Valoración Ponderado.

Matriz de Valoracion Segundo Analisis								
%	Variables Accesibilidad	Terrenos			Incidencia			
		1	3	4	1	3	4	
40%	Facilidad de maniobra	2	2	2	27%	27%	27%	
25%	Distancia a los accesos	3	2	2	25%	17%	17%	
20%	Jerarquia de la via de acceso	3	3	2	20%	20%	13%	
15%	Interferencia con el transito	2	2	2	10%	10%	10%	
100%		<b>Totales</b>	10	9	8	82%	73%	67%

Como resultado de la aplicación de la metodología de selección, se concluyó que la mejor alternativa para la relocalización de la Terminal de Concepción del Uruguay es el Terreno 1 ubicado en inmediaciones de la rotonda J. J. de Urquiza.



## 5.4. Implantación

A la hora de proyectar la implantación de la obra, se tuvo en cuenta principalmente las maniobras de ingreso y egreso de los colectivos ya que estos vehículos requieren radios de giros adecuados, que deben compatibilizarse con la morfología del terreno. Además, la rotonda existente en el lugar condiciona los accesos, por lo cual se localizaron en los extremos para evitar interferencias con la normal circulación del tránsito. Los autobuses ingresarán por el Bv. J.J. Bruno, accediendo a un carril de desaceleración, lo que permitirá realizar la maniobra con seguridad y sin interferencias; y se retirarán por el Bv. Dr. R. Uncal en inmediaciones a la calle Posadas, pudiendo hacerlo de forma directa.

La playa de circulación y maniobras, quedó determinada a partir de las dimensiones del colectivo reglamentado por la AASHTO, tomándose como parámetros mínimos, además se tuvieron en cuenta las consideraciones mencionadas en la implantación. Dentro de las instalaciones se dispone una playa de circulación y maniobra de colectivos de corta y larga distancia, dársenas, corredor peatonal, playa de circulación de vehículos particulares y remices con posibilidad de espera y estacionamientos. Se adjuntan las dimensiones y características.



Ilustración 5.7 | Implantación



## 5.5. Pautas de Diseño

Para el correcto funcionamiento de las instalaciones de la nueva terminal de ómnibus, es necesaria una eficiente distribución de espacios, ya sean públicos, privados, servicios y de circulación. Como se mencionó anteriormente en el programa de necesidades, la edificación requiere solo algunas ampliaciones tomándose como base las instalaciones existentes.

La construcción no contará con una sobreelevación significativa respecto al nivel de cordón de vereda, con el fin de evitar inconvenientes con el tránsito peatonal, pero teniendo en cuenta los requerimientos necesarios para el escurrimiento pluvial y las conexiones cloacales cuyo funcionamiento es por gravedad.

El ingreso al edificio puede realizarse dos sentidos: sureste y noreste, siendo el primero el principal, accediendo desde el sector de carga y descarga de pasajeros tanto de vehículos particulares como de remices, mientras que el segundo corresponde al acceso peatonal, el cual se une con el trazado de la calle Posadas donde finaliza la isleta divisora de tránsito perteneciente a la rotonda mencionada anteriormente siendo el lugar idóneo para para tal fin.

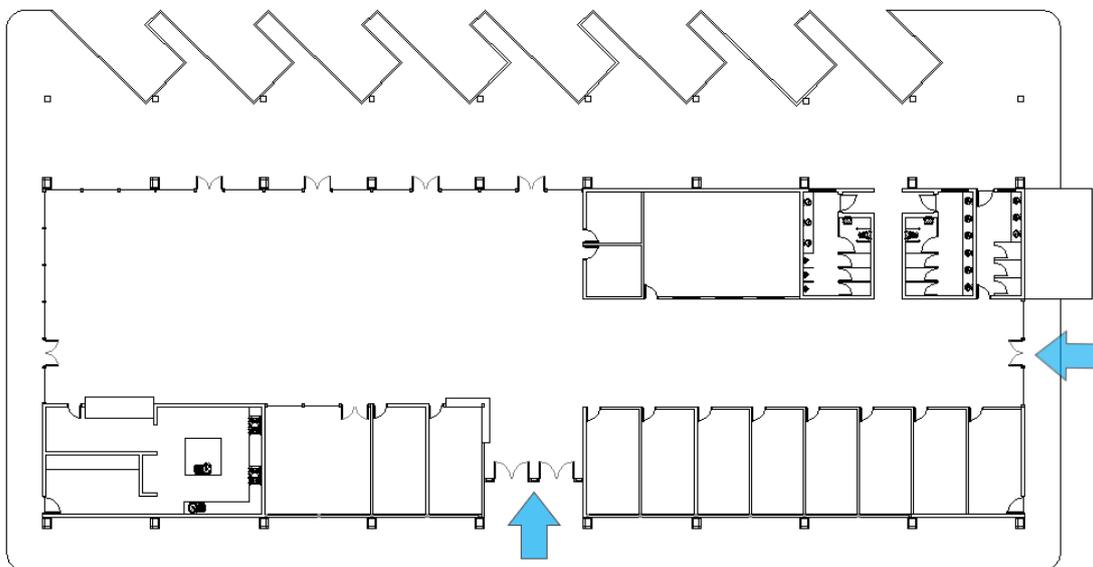


Ilustración 5.8 | Accesos al Edificio

Se contará con un estacionamiento para veinte vehículos de uso público pudiendo reservarse algunos para empleados. Además, se cuenta con dos lugares exclusivos para personas con capacidades diferentes.



Ilustración 5.9 | Estacionamiento dentro del predio

La designación y distribución de los locales, queda adjunta en el plano correspondiente al anteproyecto.

Las zonas **PRIVADAS** y **PÚBLICAS** se pueden apreciar en el siguiente esquema:

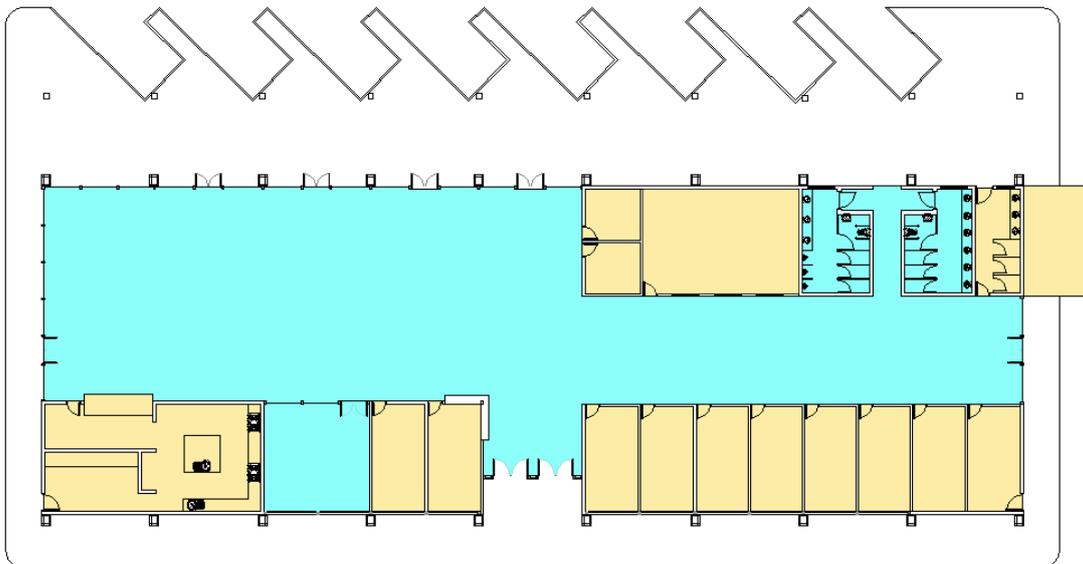


Ilustración 5.10 | Zonas privadas y publicas



Las zonas de **SERVICIO** y **SERVIDAS** por las anteriores se muestran en la siguiente ilustración:

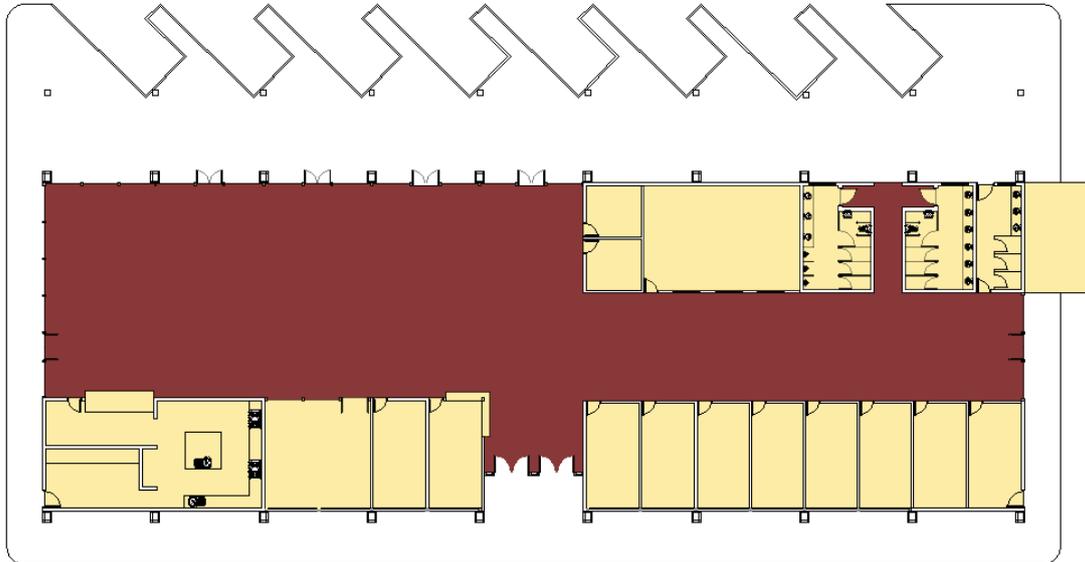


Ilustración 5.11 | Zonas de servicio y servidas

## 5.6. Esquema de la obra



Ilustración 5.12 | Vista de volumetría desde la entrada vehicular

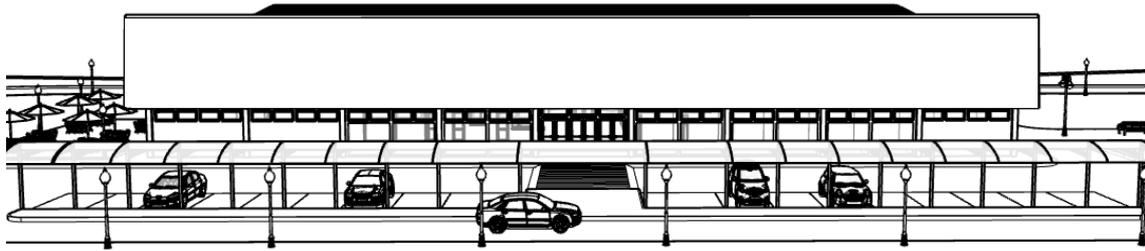


Ilustración 5.13 | Vista Volumétrica Frente

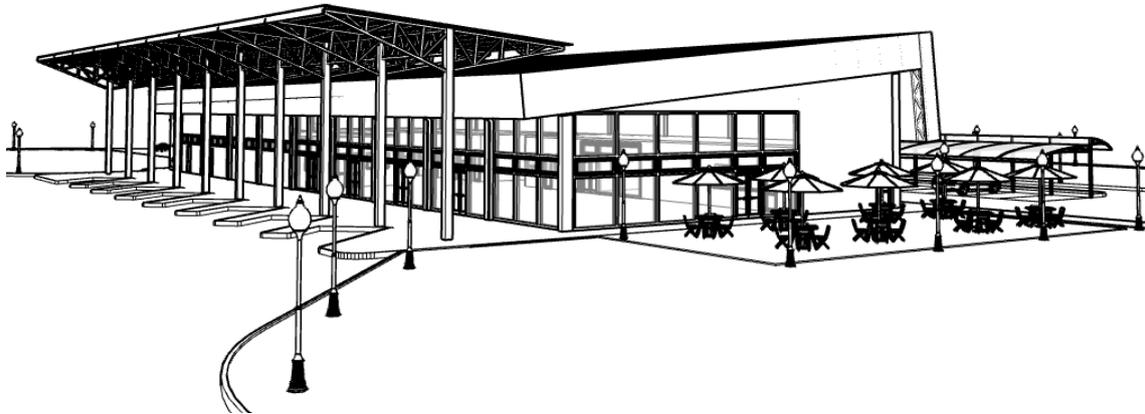


Ilustración 5.14 | Vista volumétrica desde el sur del edificio

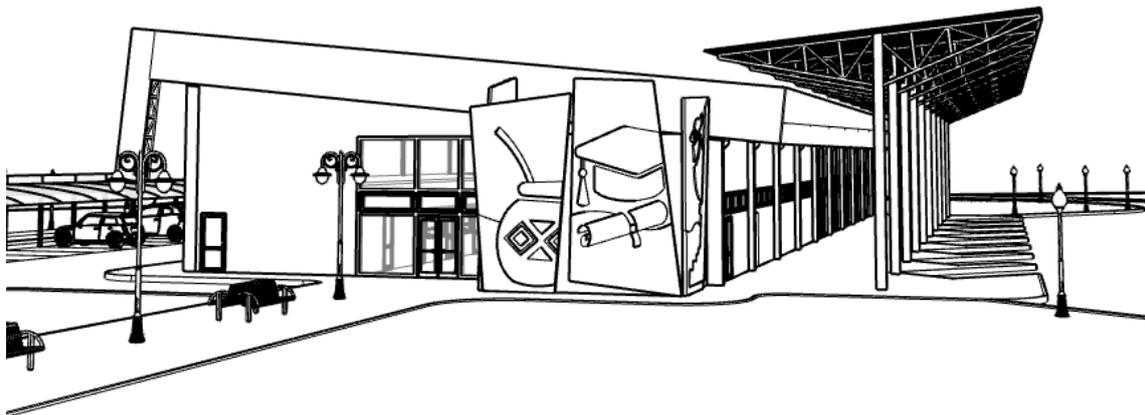


Ilustración 5.15 | Vista volumétrica desde el norte del edificio

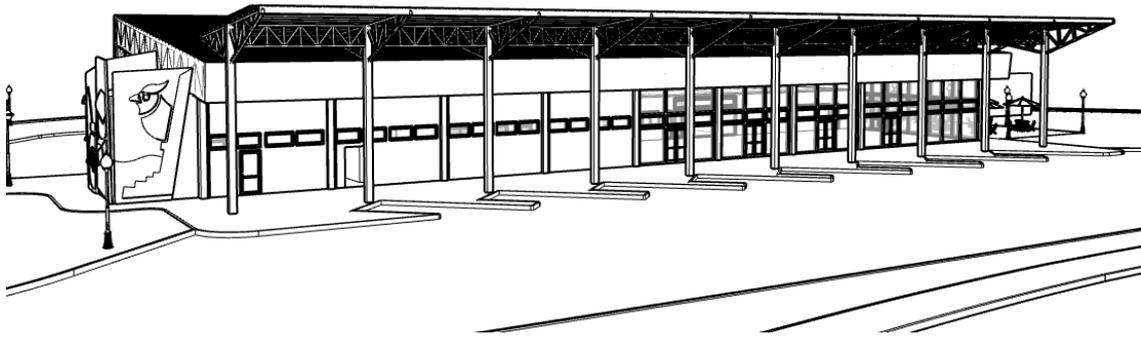


Ilustración 5.16 | Vista volumétrica desde el Noreste del Edificio

## 5.7. Memoria Descriptiva

En esta sección se contemplarán aspectos constructivos generales de distintos ítems tales como fundaciones, estructura soporte, cerramientos, muros, cubierta, cielorrasos, iluminación, pisos, instalaciones eléctricas, contra incendios, provisión de agua fría y caliente, de gas, desagües pluviales y cloacales, boleterías, oficina de información turística, oficina de informes, mini mercado, enfermería y local de comidas/confitería.

### 5.7.1. Fundaciones

En base a la recopilación de información proveniente de proyectos realizados en la zona, se asume que el suelo del lugar es calcáreo, con una capacidad de carga admisible de  $3\text{kg/cm}^2$  ( $0,294\text{MPa}$ ) a una profundidad de 2m. La cimentación estará conformada por zapatas aisladas y pilotines de hormigón armado a la profundidad antes mencionada vinculadas entre sí por vigas de encadenado inferior del mismo material.

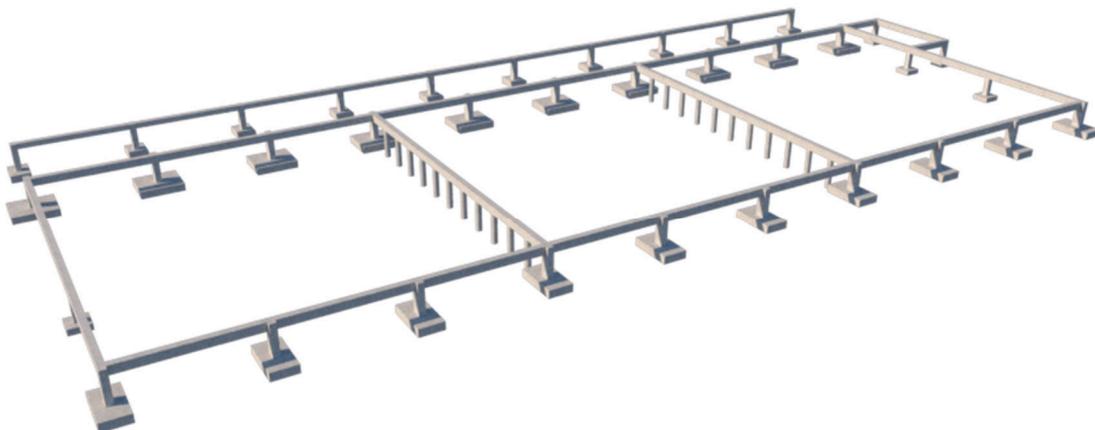


Ilustración 5.17 | Fundaciones



### 5.7.2. Estructura soporte

En el proyecto se presentan dos estructuras independientes. Siendo una de ellas la correspondiente al edificio de la terminal de ómnibus, mientras que la otra responde al semicubierto sobre las plataformas y el sector de espera exterior.

Son estructuras reticuladas de acero laminado con los laterales forrados por láminas de chapa a modo de ocultar las vigas de un modo decorativo.

Para la construcción de dicha estructura serán utilizados tubos de acero de sección cuadrada IRAM-IAS U500-2018 U500-2592, de 100mm de ancho exterior y 6.35mm de espesor de pared, seleccionado de las tablas “Perfiles laminados y tubos estructurales para la aplicación de los reglamentos CIRSOC 301/2005 y CIRSOC 302/2005”

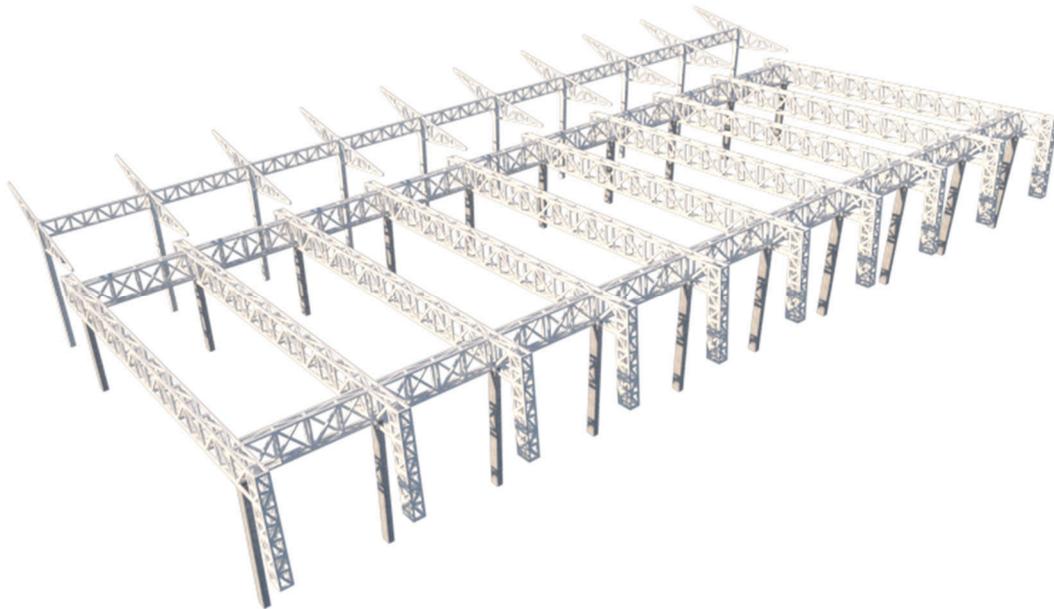


Ilustración 5.18 | Estructura Soporte General

#### 5.7.2.1 Estructura edificio terminal de ómnibus

Se conforma por diez pórticos iguales encargados de amortizar gran parte de las cargas de la cubierta y el viento. Cada uno está constituido por una viga principal reticulada con una inclinación del 10%, columnas de hormigón armado que confieren mayor rigidez al esquema estructural y una viga inclinada cuya función es brindar soporte al alero ubicado en la parte frontal del edificio. Cada pórtico está unido por vigas secundarias reticuladas rectangulares rectas.

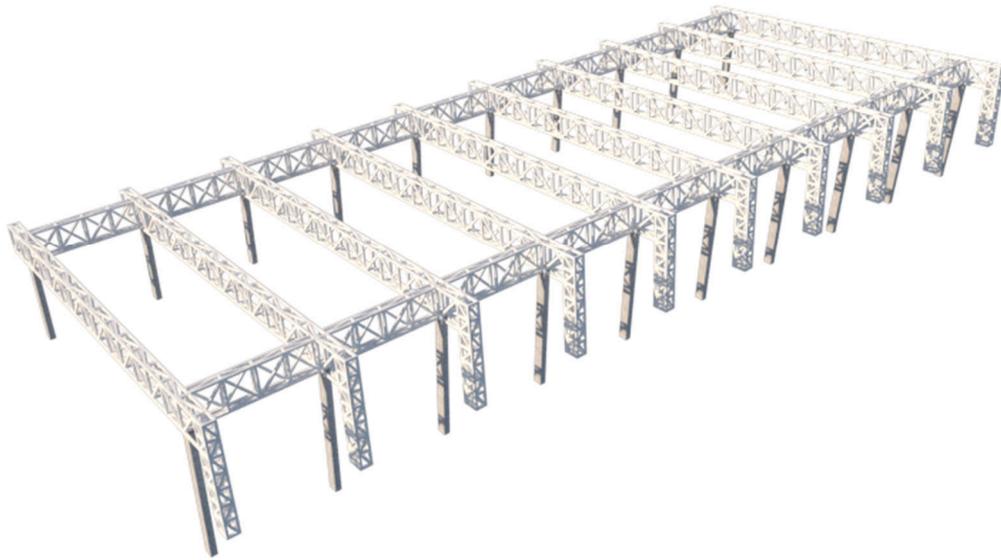


Ilustración 5.19 | Estructura Soporte Edificio Terminal

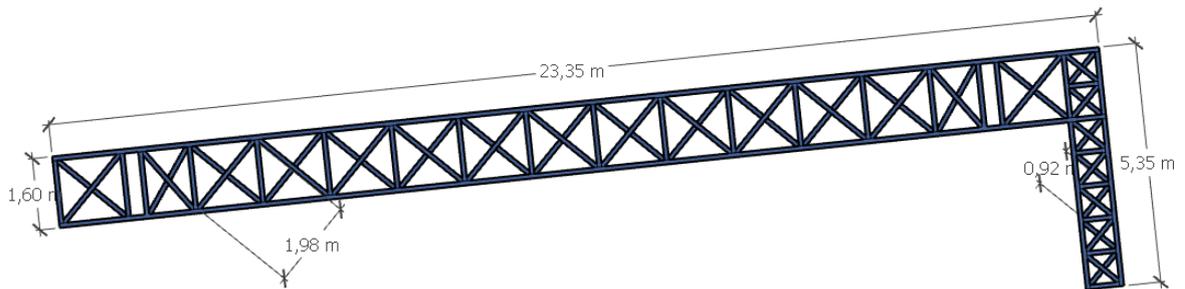


Ilustración 5.20 | Esquema Viga principal

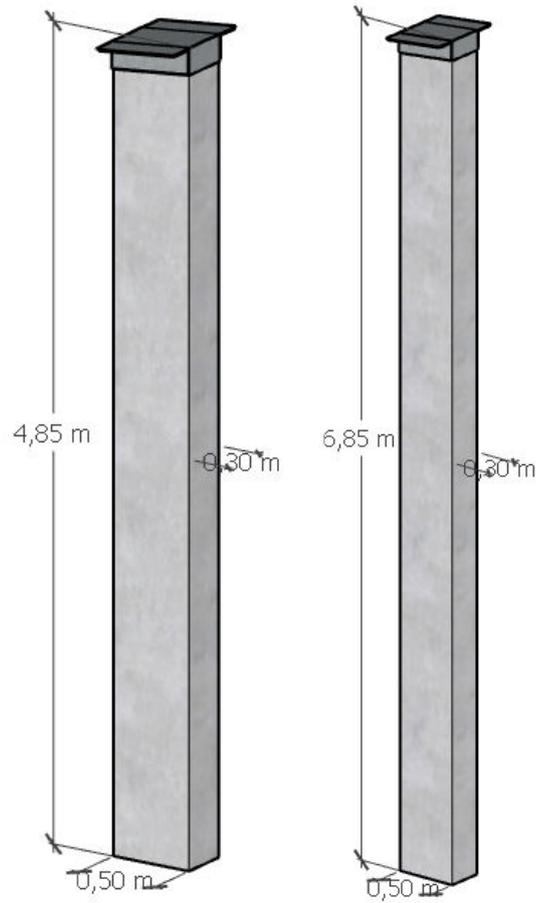


Ilustración 5.21 | Esquema Columnas

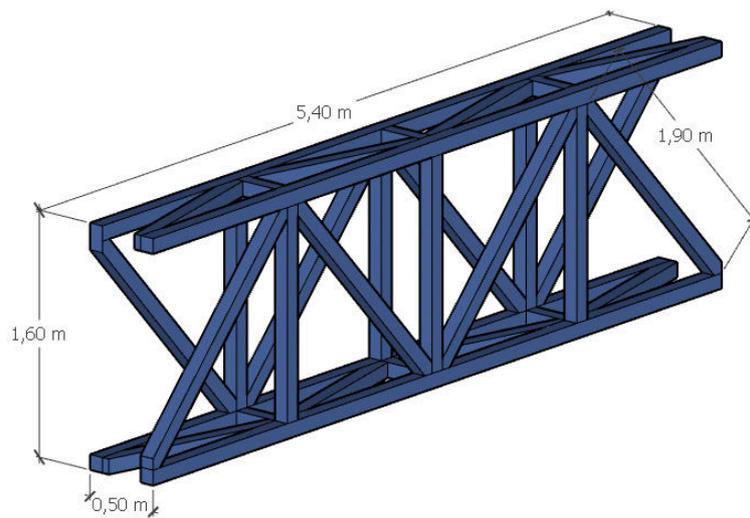


Ilustración 5.22 | Esquema Viga Secundaria



### 5.7.2.2 Estructura semicubierto

Está conformada por una cabriada invertida inclinada 10% soportada por una columna de hormigón armado de sección rectangular de 30cmx45cm. Esta tipología se repite 10 veces cubriendo la longitud necesaria. Transversalmente están unidas por vigas planas reticuladas. Ambas construidas a partir de perfiles cuadrados de acero laminado.

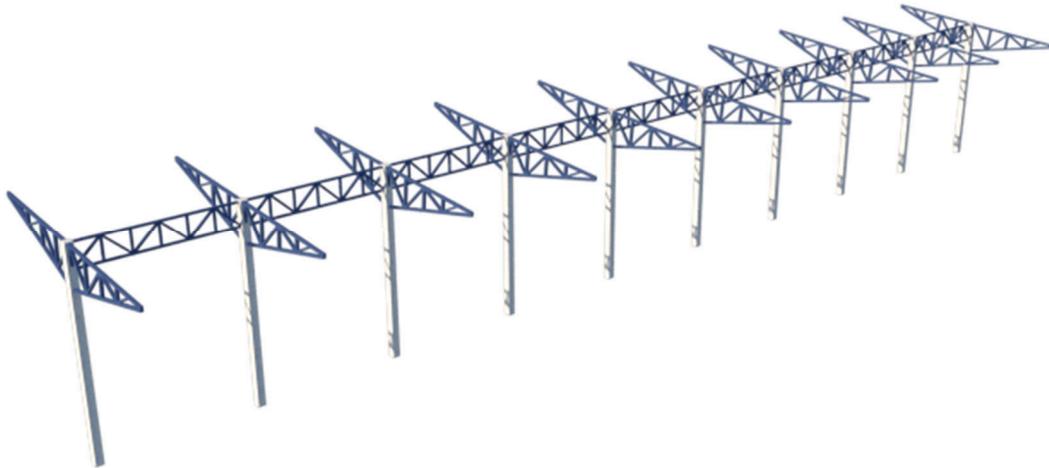


Ilustración 5.23 | Estructura semicubierto

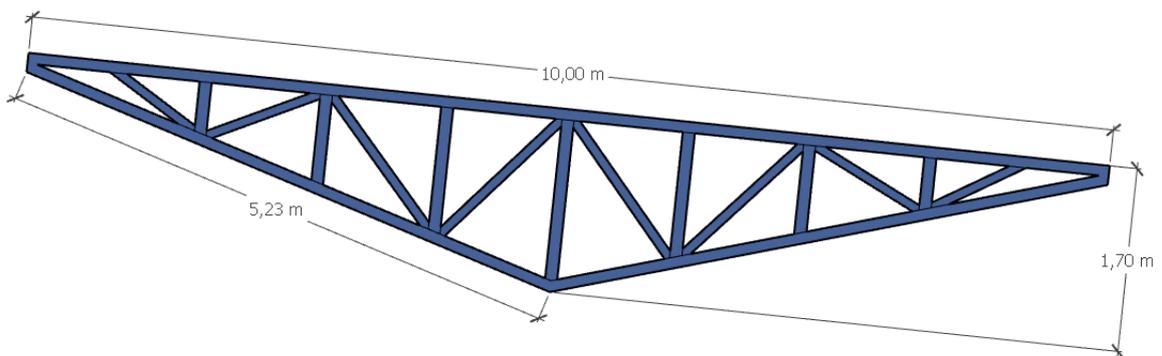


Ilustración 5.24 | Cabriada invertida

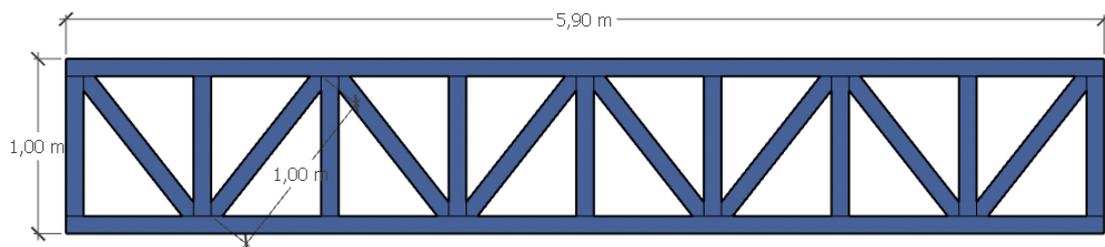


Ilustración 5.25 | Viga transversal

### 5.7.3. Cerramientos

#### 5.7.4. Muros

Los cerramientos exteriores están compuestos por 2 tipologías: corresponden a placas de vidrio con perfilería de aluminio y bloques de hormigón portantes.

Placa de vidrio con perfilería de aluminio: se adoptó el sistema de fachada vidriada integral. Se colocará en los espacios de uso común y circulación, lo que permite el ingreso de luz natural y la conexión de los usuarios con el exterior, posibilitando una correcta visual desde el interior hacia las dársenas y espacios verdes.

Este sistema permite generar paños vidriados a los que puede añadirse ventanas desplazables, puertas de rebatir y otras tipologías. Además, es adaptable a diversos espesores de vidrio, mediante el perfil prensa con fijación mediante bulones. Admite vidrio laminado, templado y doble estanco.

La colocación se realiza mediante la fijación al muro de las columnas perimetrales, a partir de las cuales se toman los divisores horizontales y verticales, formados por perfiles del mismo tipo que los perimetrales, mediante escuadras tipo "U".

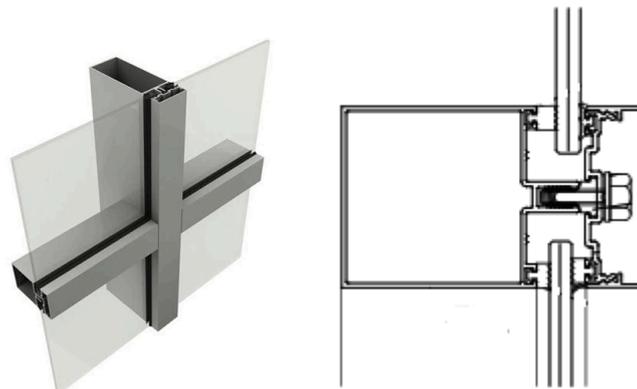


Ilustración 5.26 | Sistema muro vidriado

Bloques de hormigón portantes: estos muros abarcan la parte exterior de la zona de oficinas, boleterías, sanitarios y local de comidas. Se optó por el uso bloques de hormigón símil piedra "Esplitado", los cuales poseen capacidad portante y le otorgan un factor de rigidez a la estructura.



Ilustración 5.27 | Ladrillo portante hormigón "Esplitado"

#### 5.7.5. Cubiertas

La cubierta se materializará de chapa ondulada C-25, con una pendiente del 10%, incorporando por debajo de la misma una membrana aislante térmica Isolant sobre perfil "C" galvanizado y estos, a su vez, unidos a la estructura reticulada.

#### 5.7.6. Cielorrasos

Se optó por el uso del sistema de cielorraso de P.V.C. el cual brinda gran facilidad de limpieza y durabilidad. Este se monta en una estructura de perfiles galvanizados dispuesta según el fabricante. La estructura principal está compuesta de perfiles "U" de 35mm distanciados un máximo de 1.2m y perpendicularmente, a una distancia máxima de 60cm perfiles de igual forma, pero de 34mm donde se sujetarán los listones con tornillos autopercutorantes. Para los locales sanitarios se utilizará el mismo sistema diferenciando los listones, los cuales serán antihumedad.

Los cielorrasos de estas características no son transitables, por lo cual los artefactos y equipos pesados, así como las bandejas de instalaciones o pasarelas de mantenimiento deberán independizarse de la estructura del cielorraso.



Ilustración 5.28 | Sistema cielorraso P.V.C.

#### 5.7.7. Iluminación

Todas las luminarias serán de lámparas o apliques led, lo que implica menor consumo y mayor ahorro energético.



Dependiendo de la actividad que se realiza en los distintos locales, por normativa corresponde una intensidad luminosa adecuada. Lo cual se detalla a continuación:

- Boleterías, enfermería, depósito de limpieza, oficina CNRT, Policía, mini mercado, oficina de turismo, oficina administración, informes: 200 lux
- Sanitarios, iluminación general: 100 lux
- Pasillos y áreas de espera: 200 lux.
- Local de comidas y sector servido: 200lux
- Pasillos exteriores, playa de circulación de vehículos, estacionamiento: 100lux

### 5.7.8. Pisos

Se disponen dos tipologías bien definidas, cerámico de porcelanato en la superficie correspondiente al interior del edificio y cerámicos antideslizantes para el exterior. Ambos pisos cuentan con clasificación PEI IV, según “Norma ISO 10545.7”, lo que corresponde a tránsito alto, brindando altas prestaciones de resistencia sin descuidar la estética.

Para el correcto funcionamiento de este tipo de pisos, su colocación debe realizarse de forma adecuada, respetando las capas de diversos materiales que se encuentran por debajo. Esto es necesario para evitar que cuando sean transitados, no se quiebren, fisuren o asienten. Se puede apreciar en la siguiente ilustración las características del paquete que conforman los pisos cerámicos.

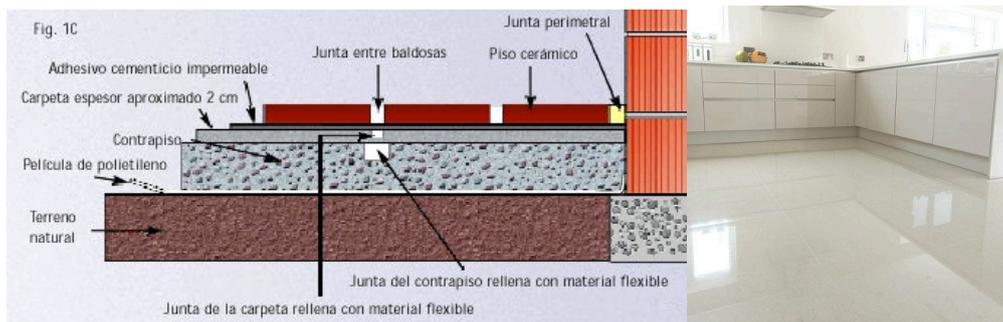


Ilustración 5.29 | Esquema de pisos

### 5.7.9. Instalaciones

#### 5.7.9.1 Instalaciones sanitarias

Las instalaciones de agua fría, sanitarias y pluviales estarán de acuerdo a lo solicitado en las normas y gráficos de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias e Industriales (ex Obras Sanitarias de la Nación), y en las normas y gráficos de Instalaciones Sanitarias de Redes Externas (ex Obras Sanitarias de la Nación).

El tanque de abastecimiento de agua fría para los sanitarios, enfermería y local de comidas se localizará en una estructura independiente de acceso privado situada a la derecha de los sanitarios y además se dispondrá de tanques cisterna para abastecer el tanque elevado y contar con una reserva en caso de eventual corte del suministro.

Los artefactos sanitarios que se colocaran contribuyen al ahorro de agua. Teniendo los inodoros mochila de doble descarga diferenciada. Mientras que los grifos se activaran mediante un pulsador temporizado.

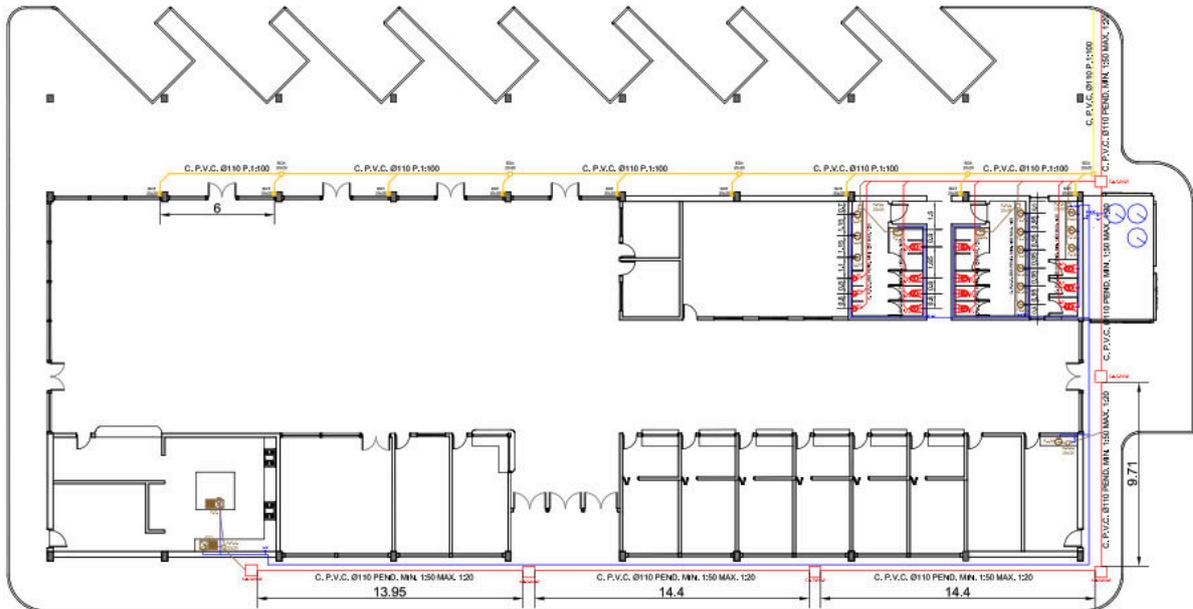


Ilustración 5.30 | Esquema Instalaciones Sanitarias

### 5.7.9.2 Instalaciones eléctricas

Las instalaciones eléctricas estarán diseñadas de acuerdo a la normativa vigente de la Asociación Electrotécnica Argentina (AEA) y de la distribuidora ENERSA.

El edificio posee un tablero principal dentro del local donde se sitúan los tanques cisterna y tableros secundarios que sectorizan las zonas de oficina, iluminación general, iluminación exterior y local de comidas, todos con los dispositivos de seguridad correspondientes.

Las instalaciones se materializaron a través de conductores, cajas, llaves, tomas y tableros normalizados. Además, existen instalaciones de baja tensión correspondientes a: telefonía, sonido, red de datos, alarmas, etc. La totalidad de las instalaciones se ejecutan sobre bandejas portables o cañerías embutidas según el sector.



### 5.7.9.3 Instalaciones Pluviales

Como se menciona con anterioridad las instalaciones pluviales serán diseñadas en base a la normativa OSN.

La canaleta encargada de transportar el efluente proporcionado por el techo del semicubierto y el de la terminal será diseñado como un canal abierto de sección regular cuya solera tendrá una pendiente a determinar por cálculo. El volumen a escurrir por dicha sección se calculará para un ancho de aporte de 6 metros, esto debido a que se dispone de bajadas verticales a bocas de desagüe cerradas. De aquí en adelante el efluente se retirará por caños de PVC de 110mm de diámetro hasta el ramal principal.

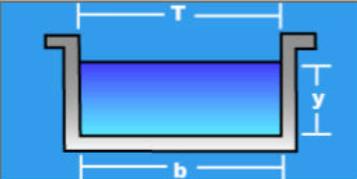
Según la OSN deberá respetarse una separación mínima de 40cm entre las cañerías principales del efluente cloacal del pluvial.

Mediante el programa HCanales se procedió a realizar el cálculo hidráulico de la canaleta.

Lugar:	Concepcion del Uruguay	Proyecto:	Final Concepcion del Uruguay
Tramo:	Canaleta Desagüe Pluvial	Revestimiento:	Acero Galvanizado

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	0.0085 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	0.3 m
Talud (Z):	
Rugosidad (n):	0.016
Pendiente (S):	0.01 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	0.0435 m	Perimetro (p):	0.3869 m
Area hidráulica (A):	0.0130 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.0337 m
Espejo de agua (T):	0.3000 m	Velocidad (v):	0.6520 m/s
Número de Froude (F):	0.9986	Energía específica (E):	0.0651 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Ilustración 5.31 | Cálculo Hidráulico Canaleta Desagüe Pluvial

Resultando una sección rectangular de 30x50cm.

### 5.7.9.4 Instalación de Gas

De acuerdo al relevamiento realizado, la obra se localiza en una zona que no cuenta con servicio de gas natural. Por lo tanto, es necesario recurrir a instalaciones de gas envasado para el sector del local de comidas. La misma se materializará con conductos embutidos y accesorios correspondientes según las normativas. Los cilindros serán ubicados en un gabinete incombustible con ventilación y accesorios adecuados.



Ilustración 5.32 | Gabinete para gas envasado

#### 5.7.9.5 Instalación Termo mecánica

El edificio contará con un sistema de aire acondicionado centralizado frío-calor del tipo “VRV” marca DAIKIN, que cuenta con distribuidor oficial en la provincia de Buenos Aires, localizado en la sala de máquinas, pudiendo realizar las conexiones correspondientes a los conductos sobre el cielorraso.

Se seleccionó este sistema ya que proporciona una mayor eficiencia energética, versatilidad de control individual de la climatización de los locales y la gran variedad de dispositivos que pueden adaptarse a cada una de las necesidades.

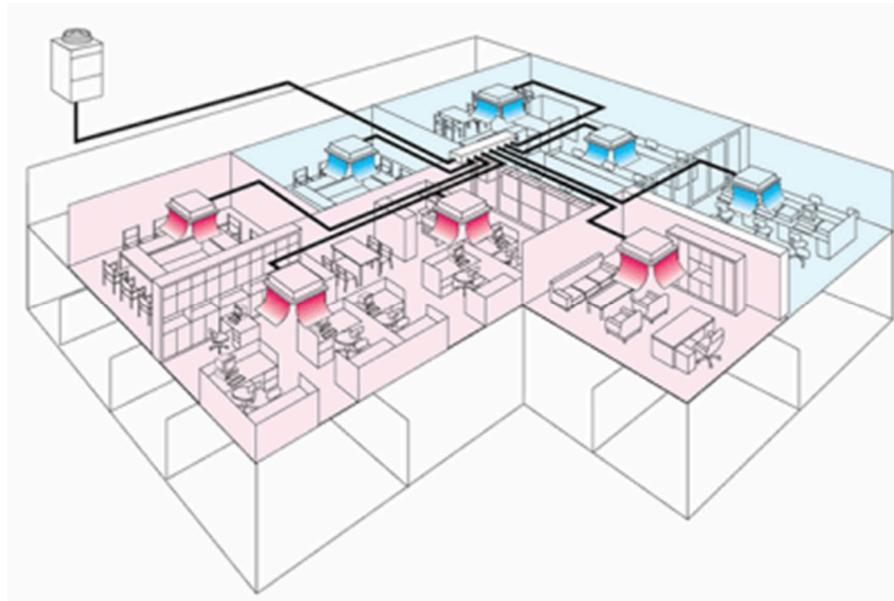


Ilustración 5.33 | Sistema de acondicionamiento “VRV” DAIKIN.



#### 5.7.9.6 Servicio contra incendios

Para este servicio, el tanque de reserva cuenta con un volumen de agua destinado a tal fin, que alimenta mediante una bajada exclusiva un hidrante exterior ubicado en la proximidad del mismo. Además, se prevé la colocación de elementos no fijos como baldes de arena y matafuegos cada 200m<sup>2</sup> según lo especifican las normas de seguridad e higiene.



Ilustración 5.34 | Instalaciones contra incendio

#### 5.7.10. Boleterías

Las mismas se encuentran próximas a los accesos tanto principal como peatonal. Todas las dependencias presentan la misma modulación, contando con un sector de atención al público con capacidad para dos trabajadores y otro de archivo y depósito ya que gran parte de las encomiendas transportadas por las empresas se reciben y despachan en este local. Para su materialización se optó por el sistema de construcción en seco, que consta de paneles con una estructura de montantes y soleras de perfiles de acero galvanizado y cerramiento de placas de yeso de 12.5mm de espesor, en el interior se disponen las aislaciones correspondientes.

Cuentan con puertas de aluminio con vidrio de 0,80m de ancho y un vano vidriado para la atención al público. El sector de archivo y depósito está separado por un muro del mismo material, teniendo acceso por una puerta corrediza.



Ilustración 5.35 | Sistema construcción en seco



#### 5.7.11. Enfermería y depósito de limpieza

Las instalaciones cuentan con el servicio de enfermería las 24hs y un depósito de limpieza equipados para el óptimo desarrollo de sus actividades. El sistema constructivo es igual al de las boleterías.

#### 5.7.12. Mesa de entrada e informes

Se localiza en la entrada principal, de fácil acceso debido a su ubicación. Se realizó mediante una estructura de montaje en seco. Allí se encuentra el sistema de anuncios para los pasajeros y el control de la iluminación interior.

#### 5.7.13. Sanitarios

Los grupos de sanitarios se encuentran a la derecha del acceso peatonal y a pocos metros del acceso principal pudiendo ingresar desde el interior del edificio como por el sector de dársenas o plataformas. Cuenta con servicios para damas, caballeros, un local exclusivo para choferes y empleados y dos cubículos accesibles para personas discapacitadas diseñados según la Ley N°24.314 “Accesibilidad de Personas con Movilidad Reducida”. Los demás fueron diseñados según el Código de Edificación de la Ciudad de Concepción del Uruguay.

En cuanto a los artefactos, se seleccionó un sistema anti-vandálico, lo que reduce la posibilidad de daños y mejora el control del uso del agua. Además, debido a la naturaleza pública de estos sanitarios se optó por el uso de zócalos sanitarios y pintura plástica lavable lo que facilita la higiene y su mantenimiento.



Ilustración 5.36 | Equipamiento sanitario anti-vandálico

#### 5.7.14. Oficinas de Administración e Información Turística

Cuentan con una modulación similar a la de las boleterías y se adoptó el mismo sistema constructivo. Allí se desempeñan las funciones del Director de la Terminal de Ómnibus de Concepción del Uruguay y una dependencia de la Oficina de Turismo, la cual asesora a los usuarios sobre las distintas actividades recreativas y culturales disponibles al arribar a la ciudad.



### 5.7.15. Minimercado

En este local se podrán adquirir productos de almacén, kiosco, regionales y recuerdos, bebidas envasadas, etc. Cuenta con un muro vidriado que permite la visual hacia el interior, los demás corresponden al sistema de construcción en seco antes mencionado.

### 5.7.16. Oficinas CNRT y Policía

Allí se desempeñan las actividades de control de vehículos por parte de la Comisión Nacional de Regulación del transporte y un destacamento de la Policía para contribuir a la seguridad y control de los usuarios. Su ubicación permite la visual a las dársenas y salas de espera tanto en el interior como el exterior.

### 5.7.17. Local de comidas

Se optó también por el sistema de construcción en seco. Se encuentra ubicado en el sector sur del edificio donde se localizan las mesas a servir en el interior y en el exterior al aire libre. Cuenta con una cocina completamente equipada con mesadas y revestimientos de los muros correspondientes hasta una altura de 2 metros de acero inoxidable. Además, posee adecuados sectores de almacenamiento bajo mesadas y refrigeración de alimentos, campanas extractoras y purificadoras de aire.

### 5.7.18. Playas de Circulación y Maniobras

Los sectores correspondientes a los accesos vehiculares particulares y de los ómnibus y las playas de maniobra se construirán de pavimento asfáltico. Este sistema cuenta de un paquete estructural de material granular correspondiente a la base y subbase y una carpeta de hormigón asfáltico en caliente compactado. Los espesores de las capas y los parámetros de diseño serán determinados en función a las exigencias de tránsito a la que se exponen.



Ilustración 5.37 | Esquema de playa de circulación

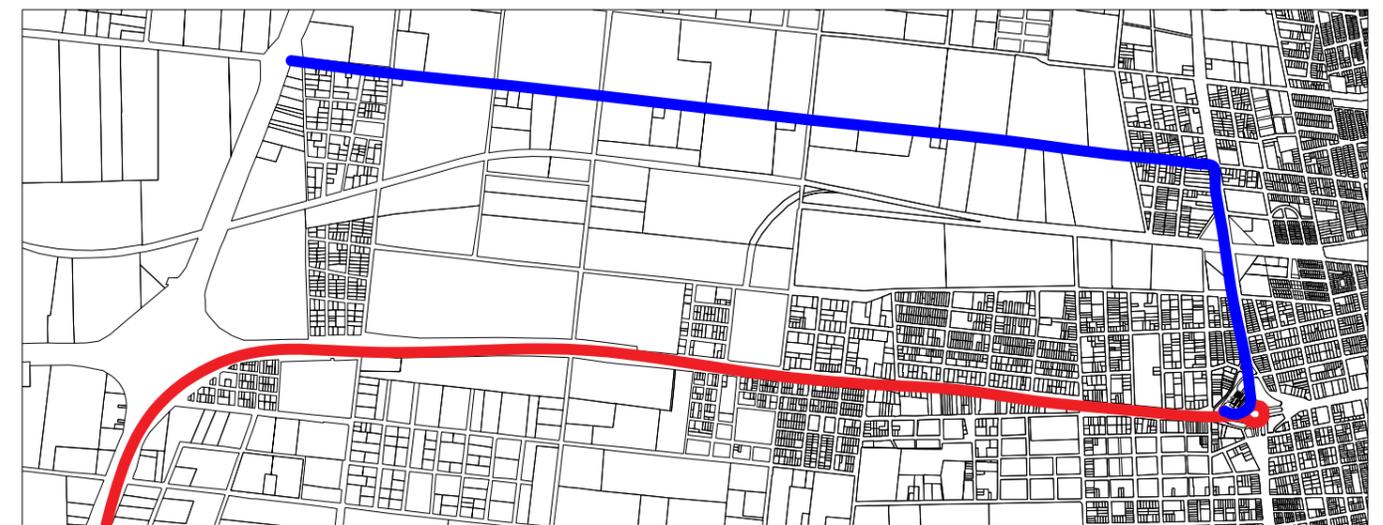


## 5.8 Presupuesto Estimado

De acuerdo a los precios obtenidos de la revista ARQ<sup>948</sup>, consultando distintos profesionales y por comparación de obras similares, se estimó el siguiente costo de la obra, en instancia de anteproyecto, por lo cual puede diferir del costo real. En la siguiente tabla se observa el listado de rubros que contempla la obra y el presupuesto correspondiente a cada uno.

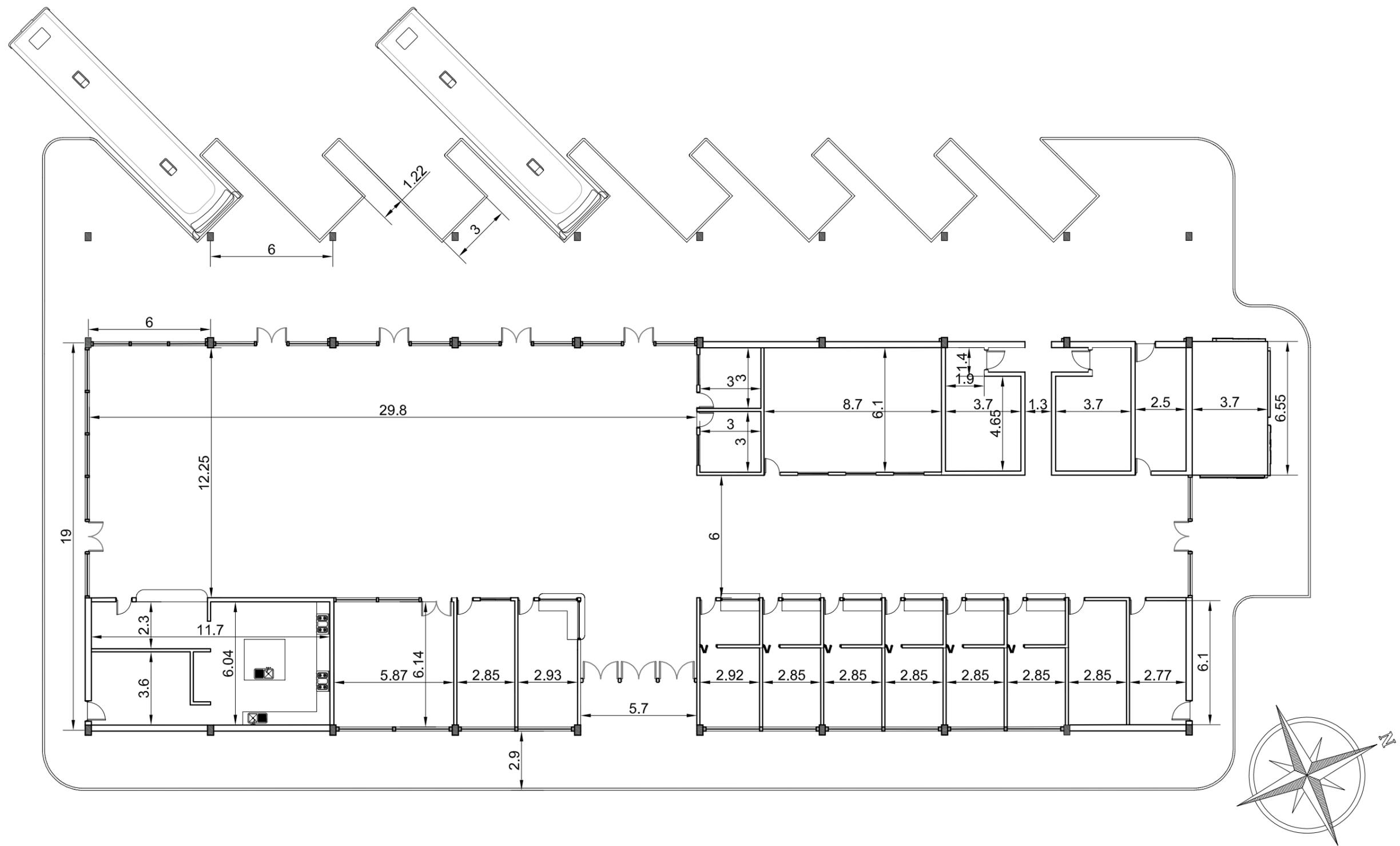
Tabla 5.6 | Presupuesto Estimado Nuevo Edificio Terminal de Ómnibus Concepción del Uruguay.

<b>Rubro</b>	<b>Importe</b>
Trabajos preliminares	\$ 2.060.250,00
Procedimientos y cumplimientos	\$ 829.960,50
Movimiento de suelo	\$ 1.203.217,76
Estructura de hormigón armado	\$ 12.963.496,37
Estructura metálica	\$ 27.576.180,00
Mampostería	\$ 481.000,00
Construcción en seco	\$ 2.789.065,30
Cubierta	\$ 8.513.580,8
Pisos	\$ 5.358.133,00
Carpintería	\$ 1.600.000,00
Vidrio	\$ 9.504.000,00
Pintura	\$ 3.318.753,30
Instalación Eléctrica	\$ 4.350.000,00
Instalación Sanitaria	\$ 3.327.256,00
Amoblamiento y equipamiento	\$ 692.000,00
Varios	\$ 7.500.000,00
<b>COSTO NETO</b>	<b>\$ 92.066.839,02</b>
Coeficiente de resumen K	1,6
<b>TOTAL (ARS)</b>	<b>\$ 147.306.942,43</b>
<b>TOTAL (USD)</b>	<b>\$ 1.890.818,73</b>



- Acceso Sur Por Ruta Provincial Nº39
- Acceso Norte Por Bv. Ricardo Balvin

Escala 1:30000



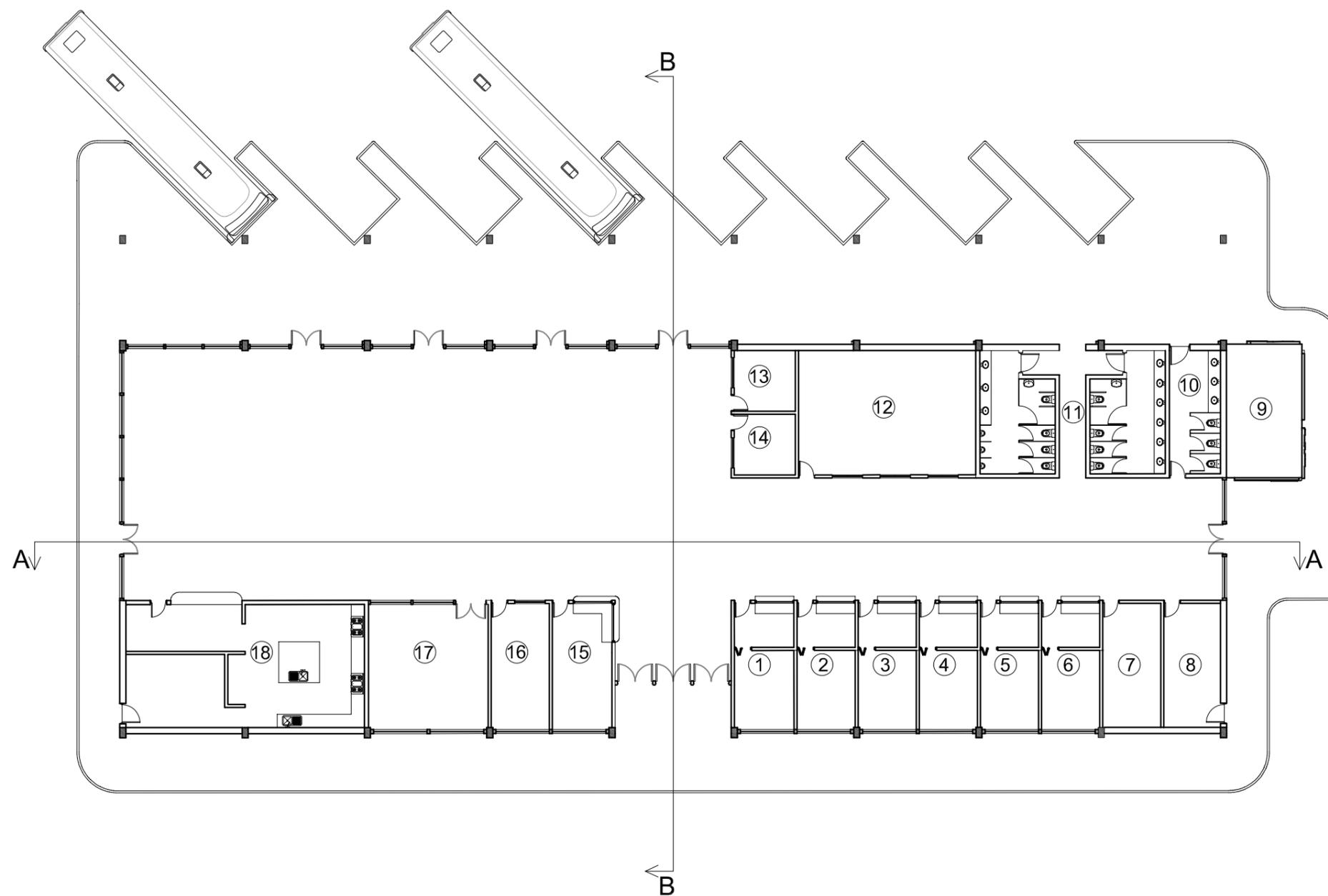
Escala 1:200

Anteproyecto Arquitectónico

Lámina N° 2 Planta

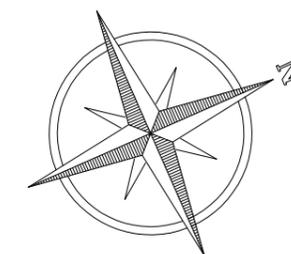
Alza, Lautaro Joel. Tauber, Fernando Leonel.

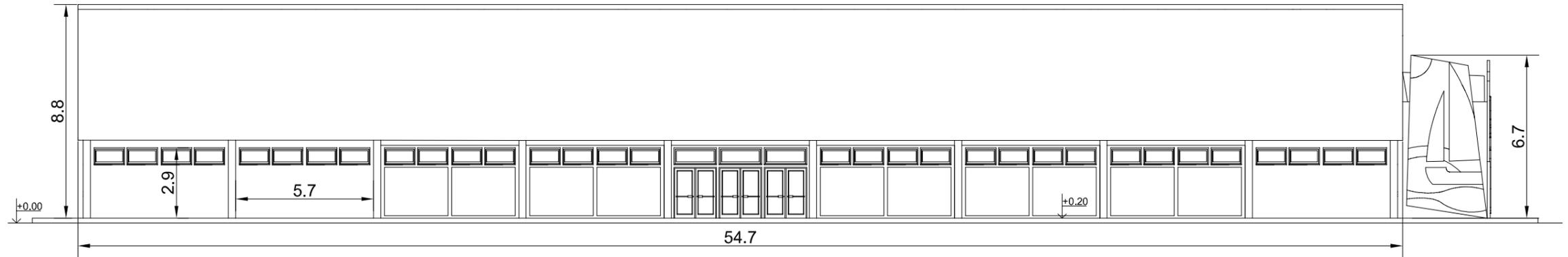
UTN - Facultad Regional CDU



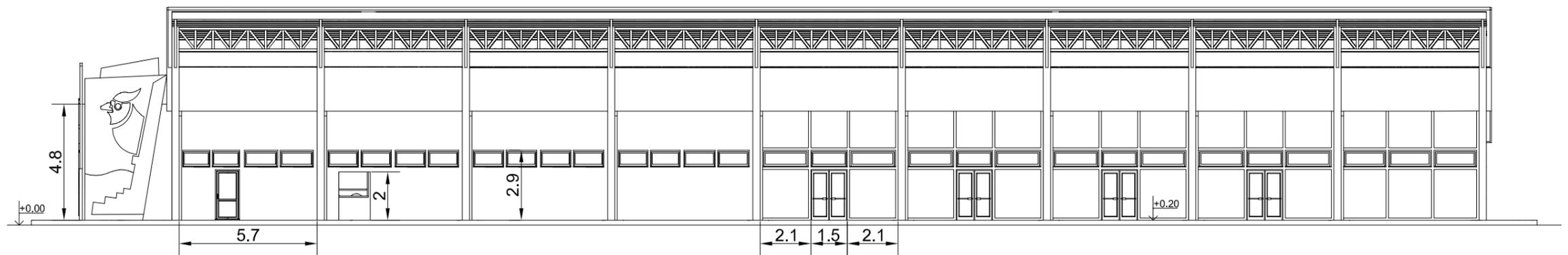
**Referencias**

- 1 Boletería FlechaBus
- 2 Boletería JoviBus
- 3 Boletería Rápido San José
- 4 Boletería Nuevo Expreso
- 5 Boletería Rápido Tata
- 6 Boletería Vía Bariloche
- 7 Depósito de Limpieza
- 8 Enfermería
- 9 Sala de Máquinas
- 10 Sanitario Empleados y Choferes
- 11 Sanitarios
- 12 Oficina de Administración
- 13 Oficina CNRT
- 14 Destacamento Policial
- 15 Oficina de Informes
- 16 Oficina Turismo
- 17 Minimercado
- 18 Local de Comidas

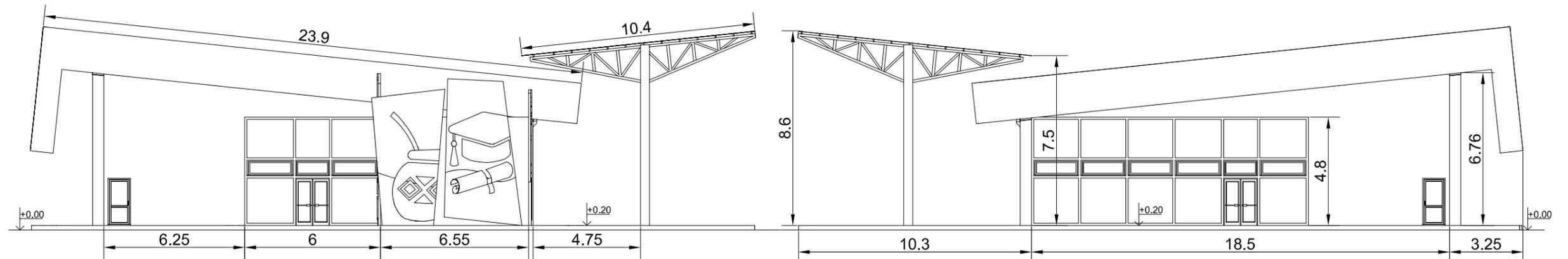




Vista Sureste

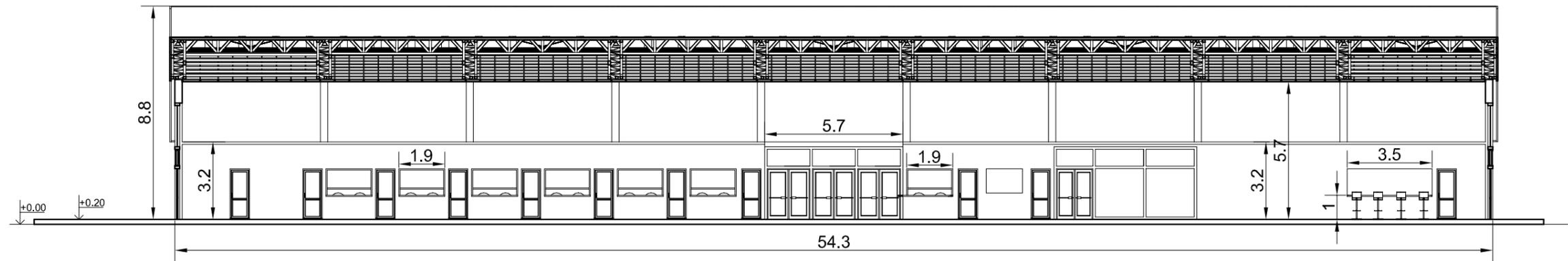


Vista Noroeste

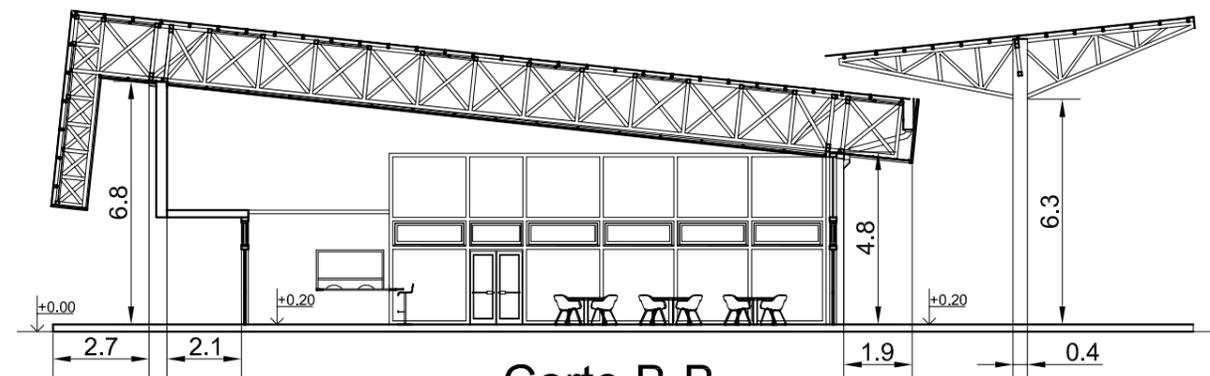


Vista Noreste

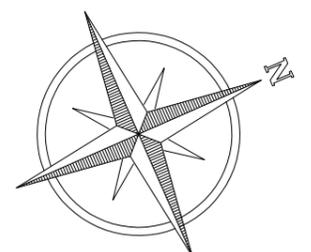
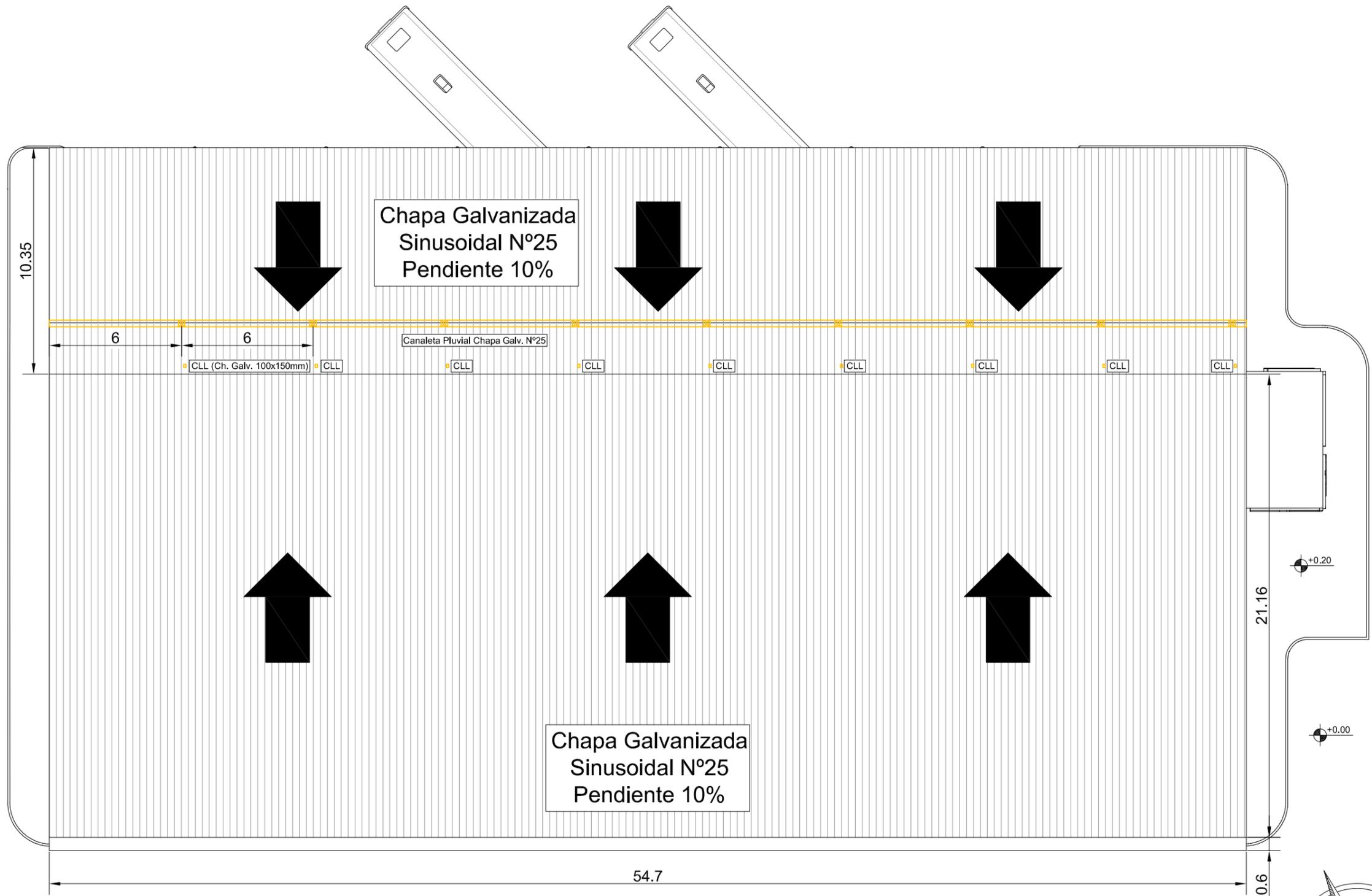
Vista Suroeste

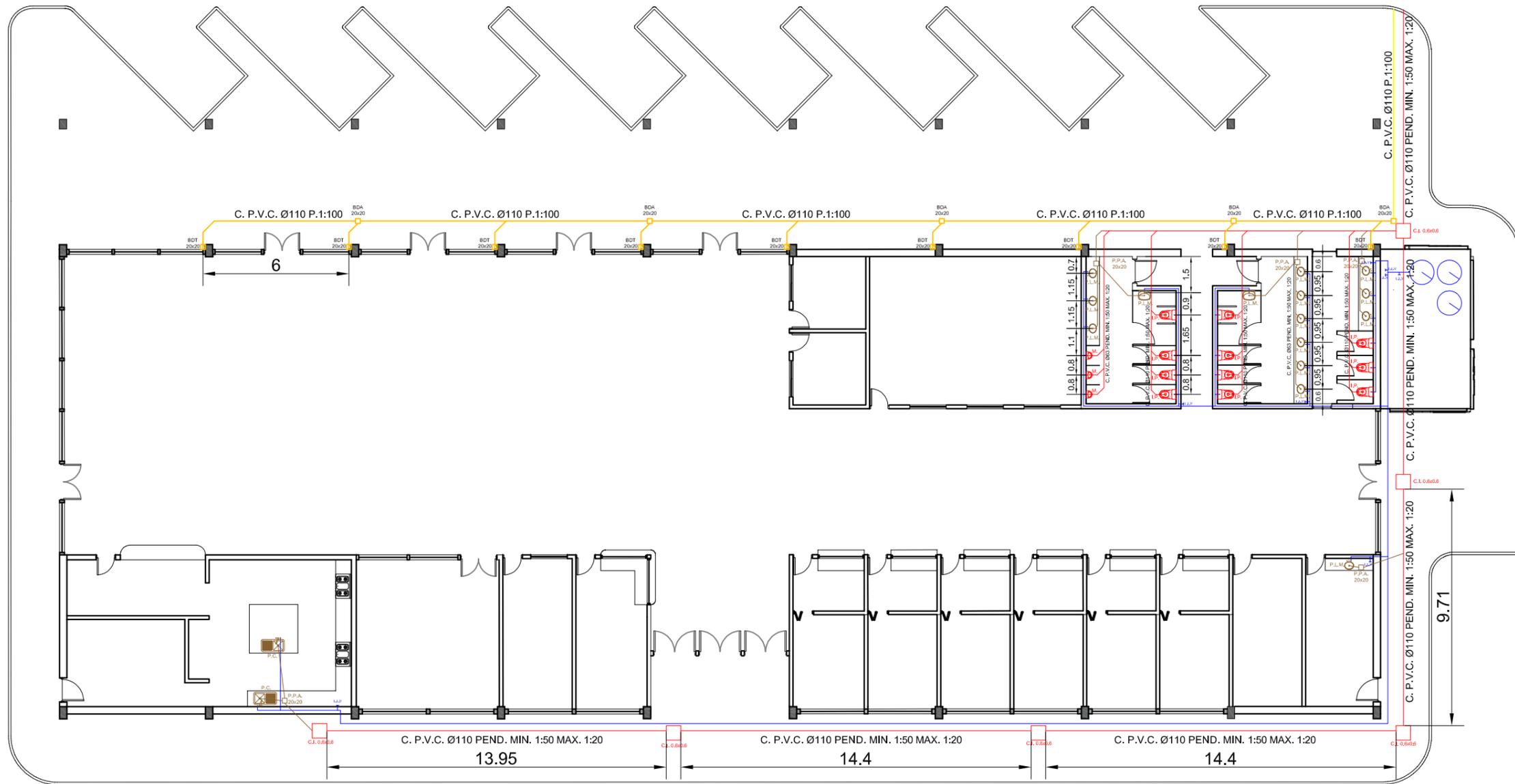


Corte A-A



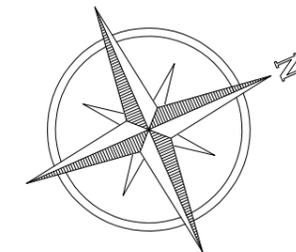
Corte B-B

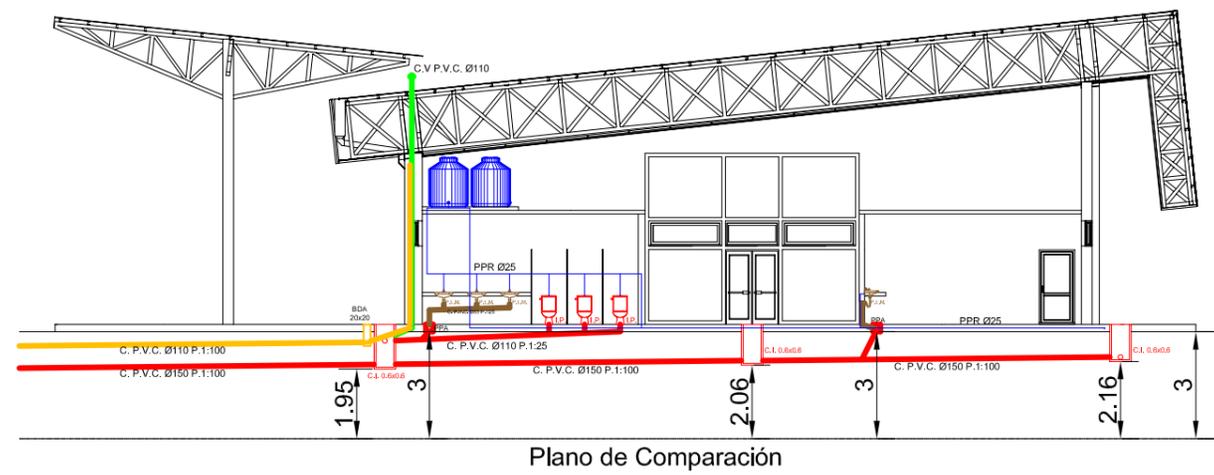
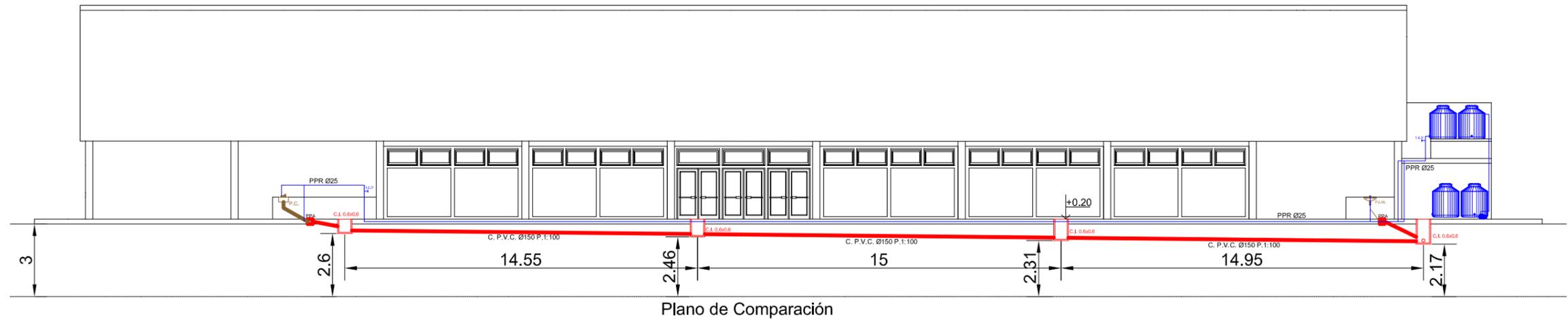


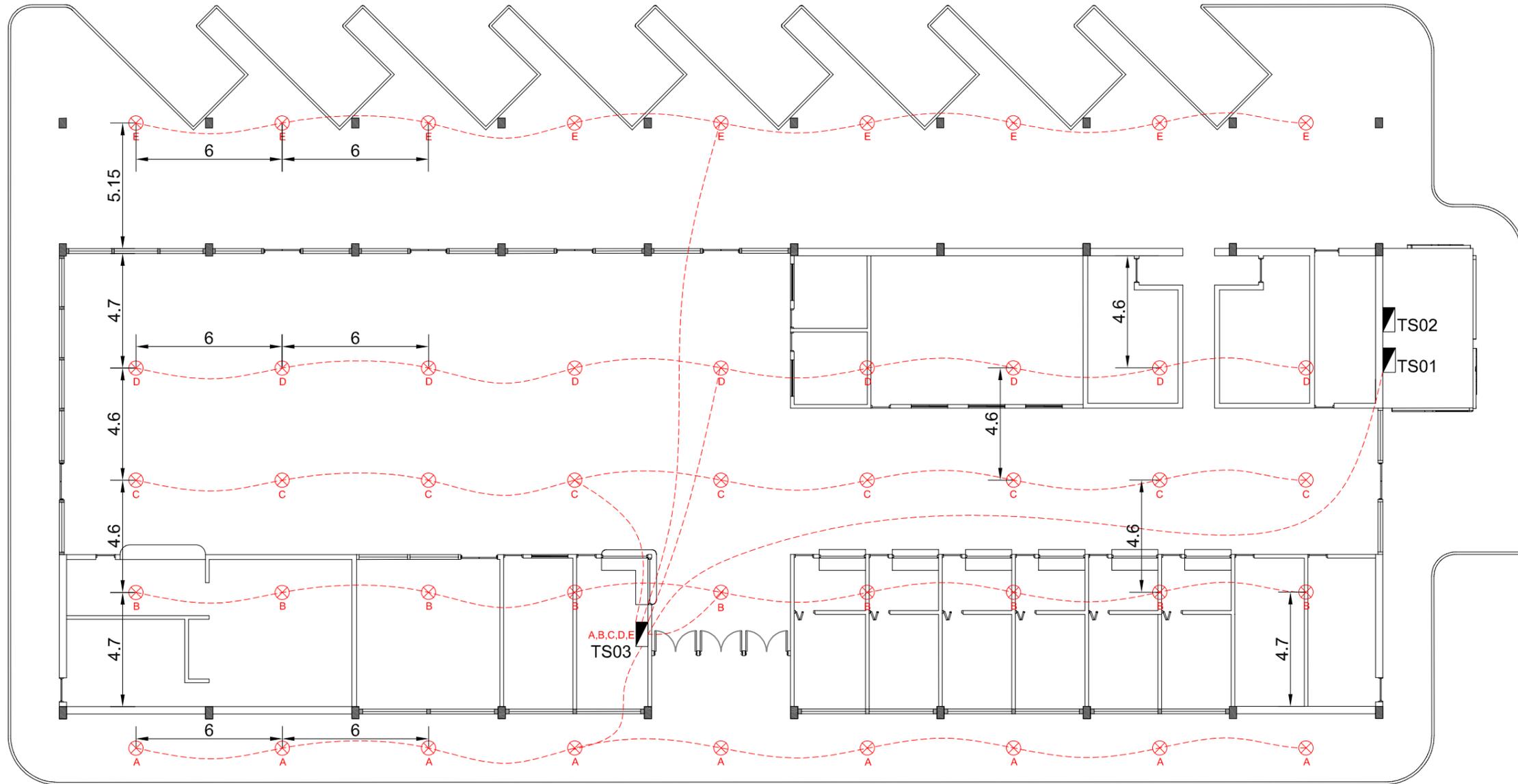


### Referencias

- Línea Agua Fría
- Línea Principal Cloaca
- Línea Aguas Grises
- Línea Desagüe Pluvial



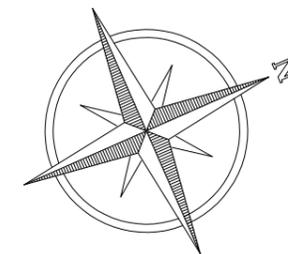


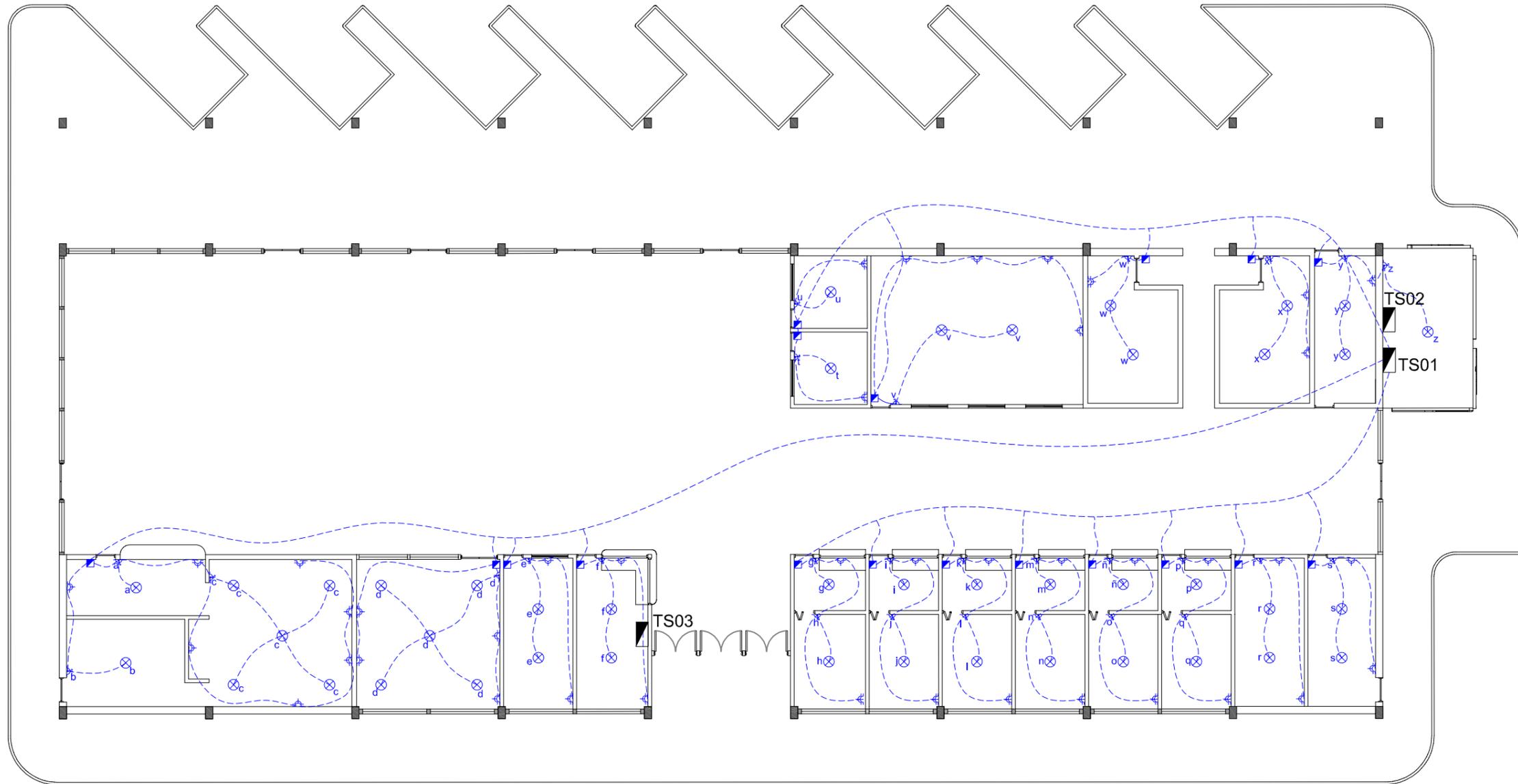


### Referencias

 Línea  
 Iluminación  
 Interior

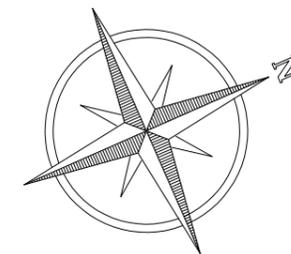
 Toma Doble  
 Llave y Toma  
 Tablero Seccional

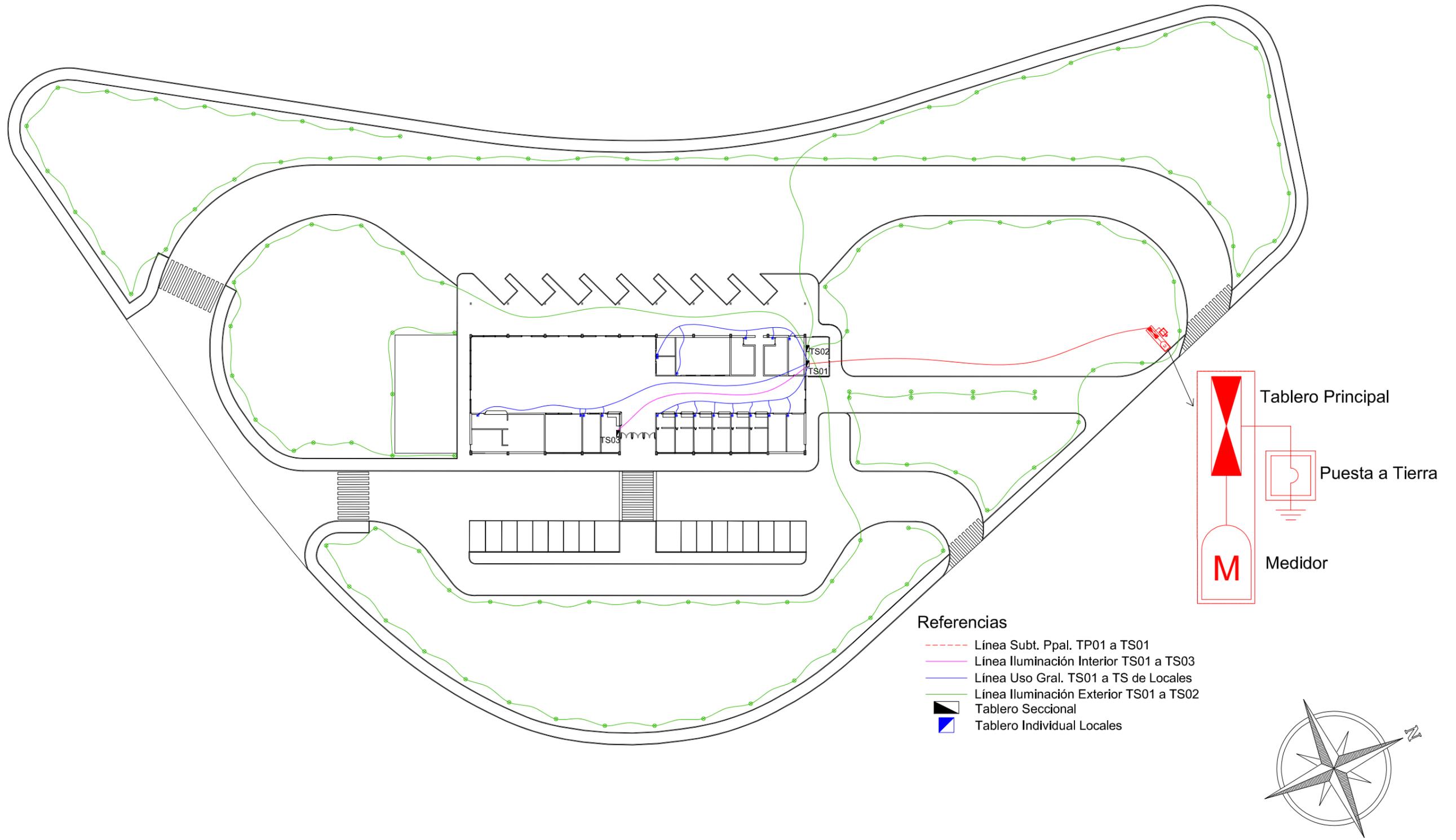




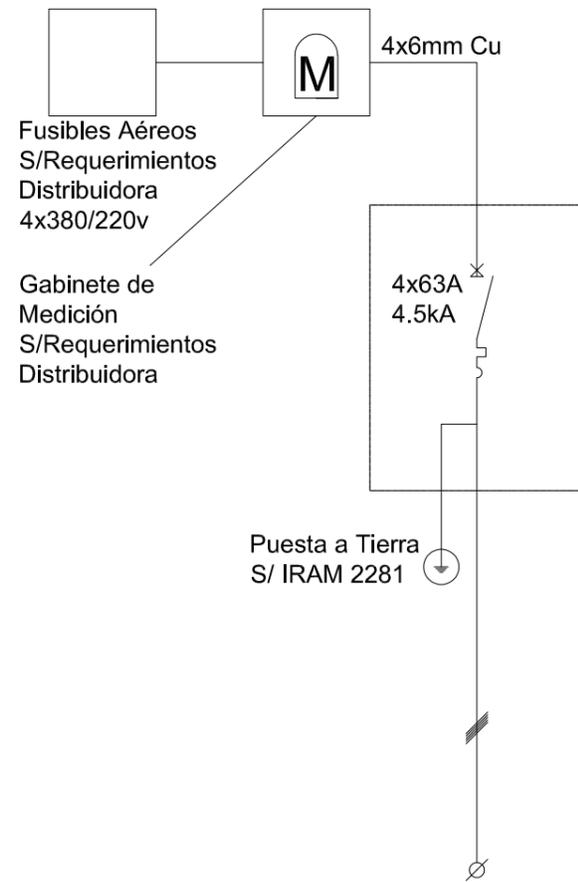
### Referencias

- Línea Uso General
-  Toma Doble
-  Llave y Toma
-  Tablero Seccional



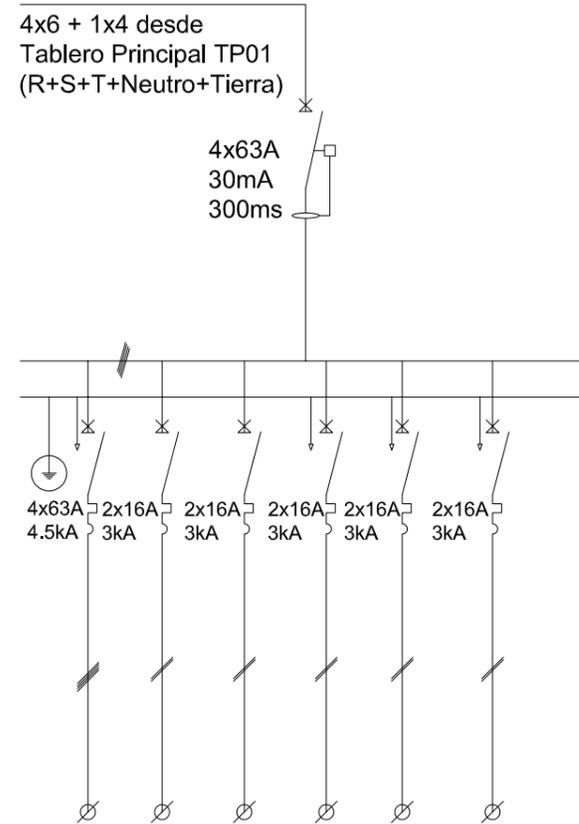


## Tablero Principal TP01 En Pilar de Acometida



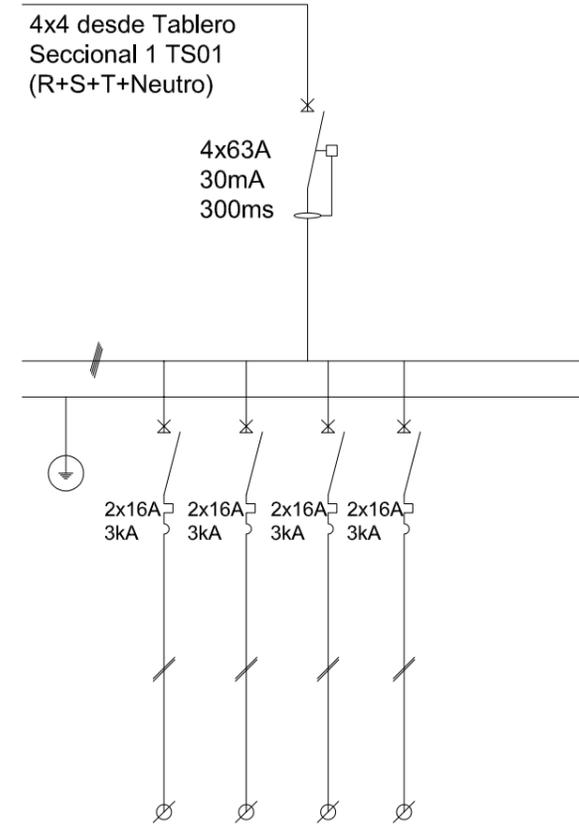
Circuito	Principal
Uso	A tablero seccional 1 (TS01)

## Tablero Seccional TS01



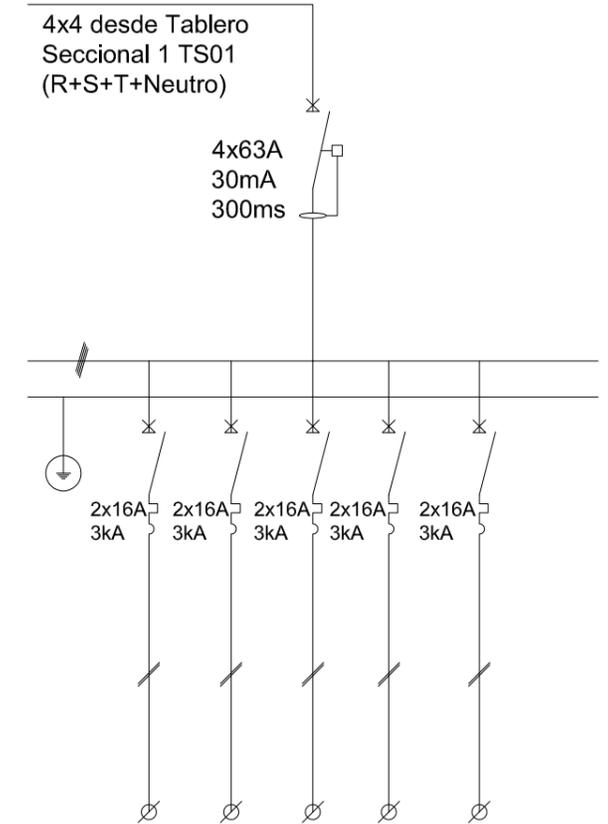
Circ	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Uso	Aire Acondicionado Bombas	A TS02	A TS03	Uso Gral. Oficinas	Uso Gral. Sanitarios Adm. CNRT Policía	Uso Gral. M.Mercado Of.Inf. Of.Turismo L. Comidas

## Tablero Seccional TS02

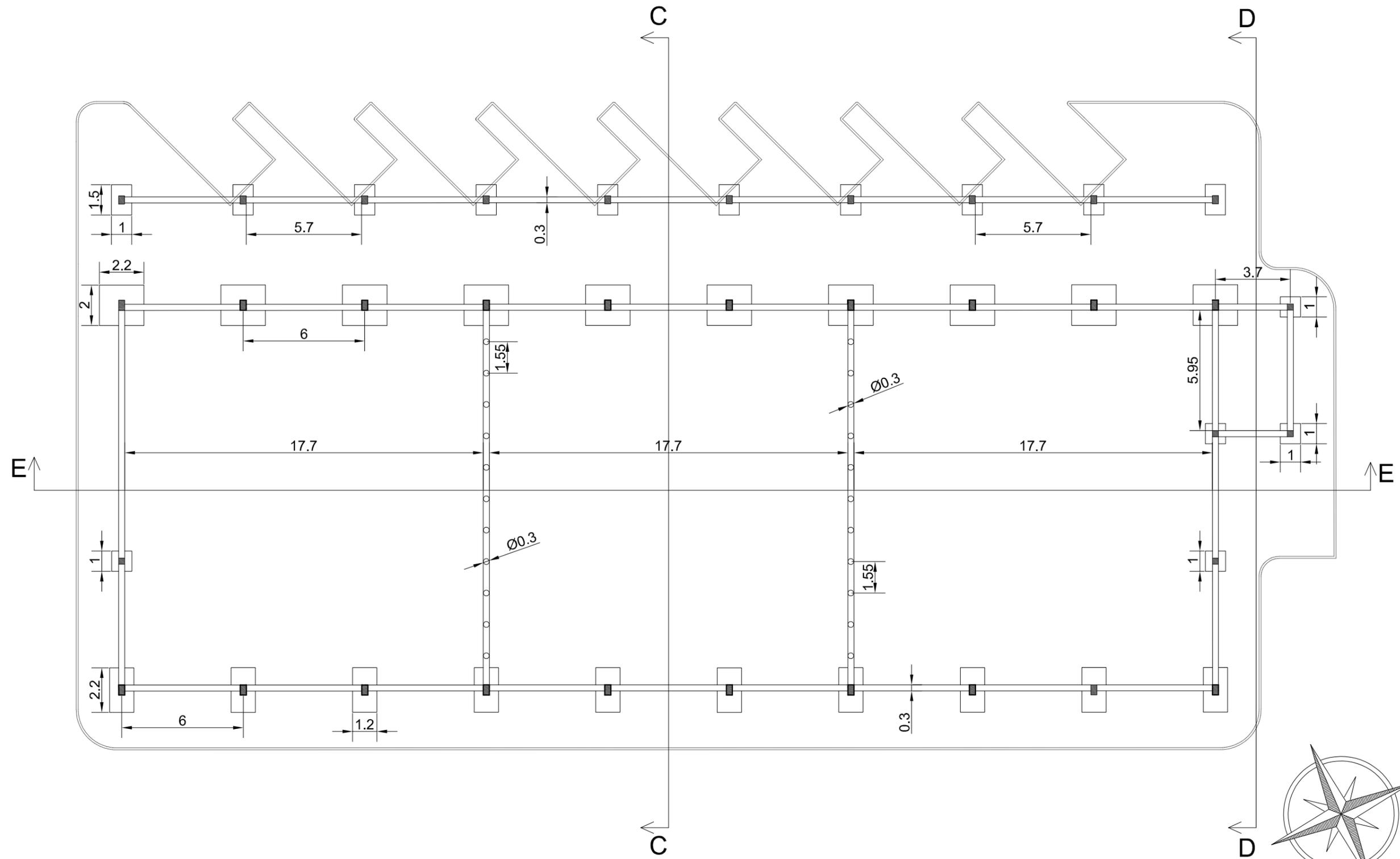


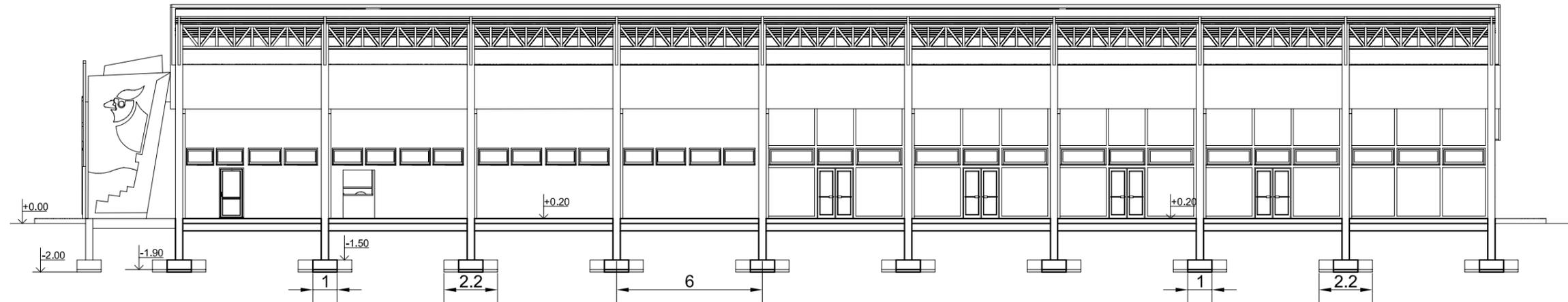
Circ	E1	E2	E3	E4
Uso	Iluminación Exterior Sector 1	Iluminación Exterior Sector 2	Iluminación Exterior Sector 3	Iluminación Exterior Sector 4

## Tablero Seccional TS03

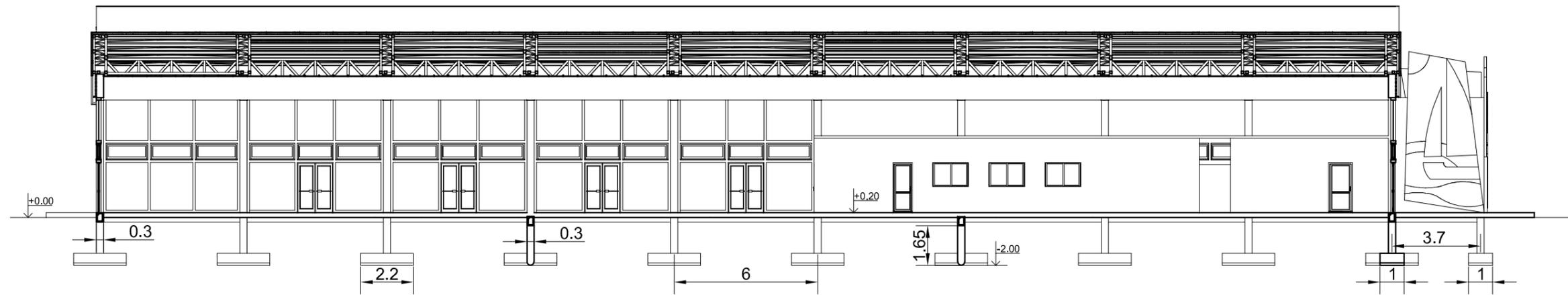


Circ	I1	I2	I3	I4	I5
Uso	Iluminación Bajo Alero (A)	Iluminación Interior Circuito B	Iluminación Interior Circuito C	Iluminación Interior Circuito D	Iluminación Bajo Semicubierto (E)

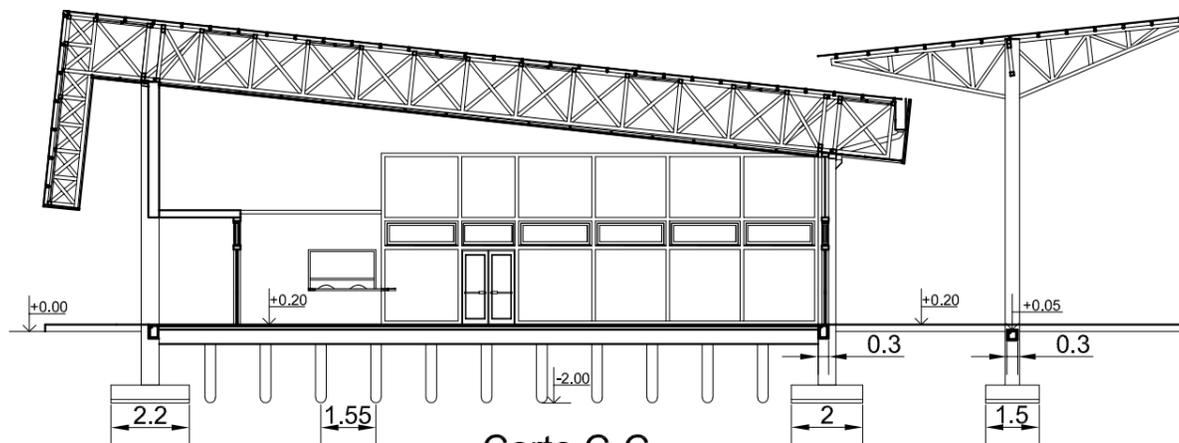




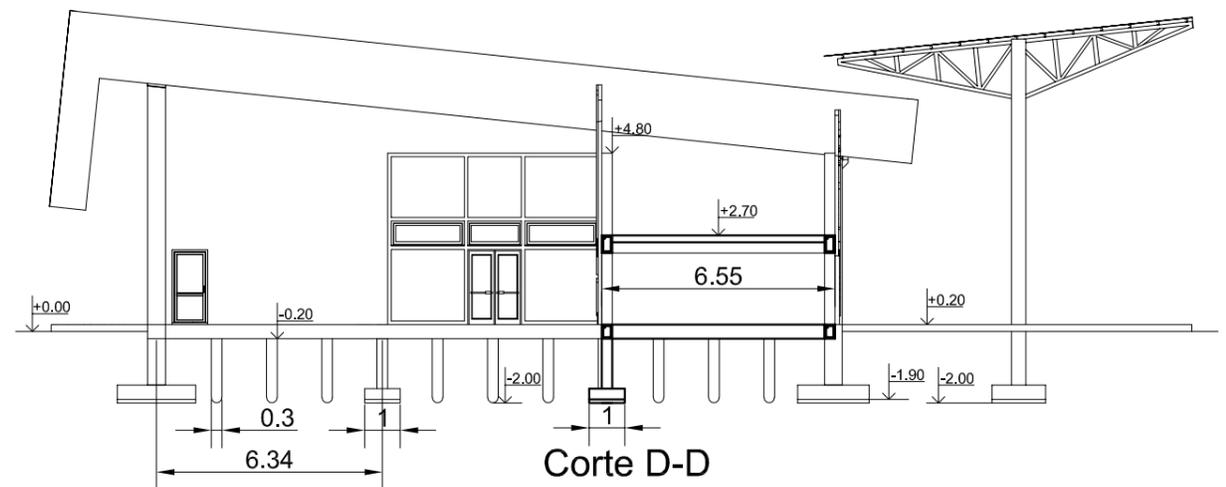
Vista Noroeste



Corte E-E



Corte C-C



Corte D-D



# Capítulo 6

# Evaluación de Propuestas





## 6. Evaluación de Propuestas

Realizando una evaluación a las propuestas presentadas en los capítulos anteriores, se puede determinar que tanto el anteproyecto hidráulico como el vial, brindan soluciones a problemáticas sociales, que mejorarían la seguridad vial y evitarían el riesgo de inundaciones para los habitantes actuales y futuros de una gran zona de la Ciudad de Concepción del Uruguay, por lo que, en una selección lógica, estas serían desarrolladas en primera instancia.

Sin embargo, a los fines académicos y previo acuerdo entre el grupo de trabajo y los docentes de la cátedra y debido a la complejidad del proyecto, se decide ampliar al nivel de Proyecto Ejecutivo, la relocalización y proyección del nuevo edificio de la Terminal de Ómnibus de la Ciudad de Concepción del Uruguay, dando particular énfasis al cálculo estructural, planificación de obra y plan de inversiones.

En el mismo se incluirá memoria de cálculo, planos, pliegos de cláusulas particulares y de especificaciones técnicas particulares.





# Capítulo 7

# Proyecto Ejecutivo





## 7. Proyecto Ejecutivo

El presente Proyecto Ejecutivo se basó en la confección del conjunto de documentos técnicos, cálculos, esquemas y tablas necesarios para la construcción de la estructura resistente mencionada anteriormente en el anteproyecto arquitectónico.

La estructura del edificio de la terminal está compuesta principalmente por pórticos formados por columnas de hormigón armado y vigas metálicas reticuladas. En cuanto al semicubierto sobre la playa de estacionamientos de ómnibus comparte la materialidad anterior, difiriendo en la morfología, ya que la estructura metálica es una cabriada plana invertida.



Ilustración 7.1 | Pórtico en Estudio.

### 7.1. Sistema Estructural

El sistema estructural está compuesto por vigas y cabriadas invertidas metálicas materializadas en su totalidad por tubos cuadrados de acero F24 y columnas y fundaciones de hormigón armado de calidad H25 con barras de acero ADN420.

La elección de una estructura mixta nos permitió trabajar con grandes luces que, mediante el sistema reticulado, se obtuvo un elemento resistente y liviano. Mientras que, al utilizar columnas y fundaciones de hormigón armado, la construcción adquiere una mayor rigidez, controlando las deformaciones y actuando de manera favorable contra las acciones del viento, uno de los principales problemas existentes en las edificaciones livianas.



## 7.2. Técnicas de cálculo

El cálculo de la estructura resistente se llevó a cabo en casi su totalidad mediante el software específico CypeCad3D, el cual es una herramienta informática indicada para el proyecto de estructuras tridimensionales de barras con perfiles de acero, aluminio y madera y el sistema de arriostramiento frente a acciones horizontales, por lo cual fue utilizado para realizar las verificaciones en las vigas reticuladas y las columnas de hormigón armado. Además, y a fin de contrastar los resultados entregados por el programa, se realizó el cálculo manual de las verificaciones de las barras más solicitadas en cada elemento bajo las exigencias de nuestro reglamento correspondiente.

En cuanto a las uniones soldadas y fundaciones, se procedió a realizar el cálculo de forma manual, utilizando el programa como base para la obtención de los esfuerzos necesarios para tal fin.

El diseño y verificación del apoyo que vincula la viga metálica con la columna de hormigón armado se realizó al igual que los elementos anteriores basándonos en las solicitaciones entregadas por el programa.

Para la utilización del software, se debió en un principio realizar el análisis completo de las cargas intervinientes en el funcionamiento del edificio, en base a las especificaciones expuestas en los reglamentos intervinientes, los cuales se enlistarán posteriormente.

## 7.3. Especificaciones técnicas

A continuación, se realizará una breve descripción de los materiales utilizados para la materialización de la estructura resistente.

### 7.3.1. Acero Estructural

El acero estructural debe tener un conjunto de propiedades y características que se obtienen a partir de su composición química y de su proceso de fabricación.

La composición química del acero es principalmente hierro, más del 98%. Contiene también carbono, fósforo, azufre, silicio, manganeso y otros elementos. Siendo el carbono el que tiene mayor influencia en las propiedades del acero, aumentando la dureza y la resistencia volviendolo más frágil y disminuyendo la soldabilidad y la ductilidad.

Las propiedades mecánicas dependen principalmente de la composición química, los procesos de laminado y fabricación y el tratamiento térmico de los aceros.

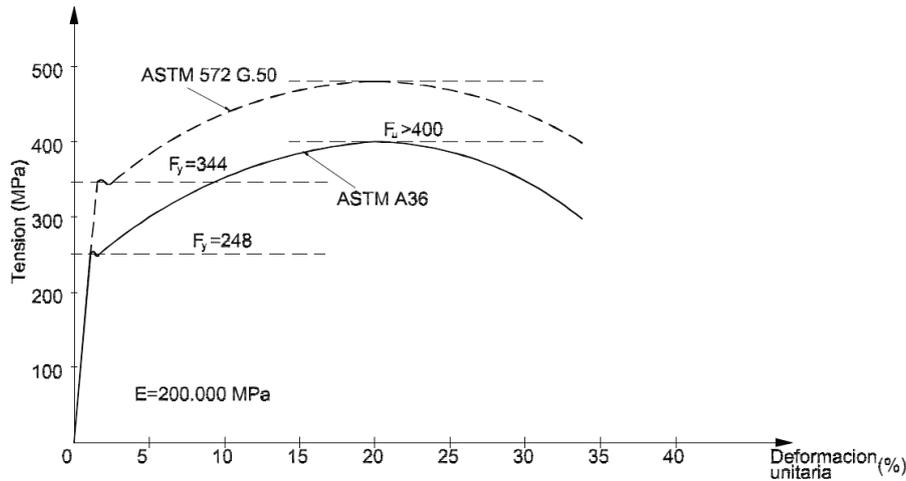


Ilustración 7.2 | Curva Tensión - Deformación Acero A36 Equivalente F24.

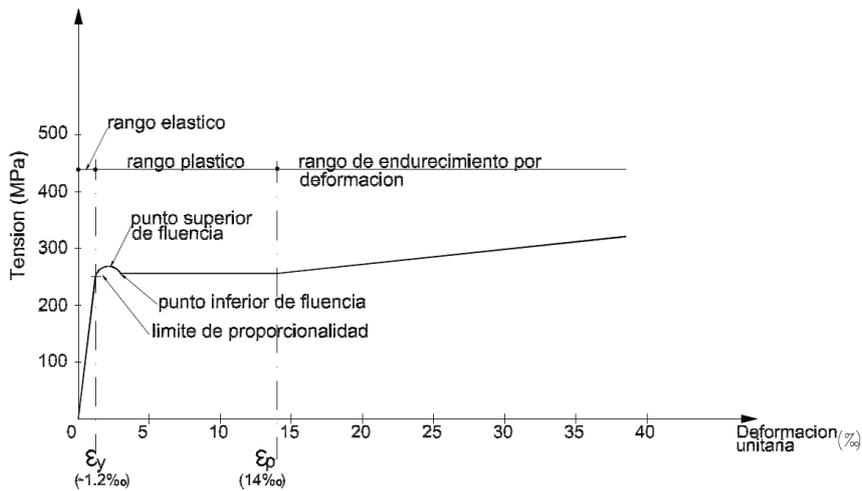


Ilustración 7.3 | Curva Parcial Tensión Deformación Acero A36 F24.

El punto más destacado para la elaboración del proyecto es el límite de fluencia. Por debajo de este se encuentra la zona elástica, donde las deformaciones no son permanentes y por encima la zona plástica, donde las deformaciones son permanentes, el que se extiende hasta el comienzo de la zona de endurecimiento por deformación. El límite de la utilización del acero en las obras civiles queda comprendido en la zona plástica en razón de las deformaciones permisibles.

Los diagramas son válidos tanto para esfuerzos de tracción como para de compresión; en este último caso si no se presenta la inestabilidad del equilibrio.

Los reglamentos de construcción metálica y normas de materiales fijan valores mínimos de tensión de fluencia ( $F_y$ ), tensión de rotura ( $F_u$ ) y generalmente de alargamiento de rotura ( $\epsilon_r$ ), como también valores de constantes metálicas. Es así que



el Reglamento CIRSOC 302-2005, "Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios", da en su sección 1.3.4. propiedades generales del acero:

- Módulo de Elasticidad longitudinal:  **$E = 200000\text{MPa}$** .
- Módulo de Elasticidad Transversal:  **$G = 77200\text{MPa}$** .
- Coeficiente de Poisson en período elástico lineal:  **$\mu = 0,30$**
- Peso específico:  **$\gamma_a = 77,3 \text{ kN/m}^3$**
- Coeficiente de dilatación térmica:  **$\alpha_a = 12 \cdot 10^{-6} \text{ cm/cm}^\circ\text{C}$**

Además, el Instituto Argentino de Siderurgia en el ámbito del Convenio de Cooperación Técnica suscripto con el Instituto Argentino de Normalización y Certificación (IRAM), desarrolla el proceso de elaboración de normas relativas a productos siderúrgicos, sus insumos, soldadura y aspectos relacionados. Los cuales mediante el conjunto de Normas IRAM-IAS U 500, y en específico la IRAM-IAS U 500-42/19 "Chapas de acero al carbono, laminadas en caliente, para uso estructural", especifican los requisitos mínimos del acero F24 para el uso estructural de este material, siendo los principales:

- Límite de fluencia mínimo para  $e \leq 16\text{mm}$ : 235MPa.
- Resistencia a la tracción para  $e \leq 100\text{mm}$ : 360-510MPa.
- Alargamiento de rotura mínimo para  $L_0 = 5.65 * \sqrt{S_0}$  : 23%

### 7.3.2. Hormigón armado

El hormigón armado es el resultado de combinar debidamente hormigón fresco y armaduras pasivas de acero para producir un elemento que resiste acciones que provocan tensiones de compresión y de tracción. Estos elementos se consiguen tanto en obra como en fábricas, obteniendo en estas últimas, elementos prefabricados.

En nuestro caso, se solicitará el hormigón elaborado de calidad H25, el cual será volcado en estado fresco dentro de los encofrados con sus correspondientes armaduras de acero.

Características principales del hormigón elaborado:

- Clasificación: Hormigón tipo H25
- Resistencia característica mínima:  $\sigma'_{bk}$ : 250 Kg/cm<sup>2</sup>=25MPa
- Cemento Portland: Clase Resistente 50.
- Contenido mínimo de cemento: 380 kg/m<sup>3</sup>.
- Razón agua/cemento máximo: 0.5



- Asentamiento: 10cm (Tolerancia  $\pm 1$  cm) para fundaciones. 15cm (Tolerancia  $\pm 1$  cm) para columnas. Este último deberá ser bombeado.
- Tamaño máximo del agregado grueso: 19-25mm.
- Aditivo permitido: Plastificante y/o superfluidificante en proporción indicada por fabricante.

## 7.4. Disposiciones reglamentarias

### 7.4.1. Reglamentos

- CIRSOC 101/05 “Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras”
- CIRSOC 102/05 “Reglamento Argentino de Acciones del viento sobre las construcciones”
- CIRSOC 201/05 “Reglamento Argentino de estructuras de hormigón”
- CIRSOC 301/05 “Reglamento Argentino de estructuras de acero para edificios”
- CIRSOC 302/05 “Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios”
- ANSI/AISC 360-10 American Institute of Steel Construction. “Specification for Structural Steel Buildings”

### 7.4.2. Normas adicionales

- IRAM-IAS U 500-218: Tubos de acero sin costura para uso estructural y aplicaciones mecánicas en general.
- IRAM-IAS U 500-127: Soldadura por arco. Electrodo de baja aleación revestidos.
- IRAM-IAS U 500-166: Soldadura. Alambres y varillas de acero al carbono para procesos de soldadura eléctrica con protección gaseosa.
- IRAM-IAS U 500-232: Soldadura. Alambres y varillas de acero al carbono y de baja aleación para procesos de soldadura eléctrica con protección gaseosa.

## 7.5. Forma de análisis

El sistema estructural está compuesto por un total de diez pórticos, ocho internos y dos externos, de geometría idéntica, difiriendo en las solicitudes debido a que estos últimos reciben la mitad de las cargas.

Como consecuencia de la extensión de la estructura y la secuencialidad geométrica, el cálculo puede limitarse al análisis completo del pórtico interior más solicitado, replicando los resultados y verificaciones a los demás elementos menos exigidos.

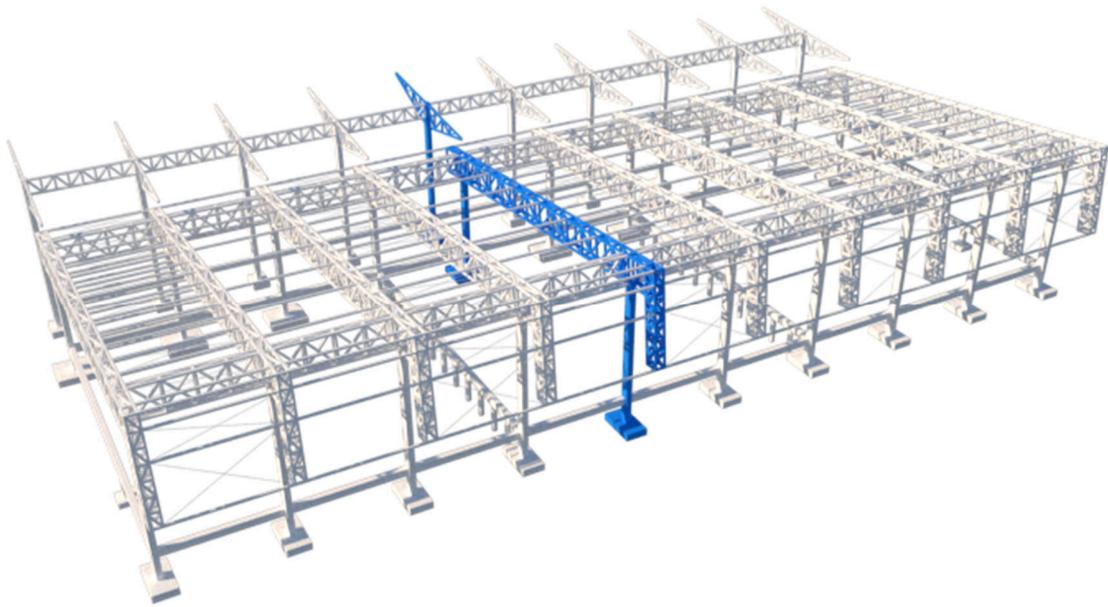


Ilustración 7.4 | Estructura Portante Identificando Pórtico en Estudio.

## 7.6. Análisis de cargas

Son definidas y evaluadas todas las cargas que la estructura soportará en servicio durante su vida útil.

Las acciones que pueden actuar sobre las estructuras son de muy diversa índole. Los Reglamentos CIRSOC establecen una clasificación de las mismas y determinan los valores mínimos de las máximas intensidades esperables en la vida útil de la estructura.

Las cargas muertas y vivas, o acciones permanentes y variables, se extrajeron del Reglamento CIRSOC 101/05, especificando la naturaleza de cada una:

### 7.6.1 Acciones permanentes

Son las que tienen pequeñas e infrecuentes variaciones durante la vida útil de la construcción, con tiempos de aplicación prolongados, tales como las debidas a:

- Peso propio de la estructura (D). (CIRSOC 101/05).
- Peso propio de todo elemento de la construcción previsto con carácter permanente (D). (CIRSOC 101/05).

Estas cargas son calculadas y aplicadas automáticamente por el programa una vez ingresada la descripción de cada material a utilizar.



### 7.6.2. Cargas de cubierta

Se considero aplicada sobre y por debajo de la viga principal. Se compone por el peso de las chapas, los clavadores de perfil "C", el aislante termo-hidrofugo, y el cielorraso de P.V.C.

En la TABLA 3.1. del CIRSOC 101/05 se obtienen los pesos unitarios de los materiales y conjuntos funcionales de construcción.

- Chapa ondulada e=8mm.....0.03 kN/m<sup>2</sup>
- Aislante termo-hidrofugo e=2mm.....0.0035 kN/m<sup>2</sup>
- Cielorraso de P.V.C. montado s/ estructura aluminio.....0.2 kN/m<sup>2</sup>
- Clavadores: La cubierta se apoya y fija sobre un total de 22 perfiles C (UPN 100) cuyo peso es de 10.5 Kg/mL. Cada pórtico interno debe recibir la mitad de la carga proveniente de cada lado.

$$p. \text{ clavadores} = \frac{\left(0.11 \frac{KN}{m} * (2 * (22 * 3m))\right)}{22.4m * 6m} = 0.11 \frac{KN}{m^2}$$

⇒ pD= 0.35 kN/m<sup>2</sup> c/clavadores.

⇒ pD= 0.24 kN/m<sup>2</sup> s/clavadores.

### 7.6.3. Acciones variables

Son las que tienen elevada probabilidad de actuación, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio, tales como las debidas a:

- Cargas útiles en techo (Lr). (CIRSOC 101).
- Mantenimiento de cubiertas (Lr). (CIRSOC 101).
- Montaje en techos (Lr). (CIRSOC 101)
- Acción del viento (W). (CIRSCOC 102).

### 7.6.4. Sobrecargas Mínimas para Cubiertas

El Art 4.9. del CIRSOC 101/05 propone para las cubiertas comunes planas, horizontales o con pendiente y curvas la siguiente ecuación para determinar sobrecargas:

$$Lr = 0.96 * R1 * R2 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$$

Siendo  $0.58 \leq Lr \leq 0.96$

Los factores de reducción R1 y R2 se determinan como sigue:

$R_1 = 1$	para $A_t \leq 19 \text{ m}^2$
$R_1 = 1,2 - 0,01076 A_t$	para $19 \text{ m}^2 < A_t < 56 \text{ m}^2$
$R_1 = 0,6$	para $A_t \geq 56 \text{ m}^2$



Donde:

At: área tributaria en metros cuadrados soportada por cualquier elemento estructural.

$$\begin{array}{ll} R_2 = 1 & \text{para } F \leq 4 \\ R_2 = 1,2 - 0,05 F & \text{para } 4 < F < 12 \\ R_2 = 0,6 & \text{para } F \geq 12 \end{array}$$

Donde, para una cubierta con pendiente  $F = 0.12 * \text{pendiente}$ , con la pendiente expresada en porcentaje.

$$A_t = 22.4\text{m} * 6\text{m} = 134.4 \text{ m}^2 \quad \text{por lo tanto, } R_1 = 0.6$$

$$F = 0.12 * 10\% = 1.2 \quad \text{por lo que } R_2 = 1$$

$$L_r = 0.96 * 0.6 * 1 = 0.58 \text{ KN/m}^2$$

## 7.7. Carga de Viento

Para el cálculo de las presiones de viento nos basamos en el CIRSOC 102/05. Se adopta el método de cálculo 2, el cual es aplicable a edificios de todas las alturas, compatible con Figura 3 del mismo reglamento.

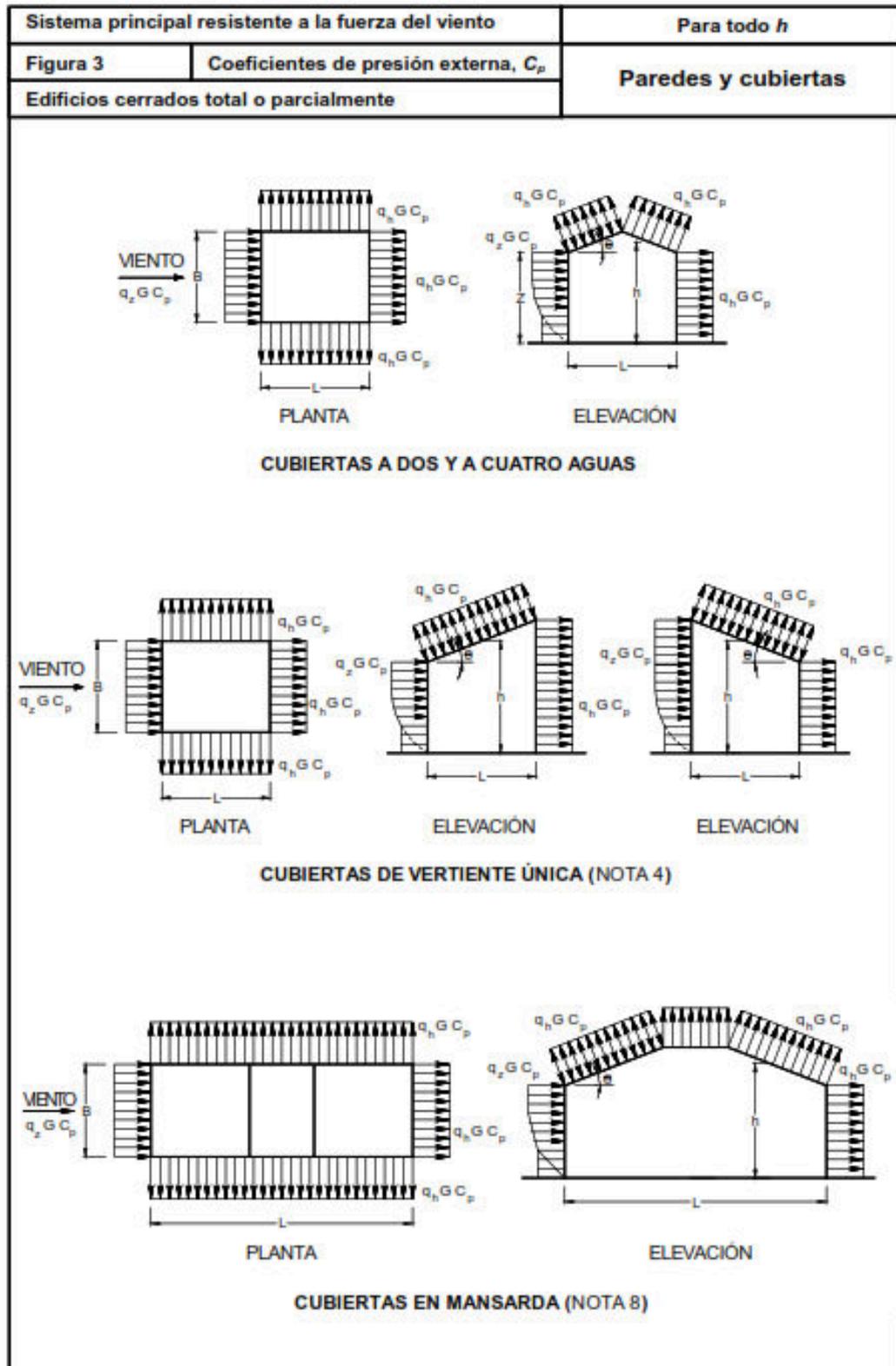


Ilustración 7.5 | Figura 3 CIRSOC 102/05.



Sistema principal resistente a la fuerza del viento		Para todo $h$										
Figura 3 (cont.)	Coeficientes de presión externa, $C_p$	Paredes y cubiertas										
Edificios cerrados total o parcialmente												
<b>Coeficientes de presión en paredes, <math>C_p</math></b>												
Superficie	$L/B$	$C_p$	Usar con									
Pared a barlovento	Todos los valores	0,8	$q_z$									
Pared a sotavento	0 – 1	-0,5	$q_h$									
	2	-0,3										
	$\geq 4$	-0,2										
Paredes laterales	Todos los valores	- 0,7	$q_h$									
<b>Coeficientes de presión para cubiertas, <math>C_p</math>, para usar con <math>q_h</math></b>												
Dirección del viento	Barlovento									Sotavento		
	$h/L$	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	Angulo $\theta$ en grados		
Normal a la cumbrera para $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,3	-0,2 0,3	0,0* 0,4	0,4	0,01 $\theta$	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,9	-0,7	-0,4 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	-0,2 0,3	0,0* 0,4	0,01 $\theta$	-0,5	-0,5	-0,6
	$\geq 1,0$	-1,3**	-1,0	-0,7	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	0,0* 0,3	0,01 $\theta$	-0,7	-0,6	-0,6
Normal a la cumbrera para $\theta < 10^\circ$ y paralela a la cumbrera para todo $\theta$	$\leq 0,5$	Distancia horizontal desde el borde a barlovento				$C_p$		* Se da el valor para fines de interpolación ** El valor puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue:				
		0 a $h/2$				-0,9						
		$h/2$ a $h$				-0,9						
		$h$ a $2h$				-0,5						
$\geq 1,0$	0 a $h/2$				-1,3**		Área ( $m^2$ )		Factor de reducción			
	$> h/2$				-0,7		$\leq 10$		1,0			
							25		0,9			
						$\geq 100$		0,8				

Notas:

- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose a la superficie o alejándose de ella, respectivamente.
- Se permite la interpolación lineal para valores de  $L/B$ ,  $h/L$  y  $\theta$  distintos a los indicados. La interpolación sólo se llevará a cabo entre valores del mismo signo. Donde no se dan valores del mismo signo, se toma 0,0 a los fines de la interpolación.
- Donde se listan dos valores de  $C_p$  se quiere indicar que la pendiente de la cubierta a barlovento está sujeta a presiones positivas o negativas y la estructura de la cubierta se debe calcular para ambas condiciones. La interpolación para relaciones intermedias de  $h/L$  en este caso se puede llevar a cabo solamente entre valores de  $C_p$  del mismo signo.
- Para cubiertas con una sola pendiente, la superficie completa de la misma es superficie a barlovento o a sotavento.
- Para edificios flexibles se debe usar un valor de  $G_f$  apropiado, determinado mediante un análisis racional.
- Para cubiertas en arco se debe usar la Tabla 8.
- Simbología:  
 $B$ : dimensión horizontal del edificio, en m, medida normal a la dirección del viento.  
 $L$ : dimensión horizontal del edificio, en m, medida paralela a la dirección del viento.  
 $h$ : altura media de la cubierta en m, excepto que para  $\theta \leq 10^\circ$ , se usará la altura del alero.  
 $z$ : altura sobre el terreno, en m.  
 $G$ : factor de efecto de ráfaga.  
 $q_z, q_h$ : Presión dinámica, en  $N/m^2$ , evaluada a la altura respectiva.  
 $\theta$ : ángulo del plano de la cubierta respecto de la horizontal, en grados.
- Para cubiertas en mansarda, la superficie superior horizontal y la superficie inclinada a sotavento se consideran en la tabla como superficies a sotavento.
- Para cubiertas con pendiente mayor que  $80^\circ$  se debe usar  $C_p = 0,8$

Ilustración 7.6 | Continuación Figura 3 CIRSOC 102/05.

A continuación, se exponen los gráficos correspondientes a las dimensiones del edificio para su estudio:

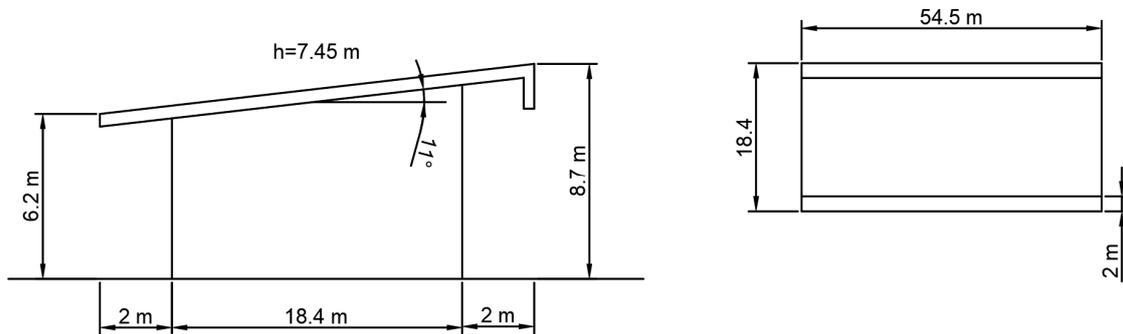


Ilustración 7.7 | Dimensiones Utilizadas para Análisis de Viento.

Mediante la utilización del reglamento antes mencionado, se obtienen los parámetros necesarios para el cálculo, los cuales son:

- Exposición del Edificio al Viento: Art. 5.6.1 del CIRSOC 102/05, Exposición “B”.
- Clasificación del Edificio: tabla A-1 del apéndice A-1, Categoría “II”.
- Presión Dinámica: del Art. 5.10 del CIRSOC 102/05, se obtiene la ecuación para determinar la presión dinámica del viento.  $q_z = 0.613 * k_z * k_{zt} * k_d * V^2 * I$
- Velocidad básica del viento: Figura 1A del CIRSOC 102/05,  $V=48$  m/s (Mar del Plata).
- Efecto Topográfico: Fig.2 del CIRSOC 102/05,  $K_{zt}=1$  para terreno homogéneo.
- Factor de direccionalidad del viento  $K_d$ : Tabla 6 del CIRSOC 102/05,  $K_d= 0.85$  para “SPRFV”, Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento.
- Factor de Importancia: Tabla 1 del CIRSOC 102/05,  $I=1$  para Categoría II.
- Coeficiente de exposición para la presión dinámica: Art. 5.6.4 y Tabla 5 del CIRSOC 102, Se ingresa a la tabla con Exposición B y caso 2 (compatible con Figura 3).

$$q_z = 0.613 * k_z * 1 * 0.85 * 48^2 * 1$$

$$q_z = 1200 * k_z$$

El valor de  $K_z$  para la altura de 6.2m y 8.7 se obtuvieron de interpolar linealmente los valores de la tabla.



Tabla 7.1 | Presión Dinámica en SPRFV Calculo de Qz y Qh.

Presión dinámica en SPRFV		
Altura z	Kz	qz
(m)		(N/m2)
0-5	0,59	708,30
6	0,62	744,31
6,2	0,625	750,31
7,5	0,66	792,33
8,7	0,69	828,35

Presión dinámica en SPRFV		
Altura h	Kh	qh
(m)		(N/m2)
7,45	0,66	792,33

- Presión de Diseño “P”: El Art. 5.12.2.1 del CIRSOC 102 propone la siguiente ecuación para su cálculo.

$$p = q(G * Cp) - qi * (G * Cpi)$$

Puede adoptarse de forma conservadora que  $qi=qh$  para la evaluación de las presiones internas.

- Coeficiente de Presión Interna “GCpi”: Tabla 7 del CIRSOC 102/05,  $G * Cpi = 0.18$  para edificio cerrado.
- Coeficiente de Presión Externa “Cp”: Figura 3 del CIRSOC 102/05, se analiza viento paralelo a la pendiente de techo y perpendicular a la pendiente del techo.

Se debe analizar las presiones en la cubierta cuando, el viento golpea la fachada de 8.7m dejando la cubierta a sotavento y cuando golpea la fachada de 6.2 m dejándola a barlovento por lo que los coeficientes Cp son distintos.

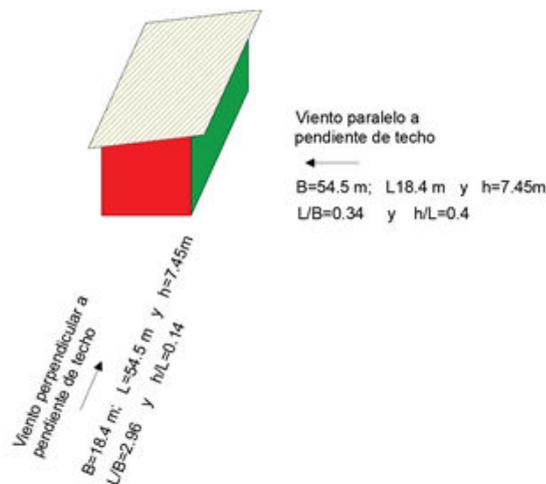


Ilustración 7.8 | Gráfico Resumen Orientaciones y Dimensiones.



Tabla 7.2 | Viento Paralelo a la Pendiente de Techo.

Viento Paralelo A La Pendiente De Techo			
Superficie	L/B	Cp	Se usa con
Pared a Barlovento	-	0,8	qz
Pared a Sotavento	0,34	-0,5	qh
Paredes Laterales	-	-0,7	qh

Tabla 7.3 | Viento Paralelo a la pendiente de Techo Análisis de Pendiente.

Viento Paralelo A La Pendiente De Techo			
$\theta=11^\circ$	h/L	Cp	Se usa con
Pendiente a Barlovento	0,4	-0,78	qh
Pendiente a Sotavento	0,4	-0,44	

Nota: Para obtener el valor de Cp se realiza una doble interpolación lineal primero entre las columnas (ángulo en grados) luego entre las filas (altura z en m).

Tabla 7.4 | Viento Perpendicular a la Pendiente de Techo.

Viento Perpendicular A La Pendiente De Techo			
Superficie	L/B	Cp	Se usa con
Pared a Barlovento	-	0,8	qz
Pared a Sotavento	2,96	-0,25	qh
Paredes Laterales	-	-0,7	qh

Siguiendo los lineamientos del ejemplo 9 de la “Guía para el uso del reglamento argentino de acciones del viento” se adopta  $\theta=0^\circ$ .

Tabla 7.5 | Viento Perpendicular a la Pendiente de Techo Análisis de Pendiente.

Viento Perpendicular A La Pendiente De Techo				
$\theta=0^\circ$	h/L	Cp	Se usa con	
Pendiente a Barlovento	0,14	- 0,9	de 0 a h	qh
		-0,5	de h a 2*h	
		-0,3	$\geq 2*h$	

- Voladizos: Art.5.11.4.1 del CIRSOC 102/05, Cp=0.8 para la parte inferior del voladizo a barlovento, la superior adopta el Cp del techo.
- Coeficiente de Ráfaga: Art.5.8.1 del CIRSOC 102/05, se adopta G=0.85 para estructura rígida.

Una vez determinado los coeficientes se procede a calcular la presión del viento con la siguiente ecuación “para edificios de todas las alturas”.

$$p = q(G * Cp) - qi * (G * Cpi)$$



En cada análisis se tuvo en cuenta el estrechamiento provocado por el solape entre cubiertas en la zona del voladizo izquierdo, el aumento de la velocidad del viento provoca una disminución de la presión la cual se computará agregando en los voladizos una presión de succión aproximadamente del 10% de la presión del viento en esa zona.

### 7.7.1. Viento paralelo a la pendiente de techo, muro de 6.2m a barlovento

En esta situación se consideró la dirección del viento proveniente del noroeste, golpeando sobre el sector de plataformas.

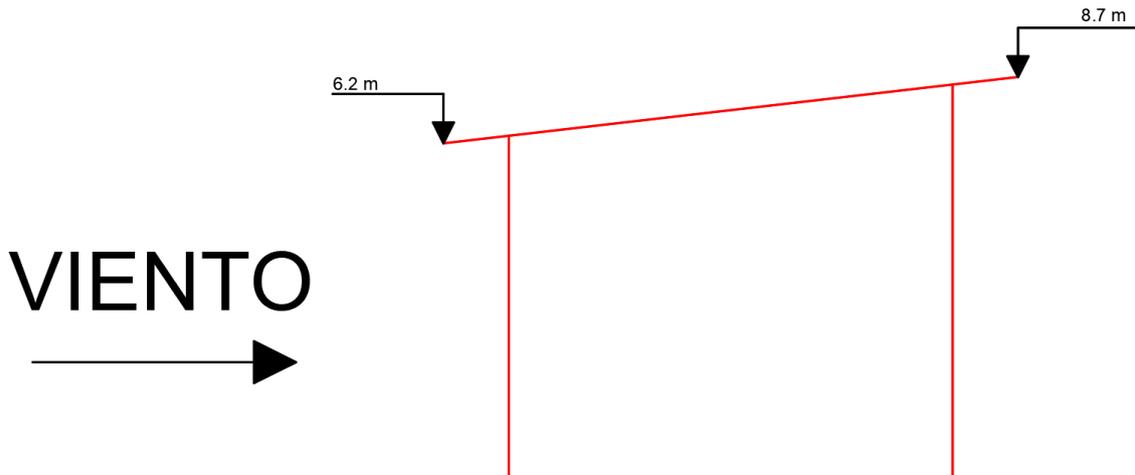


Ilustración 7.9 | Esquema de Análisis Viento Paralelo en Muro de 6.2m.

Los resultados de la aplicación del método se resumen en la siguiente tabla y posteriormente se grafican las cargas en sus correspondientes ubicaciones.

Tabla 7.6 | Calculo Presión para Viento Paralelo Muro 6.2m.

Viento Paralelo A La Pendiente De Techo Que Choca Muro De 6.2 M							
	Superficie	z	qz; qh	G*Cp	G*Cpi	P (N/m2)	
		(m)	(N/m2)			(+)	(-)
Pared a Barlovento 6,2 m	P. Barlovento	0-5	708,30	0,85*0,8	0,18	339,02	624,26
		5-6	744,31			363,51	648,75
		6-6,2	750,31			367,59	652,83
	P. Sotavento	Todas	792,33	0,85*(-0,5)	0,18	-	-
	P. Laterales	Todas	792,33	0,85*(-0,7)	0,18	-	-
	Cubierta a barlovento	-	792,33	0,85*(-0,44)	0,18	-	-
	Voladizo IZQ superior bar.	-	792,33	0,85*(-0,44)	-	-	-552,58
	Voladizo IZQ inferior bar.	-	750,31	0,85*0,8	-	-	510,21
	Voladizo DER superior bar.	-	792,33	0,85*(-0,44)	-	-	-525,10



Viento paralelo a la pendiente de cubierta con presión interna positiva.

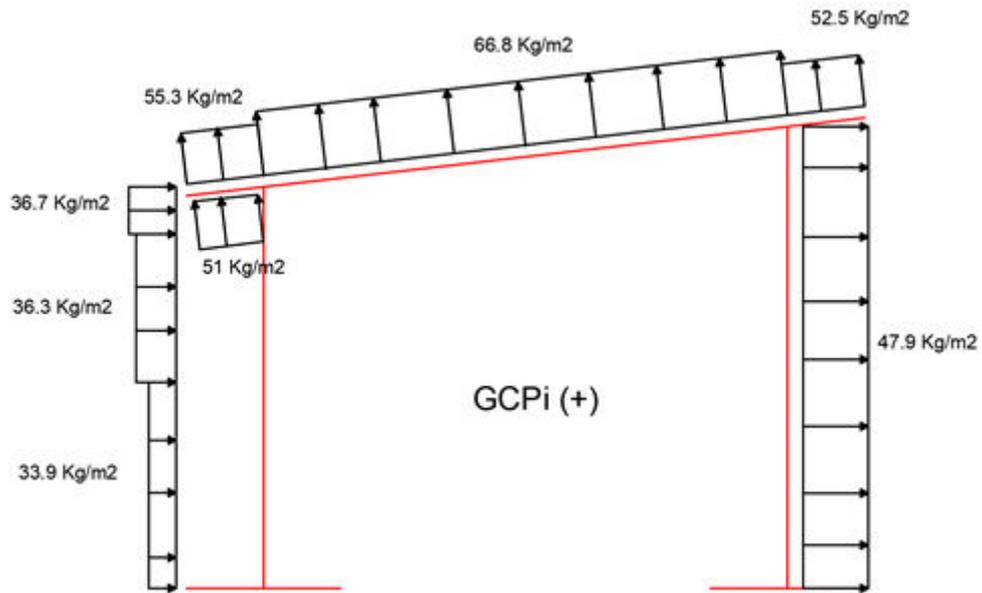


Ilustración 7.10 | Gráfico Resumen Viento Paralelo Presión Interna Positiva.

Viento paralelo a la pendiente de cubierta con presión interna negativa.

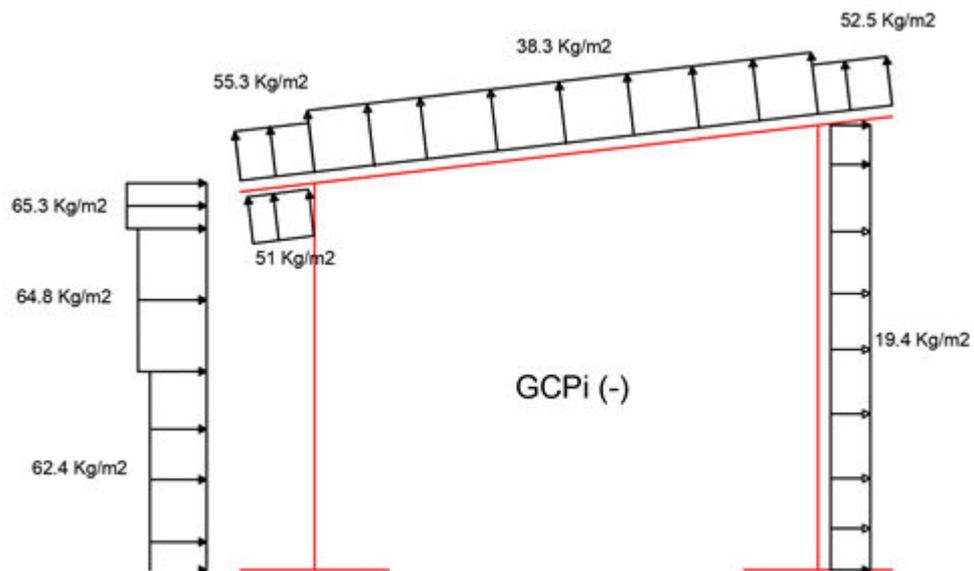


Ilustración 7.11 | Gráfico Resumen Viento Paralelo Presión Interna Negativa.



Viento perpendicular a la pendiente de cubierta con presión interna positiva.

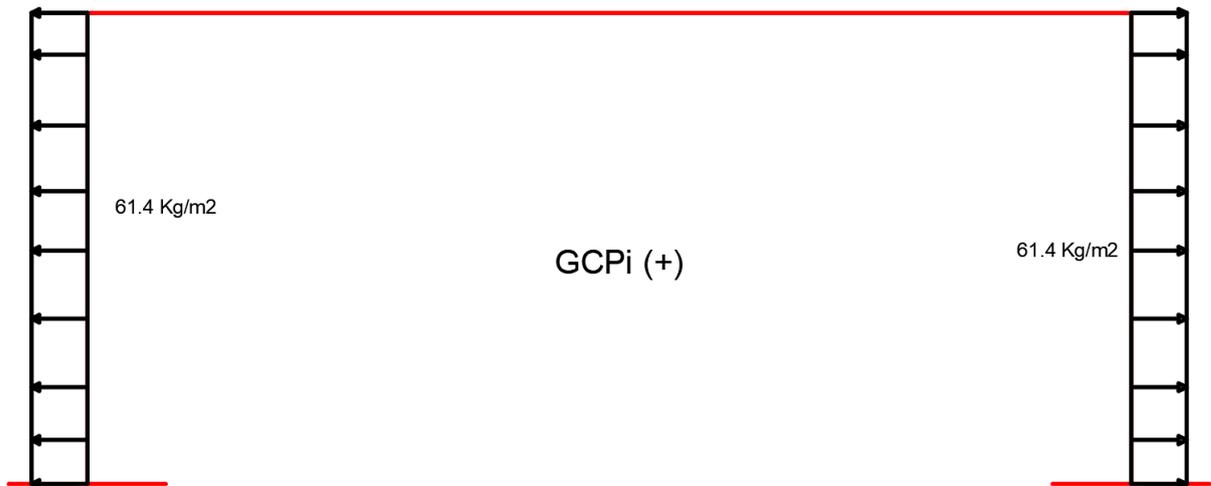


Ilustración 7.12 | Gráfico Resumen Viento Perpendicular Presión Interna Positiva.

Viento perpendicular a la pendiente de cubierta con presión interna negativa.

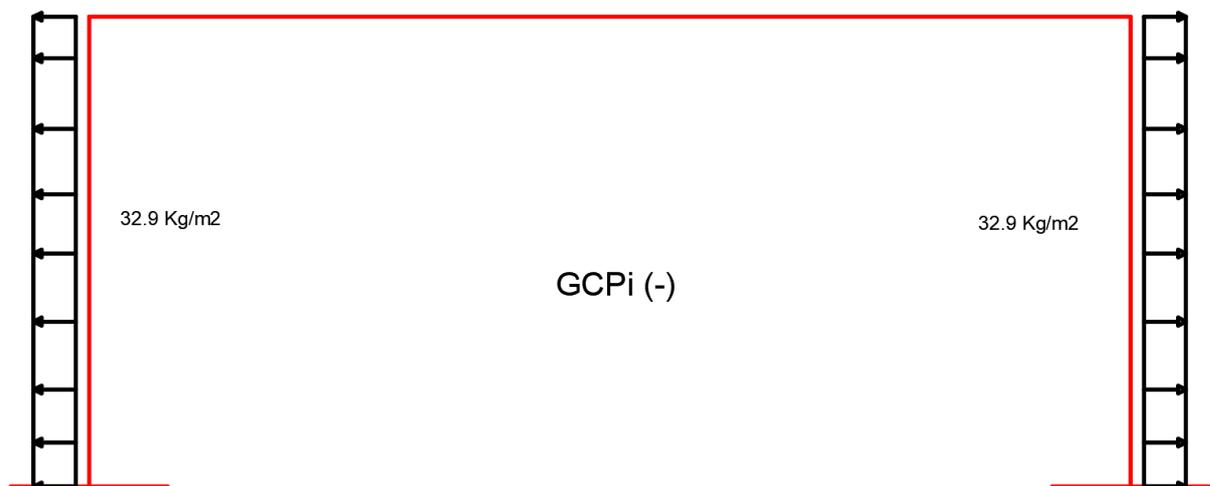


Ilustración 7.13 | Gráfico Resumen Viento Perpendicular Presión Interna Negativa.

### 7.7.2. Viento paralelo a la pendiente de techo, muro de 8.7m a barlovento

En esta situación se consideró la dirección del viento proveniente del sureste, golpeando sobre el frente del edificio.

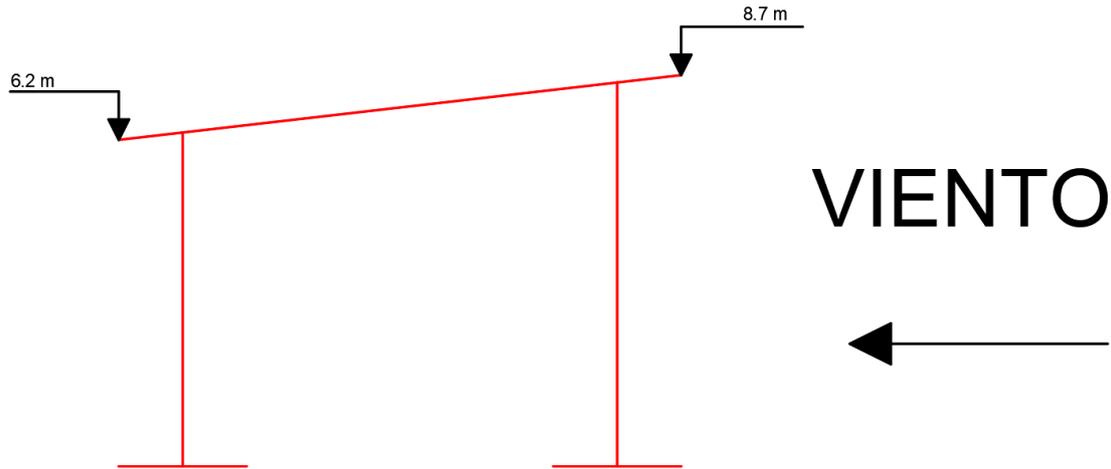


Ilustración 7.14 | Esquema de Análisis Viento Paralelo en Muro de 8.7m.

Los resultados de la aplicación del método se resumen en la siguiente tabla y posteriormente se grafican las cargas en sus correspondientes ubicaciones.

Tabla 7.7 | Calculo Presión para Viento Paralelo Muro 8.7m.

Viento Paralelo a la Pendiente de Techo que Choca Muro De 8,7 M							
	Superficie	z	qz; qh	G*Cp	G*Cpi	P (N/m2)	
		(m)	(N/m2)			(+)	(-)
Pared a Barlovento 8,7 m	P. Barlovento	0-5	708,30	0,85*0,8	0,18	339,02	624,26
		5-6	744,31			363,51	648,75
		6-7,5	792,33			396,17	681,40
		7,5-8,7	828,35			420,66	705,89
	P. Sotavento	Todas	792,33	0,85*(-0,5)	0,18	-	-
	P. Laterales	Todas	792,33	0,85*(-0,7)	0,18	-	-
	Cubierta a sotavento	Todas	792,33	0,85*(-0,44)	0,18	-	-
	Voladizo DER superior sot.	-	792,33	0,85*(-0,44)	-	-	-296,208
	Voladizo DER inferior sot.	-	828,35	0,85*0,8	-	-	563,04
	Voladizo IZQ superior sot.	-	792,33	0,85*(-0,44)	-	-	-311,02



Viento paralelo a la pendiente de cubierta con presión interna positiva.

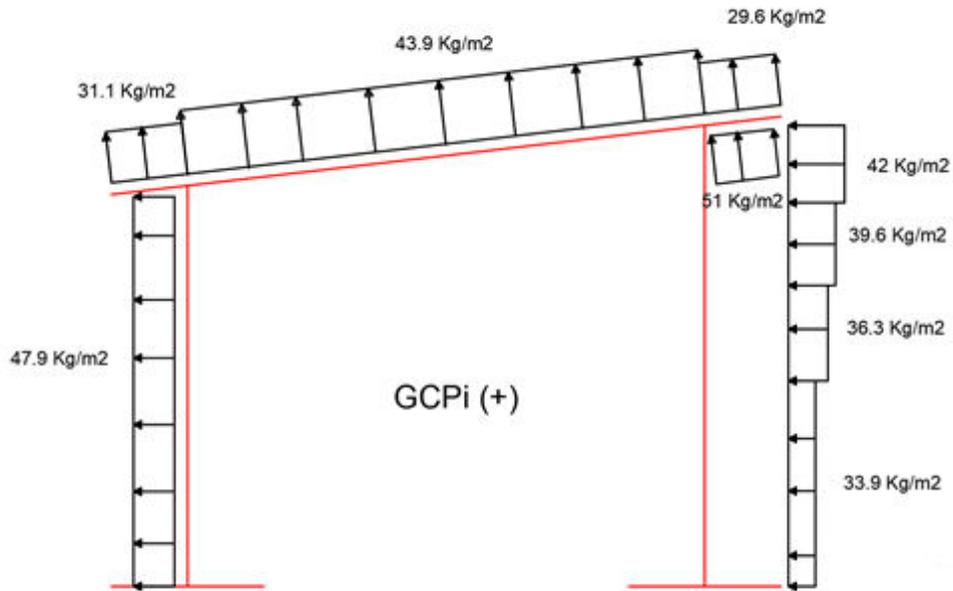


Ilustración 7.15 | Gráfico Resumen Viento Paralelo Presión Interna Positiva.

Viento paralelo a la pendiente de cubierta con presión interna negativa.

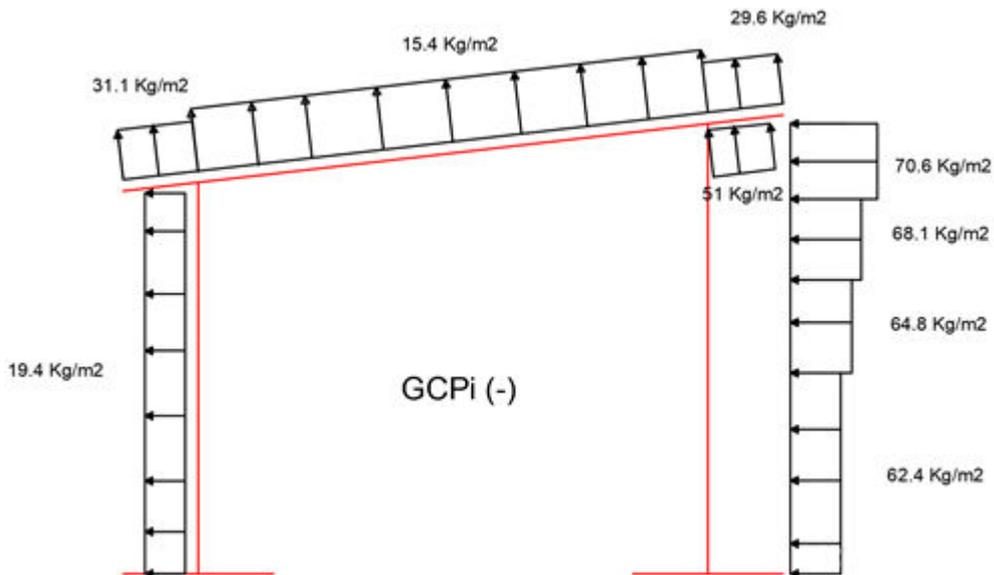


Ilustración 7.16 | Gráfico Resumen Viento Paralelo Presión Interna Negativa.

Nota: El análisis del pórtico lateral es el mismo que en el caso anterior por lo que no es necesario volver a incluirlo.

### 7.7.3. Viento Perpendicular a la Pendiente de Techo

Para esta situación se considera que el viento golpea sobre los laterales de la construcción, es decir, la dirección del mismo puede ser suroeste o noreste.



Ilustración 7.17 | Esquema de Análisis Viento Perpendicular a la Pendiente de Techo.

Los resultados de la aplicación del método se resumen en la siguiente tabla y posteriormente se grafican las cargas en sus correspondientes ubicaciones.

Tabla 7.8 | Calculo Presión para Viento Perpendicular a la Pendiente de Techo.

Viento perpendicular a la pendiente de techo						
Superficie	z	qz; qh	G*Cp	G*Cpi	P (N/m <sup>2</sup> )	
	(m)	(N/m <sup>2</sup> )			(+)	(-)
P. Barlovento	0-5	708,30	0,85*0,8	0,18	338,82	624,06
	5-6	744,41		0,18	363,30	648,54
	6-7,5	792,33		0,18	395,94	681,18
	7,5-8,7	828,35		0,18	420,42	705,66
P. Sotavento	Todas	792,33	0,85*(-0,25)	0,18	-310,92	-25,68
P. Laterales	Todas	792,33	0,85*(-0,7)	0,18	-613,86	-328,62
Cubierta	de 0 a h	792,33	0,85*(-0,9)	0,18	-748,50	-463,26
	de h a 2*h		0,85*(-0,5)	0,18	-479,22	-193,98
	≥2*h		0,85*(-0,3)	0,18	-344,58	-59,34
Voladizo	-	792,33	0,85*(-0,9)	-	-605,88	
	-		0,85*(-0,5)	-	-336,60	
	-		0,85*(-0,3)	-	-201,96	

Estos pórticos absorben la carga del viento transmitida por el voladizo y de la cubierta. Por ejemplo, en los primeros 7.45m el dintel absorbe -748,5N/m<sup>2</sup> de la cubierta y -605,9N/m<sup>2</sup> del voladizo.



Viento perpendicular a la pendiente de cubierta con presión interna positiva análisis longitudinal.

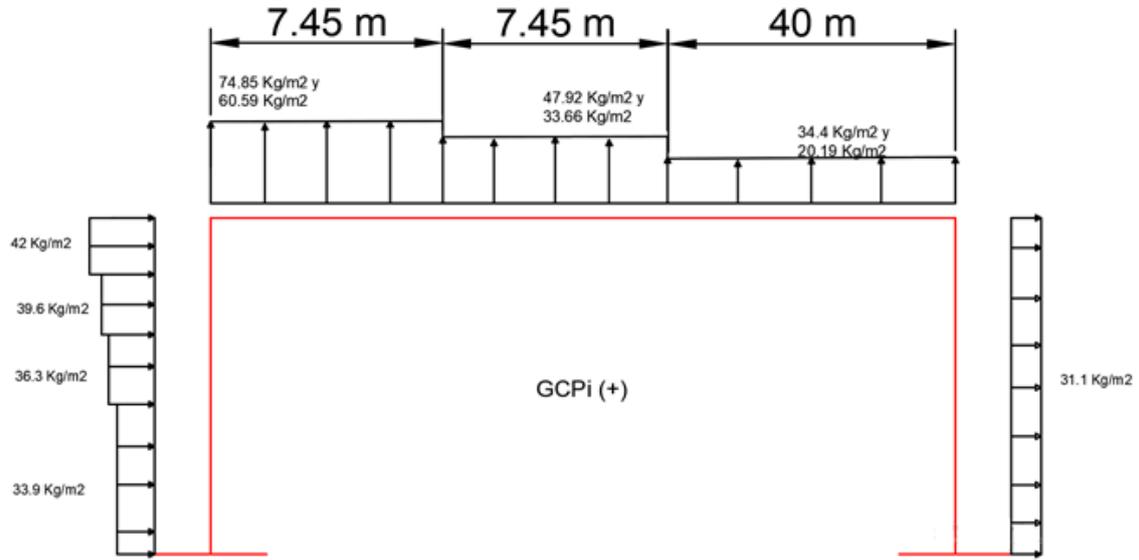


Ilustración 7.18 | Gráfico Longitudinal Resumen Viento Perpendicular Presión Interna Positiva.

Viento perpendicular a la pendiente de cubierta con presión interna negativa análisis longitudinal.

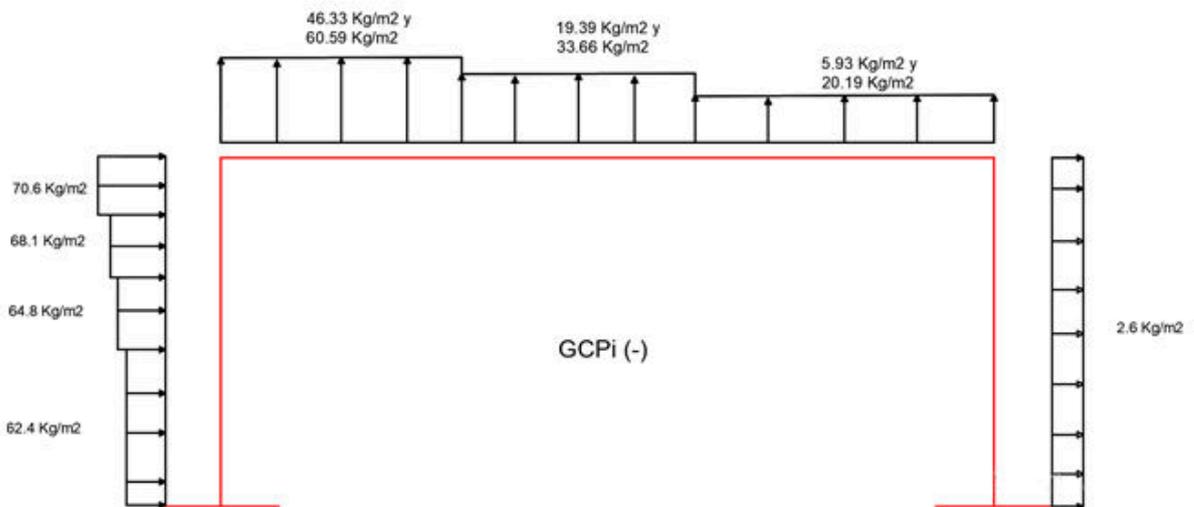


Ilustración 7.19 | Gráfico Longitudinal Resumen Viento Paralelo Presión Interna Negativa.



Viento perpendicular a la pendiente de cubierta con presión interna positiva análisis lateral.

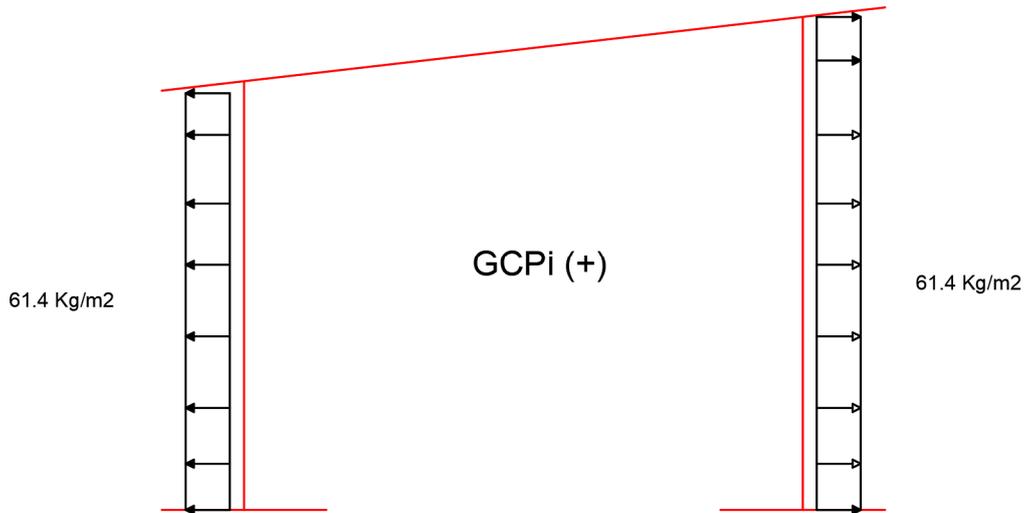


Ilustración 7.20 | Gráfico Transversal Resumen Viento Perpendicular Presión Interna Positiva.

Viento perpendicular a la pendiente de cubierta con presión interna negativa análisis lateral.

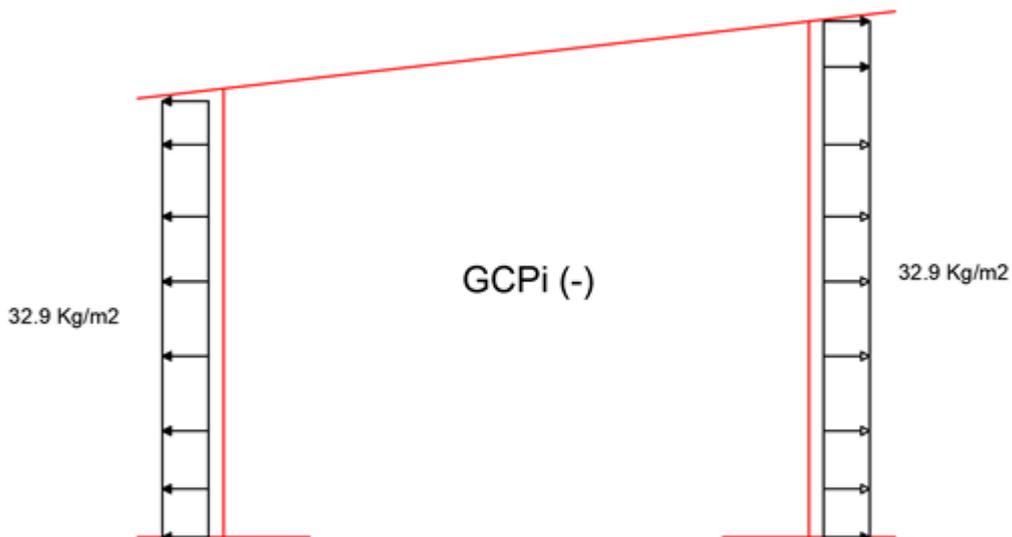


Ilustración 7.21 | Gráfico Transversal Resumen Viento Perpendicular Presión Interna Negativa.

## 7.8. Determinación de las solicitaciones de sección

Determinadas las acciones, mediante el análisis estructural se puede determinar los efectos, esfuerzos característicos, que estos producen en los distintos elementos estructurales y en la estructura en su conjunto.



En nuestro caso el análisis estructural fue realizado con el software CYPE3D, pero al ser un proyecto con fines académicos, se redujó el número de esquemas de cargas a estudiar realizando previamente las combinaciones seguidas por el CIRSOC 301/05.

El Reglamento CIRSOC 301/05 (EL) adoptó las combinaciones de acciones de la ANSI-ASCE 7/98, basadas en AISC-LRFD/99. Del apéndice B, Art B.3.1 Según el CIRSOC 102/05 y Art. A.4.2 del CIRSOC 301/05 EL.

Las combinaciones de acciones para los Estados Límites Últimos que como mínimo deben verificarse son las siguientes:

$1,4 (D + F)$	(A.4-1)
$1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R)$	(A.4-2)
$1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$	(A.4-3)
$1,2 D + 1,5 W + f_1 L + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R)$	(A.4-4)
$1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S$	(A.4-5)
$0,9 D + (1,5 W \text{ ó } 1,0 E) + 1,6 H$	(A.4-6)

Donde:

$f_1 = 1,0$  para áreas con concentración de público, áreas donde la sobrecarga sea mayor a 5,0 kN/m<sup>2</sup>, garajes o playas de estacionamiento, cargas de puentes grúas y monorraíles y otras cargas concentradas mayores a 50 kN.

$f_1 = 0,5$  para otras sobrecargas.

$f_2 = 0,7$  para configuraciones particulares de techos (tales como las de diente de sierra) que no permiten evacuar la nieve acumulada.

$f_2 = 0,2$  para otras configuraciones de techo.

**D**= Carga permanente: peso de los elementos de la construcción incluyendo la estructura

**L<sub>r</sub>**= Cargas útiles, de mantenimiento y de montaje de **techos o cubiertas**

**L**= Cargas útiles, sobrecargas o de montaje **en pisos**

**S**= Carga de nieve

**W**= Carga de viento

**R**= Carga de agua de lluvia o hielo sin considerar efectos de acumulación de agua

**E**= Acción sísmica

**H**= Peso y empuje lateral del suelo y del agua en el suelo.

Cabe aclarar, que si las acciones variables o accidentales generan efectos favorables a la seguridad no deben ser consideradas en las combinaciones.



Para determinar los estados de sollicitaciones a utilizar en el software, es necesario conocer la carga última  $q_u$  (KN/mL) aplicando las seis combinaciones antes mencionadas considerando los efectos del viento, donde  $q_u$  puede ser de compresión o bien tracción, y sin considerarlos, siendo  $q_u$  en este caso de compresión. Además, se debe tener en cuenta el momento flector  $M_f$  y el corte  $Q$  que solicitan a las columnas por la acción horizontal del viento.

El análisis fue realizado a partir de las diez situaciones de cargas de viento expuestos anteriormente y su interacción con las demás variables, para finalmente resumirlo en dos esquemas de cargas de viento que se expone a continuación junto a los resultados numéricos del análisis. Para ello se utilizó un pórtico intermedio debido a que el área de influencia de las cargas es el doble que la correspondiente a los pórticos exteriores, siendo 6m el ancho de aporte.

Si bien las combinaciones de cargas fueron realizadas con las sollicitaciones que se obtuvieron del análisis de viento, para el cálculo de los esfuerzos se siguió lo establecido en el Art. 1.4 CIRSOC 102/05, adoptando como presión mínima de viento un valor de 0.5 KN/m<sup>2</sup> la cual debe ser utilizada donde los resultados sean menores para el cálculo del SPRFV.

### 7.8.1. Combinación 1: Pórticos resistentes a las cargas gravitatorias sometidos a Flexo-Compresión.

Tabla 7.9 | Análisis de Cargas Flexo-Compresión.

<b>FLEXO-COMPRESION</b>					
<b>Viento Paralelo A Pendiente De Techo , Muro A Barlovento 6.2 M, Gcpi(+)</b>					
<b>Sentido de las acciones</b>			<b>Combinaciones</b>		<b>KN/m</b>
<b>Gravitatorias</b>		<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>q1</b>	<b>1,4*D</b>	<b>3,19</b>
<b>Cubierta</b>	<b>Peso de Techo D</b>	0,38	<b>q2=q5</b>	<b>1,2*D+0,5*Lr</b>	<b>4,48</b>
	<b>Sobrecarga de Uso Lr</b>	0,58		<b>q3</b>	<b>1,2*D+1,6*Lr</b>
	<b>Carga de Viento (-)</b>	0,668	<b>1,2*D+1,6*Lr+0,8*W</b>		<b>5,10</b>
<b>Horizontales</b>		<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>q4</b>	<b>1,2*D+0,5*Lr</b>	<b>4,48</b>
<b>Columnas</b>	<b>Carga de V. bar. (+)</b>	0,367		<b>1,2*D+1,5*W+0,5*Lr</b>	<b>-1,54</b>
<b>Columnas</b>	<b>Carga de V. sot. (-)</b>	0,479		<b>q6</b>	<b>0,9*D</b>
			<b>0,9*D+ 1,5*W</b>		<b>-3,96</b>
<b>Sentido de las acciones Pórtico Interno</b>					
<b>Gravitatorias</b>		<b>(KN/m)</b>			
<b>Cubierta</b>	<b>Peso de Techo D</b>	2,28			
	<b>Sobrecarga de Uso Lr</b>	3,48			
	<b>Carga de Viento (-)</b>	4,008			
<b>Horizontales</b>		<b>(KN/m)</b>	<b>N</b>	<b>(qu*Lcubierta)/2</b>	<b>76,40</b>
<b>Columnas</b>	<b>Carga de V. bar. (+)</b>	2,202	<b>M</b>	<b>(CV*Lcolumna)*(Lcol/2)</b>	<b>108,77</b>
<b>Columnas</b>	<b>Carga de V. sot. (-)</b>	2,874	<b>V</b>	<b>(CV*Lcolumna)</b>	<b>25,00</b>



### 7.8.2. Combinación 2: Pórticos resistentes a las cargas gravitatorias sometidos a Flexo-Tracción

Tabla 7.10 | Análisis de Carga Flexo-Tracción.

<b>FLEXO-TRACCION</b>					
<b>Viento Paralelo A Pendiente De Techo , Muro A Barlovento 6.2 M, Gcpi(+)</b>					
<b>Sentido de las acciones</b>			<b>Combinaciones</b>		<b>KN/m</b>
<b>Gravitatorias</b>		<b>(KN/m2)</b>	<b>q1</b>	<b>1,4*D</b>	3,19
<b>Cubierta</b>	<b>Peso de Techo D</b>	0,38	<b>q2=q5</b>	<b>1,2*D+0,5*Lr</b>	4,48
	<b>Sobrecarga de Uso Lr</b>	0,58	<b>q3</b>	<b>1,2*D+1,6*Lr</b>	8,30
	<b>Carga de Viento (-)</b>	0,668		<b>1,2*D+1,6*Lr+0,8*W</b>	5,10
<b>Horizontales</b>		<b>(KN/m2)</b>	<b>q4</b>	<b>1,2*D+0,5*Lr</b>	4,48
<b>Columnas</b>	<b>Carga de V. bar. (+)</b>	0,367		<b>1,2*D+1,5*W+0,5*Lr</b>	-1,54
<b>Columnas</b>	<b>Carga de V. sot. (-)</b>	0,479	<b>q6</b>	<b>0,9*D</b>	2,05
				<b>0,9*D+ 1,5*W</b>	<b>-3,96</b>
<b>Sentido de las acciones Pórtico Interno</b>					
<b>Gravitatorias</b>		<b>(KN/m)</b>			
<b>Cubierta</b>	<b>Peso de Techo D</b>	2,28			
	<b>Sobrecarga de Uso Lr</b>	3,48			
	<b>Carga de Viento (-)</b>	4,008	<b>Esfuerzos</b>		<b>KN/m</b>
<b>Horizontales</b>		<b>(KN/m)</b>	<b>N</b>	<b>(qu*Lcubierta)/2</b>	-36,43
<b>Columnas</b>	<b>Carga de V. bar. (+)</b>	2,202	<b>M</b>	<b>(CV*Lcolumna)*(Lcol/2)</b>	108,77
<b>Columnas</b>	<b>Carga de V. sot. (-)</b>	2,874	<b>V</b>	<b>(CV*Lcolumna)</b>	25,00

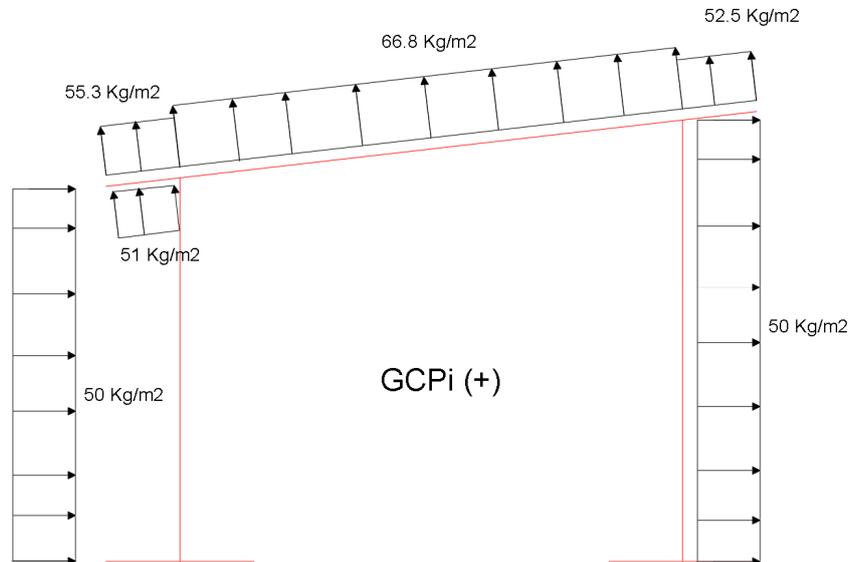


Ilustración 7.23 | Gráfico Resumen Resultados Presión Interna Positiva Sección Transversal.

### 7.8.3. Combinación 3: Pórticos Resistentes a las fuerzas del viento

Cabe aclarar que el área de aporte de la carga de cubierta difiere a la del voladizo en cuanto al ancho, mientras el de la cubierta es de 9.2m el del voladizo es de 2m.

### Análisis con presión interna positiva

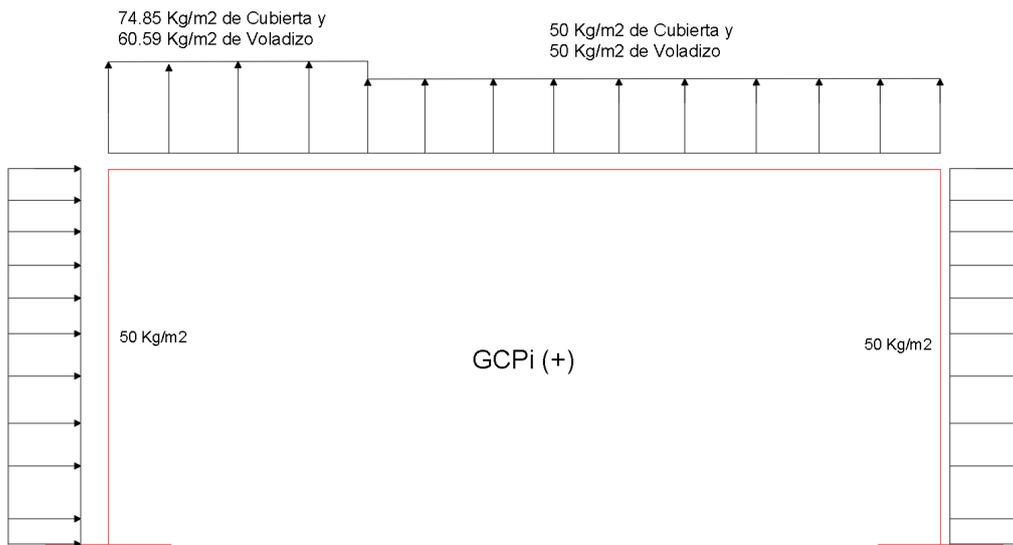


Ilustración 7.24 | Gráfico Resumen Resultados Presión Interna Positiva Sección Longitudinal.

Terminado este análisis se puede apreciar que la estructura debe ser modelada siendo solicitada por las cargas muertas D, la sobrecarga de cubierta Lr determinadas previamente y dos esquemas de carga de viento aplicados individualmente, por lo cual resultaron los siguientes estados de carga:

- **Estado 1:** Incluye D, Lr y los esfuerzos plasmados en el esquema correspondiente a la Combinación 1, “Pórticos resistentes a las cargas gravitatorias sometidos a Flexo-Compresión”.
- **Estado 2:** Tiene en cuenta D, Lr y los esfuerzos plasmados en el esquema correspondiente a la Combinación 3 “Pórticos Resistentes a las fuerzas del viento”, analizado con presión interna positiva.

En el caso del semicubierto, se realizó un análisis similar al anterior teniendo en cuenta las consideraciones especiales debido a la morfología de la estructura, resultando de dos tipos de cargas una normal a la cubierta cuyo valor es inferior al reglamentario, por lo cual se colocaron las cargas mínimas de viento de  $50 \frac{kg}{m^2}$  donde correspondiese. Para determinar la presión horizontal que actúa sobre el área de semicubierto proyectada sobre un plano vertical se siguen los lineamientos del reglamento CIRSOC 102/05 Art. 5.13.

$$P = qz * G * Cf$$

$qz=828.35 \text{ N/m}^2$  presión dinámica para la altura  $z=8.7 \text{ m}$

$G=0.85$  factor de efecto de rafaga

$Cf=0.75$  coeficiente de fuerza neta Tabla 9



$$P = \frac{828.35N}{m^2} * 0.85 * 0.75 = 528.07 \frac{N}{m^2}$$

## 7.9. Selección, dimensionado y/o verificación de los elementos estructurales y de sus uniones.

En base a las solicitaciones de sección se definen forma y dimensiones de los elementos estructurales, y de las uniones bajo condiciones de seguridad, economía y factibilidad de montaje.

La estructura deberá ser proyectada y construida para que:

- a) con aceptable probabilidad permanezca durante toda su vida útil apta para el uso para el cual es requerida.
- b) con apropiado grado de seguridad y de confiabilidad resista durante su ejecución y uso, todas las acciones de actuación probable.
- c) no sufra daños de magnitud desproporcionada a la causa original, frente a probables impactos, explosiones o como consecuencia de errores humanos.
- d) tenga adecuada durabilidad compatible con el costo de mantenimiento.

El punto (a) busca asegurar el buen comportamiento en condiciones de servicio. Los puntos (b) y (c) buscan garantizar la seguridad frente a la falla de la estructura (condición de resistencia). El punto (d) tiende a mantener en el tiempo el buen comportamiento y la seguridad dados en los puntos anteriores.

La falla ocurrirá cuando la resistencia real de la estructura (o de alguno de sus elementos estructurales) sea superada por la resistencia requerida por los efectos producidos por las acciones.

Luego la condición que garantiza la resistencia (no falla) de la estructura y de sus elementos estructurales es:

<b>Resistencia requerida <math>\leq</math> Resistencia real (Resistencia de diseño)</b>
---



## 7.10. Estudio del pórtico intermedio

En este punto se analizó el pórtico más solicitado, tal como se especificó anteriormente. Debido a la naturaleza mixta de la estructura, el estudio se realizó individualmente para la viga principal, las columnas, la unión viga-columna y las fundaciones.

### 7.10.1. Viga Principal

Este elemento se diseñó y verificó según las especificaciones del reglamento CIRSOC 302/05, el cual tiene sus bases en el ANSI/AISC 360/10, correspondiente a estructuras confeccionadas con tubos de acero.

A fin de acotar el desarrollo y evitar la repetición excesiva de procedimientos análogos, se seleccionaron las barras con mayor índice de aprovechamiento, discriminándolas según su función dentro de la viga principal. Cabe aclarar que el software considera el coeficiente de pandeo  $\beta$  igual a 1, lo cual se conservó por seguridad.

El índice de aprovechamiento indica la relación porcentual entre el efecto actuante y el límite en un elemento estructural. Naturalmente, verifica siempre y cuando este sea menos al 100%. La utilidad principal de este parámetro, es la facilidad para la localización de las barras más solicitadas, implicando que su aprovechamiento es mayor.

Los elementos estudiados fueron seleccionados según las siguientes funciones:

- Cordón Superior.
- Cordón Inferior.
- Montante en Plano Vertical.
- Montante en Plano Horizontal.
- Diagonal en Plano Vertical.
- Diagonal en Plano Horizontal.

A continuación, se detallan los parámetros seccionales y las comprobaciones de resistencia para cada elemento mencionado anteriormente. Se expuso el listado completo de las verificaciones realizadas por el software CypeCad3D solo del cordón superior, mientras que los demás se adjuntaron en el Anexo.



Ilustración 7.25 | Barras en Análisis de la Viga Principal.

#### 7.10.1.1. Cordon Superior

La barra componente del cordón superior N651/N652, visualizada en la ilustración 7.26, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, equivalente a F24, plegada en frío.

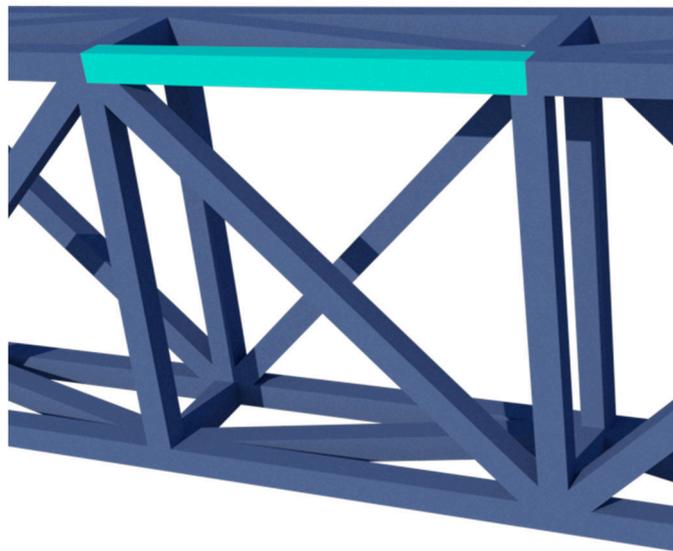
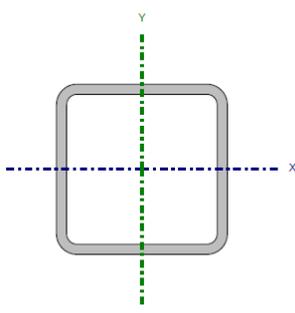


Ilustración 7.26 | Cordón Superior Viga Principal.



Tabla 7.11 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Cordón Superior Viga Principal.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N651	N652	1.500	21.61	309.86	309.86	513.26
Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
$\beta$	1.00	1.00	0.00	0.00			
$L_k$	1.500	1.500	0.000	0.000			
$C_b$	-		1.000				
Notación: $\beta$ : Coeficiente de pandeo $L_k$ : Longitud de pandeo (m) $C_b$ : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	$P_t$	$\lambda_c$	$P_c$	$M_x$	$M_y$	$V_x$	$V_y$	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N651/N652	x: 1.5 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 29.3$	x: 0.75 m $\eta = 3.8$	x: 0 m $\eta = 9.9$	$\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 2.5$	x: 0 m $\eta = 40.8$	<b>CUMPLE</b> $\eta = 40.8$
Notación: $P_t$ : Resistencia a tracción $\lambda_c$ : 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 $\eta$ : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 40.8%.

#### Listado detallado de verificaciones

A continuación, se exponen las comprobaciones detalladas correspondientes a los estados limites últimos entregadas por el software y luego la comparación correspondiente bajo el reglamento CIRSOC 302/05.



## Verificaciones CypeCad3D según ANSI/AISC 360-10

### Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo  $P_r$ , se produce en el nudo N652, para la combinación de hipótesis 0.9·PP+0.9·CM+V1.

Donde:

$P_r$ : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.411} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{49.567} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

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:

$\phi_t$ : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{55.074} \text{ t}$$

Donde:

$A$ : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

### Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es\*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{40} \quad \checkmark$$

Donde:

$\lambda$ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$\lambda : \underline{40}$$

Donde:

$L$ : Longitud de la barra

$$L : \underline{23250} \text{ mm}$$

$K$ : Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.06}$$

$r_x$ : Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

Donde:

$I_x$ : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

$A$ : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.293} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo  $P_r$  se produce en el nudo N651, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{13.377} \quad t$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{45.610} \quad t$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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:

$\phi_p$ : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

$P_n$ : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{50.678} \quad t$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

$A$ : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{21.61} \quad \text{cm}^2$$

$F_{cr}$ : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2345.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) Cuando:  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$F_e$ : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{12822.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{12822.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{12822.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K$ : Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.06}$$

$$K_y : \underline{0.06}$$

$L$ : Longitud de la barra

$$L : \underline{23250} \quad \text{mm}$$

$r$ : Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{3.79} \quad \text{cm}$$

$$r_y : \underline{3.79} \quad \text{cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

$I$ : Momento de inercia

$$I_x : \underline{309.86} \quad \text{cm}^4$$

$$I_y : \underline{309.86} \quad \text{cm}^4$$

$A$ : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{21.61} \quad \text{cm}^2$$



### 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.038} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en un punto situado a una distancia de 0.750 m del nudo N651, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.065} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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:

$\phi_b$ : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

$M_n$ : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.065} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{0.008} \text{ t}\cdot\text{m}$$

#### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

#### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

#### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación



### Resistencia a flexión eje Y (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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.099} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N651, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.170} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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:

$\phi_b$ : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

$M_n$ : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.170} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{0.019} \text{ t}\cdot\text{m}$$

#### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_y$ : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

#### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

#### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

### Resistencia a corte X (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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.018} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$ , se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.226} \text{ t}$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{12.550} \text{ t}$$

$$V_c = \phi_v V_n$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$\phi_v$ : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

$V_n$ : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \text{ t}$$



Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$A_w = 2bt_f$$

Donde:

$b$ : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$t_f$ : Espesor del ala

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:

$$i) \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

Donde:

$b$ : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$t_f$ : Espesor del ala

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{9.12} \text{ cm}^2$$

$$b : \underline{76.00} \text{ mm}$$

$$t_f : \underline{6.00} \text{ mm}$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

$$b : \underline{76.00} \text{ mm}$$

$$t_f : \underline{6.00} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{5.00}$$

### 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.025} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N651, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$\phi_v$ : Factor de resistencia a cortante

$V_n$ : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$A_w = 2ht_w$$

$$V_n : \underline{13.945} \text{ t}$$

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{9.12} \text{ cm}^2$$



Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \text{ mm}$$

**t<sub>w</sub>**: Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \text{ mm}$$

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<sub>v</sub>**, se calcula de la siguiente forma:

$$i) \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \text{ mm}$$

**t<sub>w</sub>**: Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \text{ mm}$$

**E**: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

**K<sub>v</sub>**: Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

### Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.408} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N651, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

η: calculado según Artículo 1, Sección 1

#### 1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

a) Para  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (H1-1a)$$

$$\eta : \underline{0.41}$$

Donde:

**P<sub>r</sub>**: Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{13.377} \text{ t}$$

**P<sub>c</sub>**: Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{45.610} \text{ t}$$

**M<sub>rx</sub>**: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.053} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**M<sub>cx</sub>**: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**M<sub>ry</sub>**: Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.170} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**M<sub>cy</sub>**: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$



### Verificaciones según CIRSOC 302/05

A continuación, utilizando los esfuerzos calculados mediante el software CYPE3D, se realizarán las verificaciones correspondientes según los requerimientos del Reglamento CIRSOC 302/05.

#### Barras Traccionadas

##### Resistencia de diseño a tracción

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 3 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga 0.9PP+0.9CM+V1 se obtiene un esfuerzo máximo de tracción de  $N_t=0.411\text{tn}$ .

La resistencia de diseño de barras traccionadas,  $\phi_t P_n$ , será el menor valor obtenido de la consideración de los estados límites de:

- Fluencia en la sección bruta:

$$P_n = F_y * A_g * 10^{-1}$$

Donde:

$P_n$ : resistencia nominal a la tracción axial, en kN

$A_g$ : área bruta del tubo, en  $\text{cm}^2$

$F_y$ : tensión de fluencia especificada, en MPa (Tabla 1)

Entonces:

$$P_n = 240\text{MPa} * 22.75\text{cm}^2 * 10^{-1} = 546\text{kN}$$

- Rotura en la sección neta:

$$P_n = F_u * A_e * 10^{-1}$$

Donde:

$P_n$ : resistencia nominal a la tracción axial, en kN

$A_e$ : área neta efectiva del tubo, en  $\text{cm}^2$

$F_u$ : tensión de rotura a tracción especificada, en MPa (Tabla 1)

Entonces:

$$P_n = 350\text{MPa} * 22.75\text{cm}^2 * 10^{-1} = 796.25\text{kN}$$



- Límite de Esbeltez:

En barras traccionadas la esbeltez  $L/r$  será menor o igual a 300 (2.3 CIRSOC 302/05).

Donde:

$L$ : longitud real de la barra no arriostrada, en cm.

$r$ : radio de giro de la sección, en cm.

Entonces:

$$L/r = 150\text{cm}/3.78\text{cm} = 39.68 < 300 \textit{ Verifica}$$

- Índice de aprovechamiento:

$$\eta = \frac{P_r}{\phi_t * P_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$P_r$ : Resistencia a la tracción requerida:  $N_t$ : 0.411t

$\phi_t$ : 0.90 para tubos sin costura

$P_n$ : menor resistencia nominal a la tracción axil antes calculada, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{0.411t}{0.90 * 55.68t} = 0.0082 \rightarrow 0.82\% \textit{ Verifica}$$

### Barras Comprimidas

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 4 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga 1.2PP+1.2CM+1.6Lr se obtiene un esfuerzo máximo de compresión de  $N_c=13.38\text{tn}$ .

- Límite de Esbeltez:

En barras comprimidas la esbeltez  $kL/r$  será menor o igual a 200 (2.3 CIRSOC 302/05).

Donde:



k: factor de longitud efectiva para barras comprimidas.

L: longitud real de la barra no arriostrada, en cm.

r: radio de giro de la sección, en cm.

Entonces:

$$kL/r = 0.9 * 150\text{cm} / 3.78\text{cm} = 35.71 < 200 \text{ Verifica}$$

k=0.9 para los cordones y diagonales extremas de vigas trapeciales.

- Resistencia de diseño a la compresión:

La resistencia de diseño para pandeo flexional de barras axialmente comprimidas se determinará mediante la siguiente expresión:

$$\phi_c * P_n$$

Donde:

$\phi_c = 0.85$  para tubos sin costura

$$P_n = F_{cr} * A_g * 10^{-1}$$

$P_n$ : resistencia nominal a pandeo flexional, en kN.

$F_{cr}$ : tensión crítica, en MPa.

La tensión crítica  $F_{cr}$  (MPa) será determinada de la siguiente manera:

$$\text{Para: } \lambda_c * \sqrt{Q} \leq 1.5 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = Q * (0.658^{Q\lambda_c^2}) * F_y$$

Siendo:

$F_y$ : tensión de fluencia especificada, en MPa.

$A_g$ : área bruta del tubo, en  $\text{cm}^2$ .

$E$ : módulo de elasticidad longitudinal del acero = 200000 MPa.

$$\lambda = \frac{k*L}{\pi*r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

k: factor de longitud efectiva.

r: radio de giro de la barra no arriostrada en la dirección del pandeo, en cm.

L: longitud de la barra no arriostrada, en cm.



$Q$ : factor de reducción por pandeo local.

El factor de reducción por pandeo local  $Q$ , se determinara con el valor de  $\lambda$  y de  $\lambda_r$ , esbeltez limite según Tabla 2.2.1 2a.

Para  $\lambda \leq \lambda_r \rightarrow Q = 1$

Entonces:

$$\lambda = \frac{0.75 * 150cm}{\pi * 3.78cm} * \sqrt{\frac{240 MPa}{200000 MPa}} = 0.328$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 * \sqrt{\frac{200000 MPa}{240 MPa}} = 40.41$$

Se cumple  $\lambda \leq \lambda_r \rightarrow Q = 1$

Por lo tanto:

$$F_{cr} = Q * (0.658^{Q\lambda_c^2}) * F_y = 1 * (0.658^{(1*0.328)^2}) * 240MPa = 229.43MPa$$

$$P_n = F_{cr} * A_g * 10^{-1} = 229.43MPa * 22.75cm^2 * 10^{-1} = 521.95kN$$

- Índice de aprovechamiento

$$\eta = \frac{P_r}{\phi_t * P_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$P_r$ : Resistencia a la compresión requerida:  $N_t$ : 13.38t

$\phi_c$ : 0.85 para tubos sin costura

$P_n$ : resistencia nominal a pandeo flexional, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{13.38t}{0.85 * 53.22t} = 0.296 \rightarrow 29.6\% \text{ Verifica}$$

### Barras en Flexión en eje x

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 5 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga 1.2PP+1.2CM+1.6Lr se obtiene un momento flector máximo de  $M_x=0.065tm$ .



La resistencia de diseño a flexión de un tubo será:

$$\phi_b * M_n$$

Donde:

$\phi_b = 0.9$  para tubos sin costura

$M_n$ : la resistencia nominal a flexión, en kNm

La resistencia nominal a flexión  $M_n$  será el menor valor obtenido para los siguientes estados límite:

- Plastificación:

La resistencia nominal a flexión para el estado límite de plastificación será:

$$M_n = M_p = F_y * Z * 10^{-3} \leq 1.5 * M_y$$

Donde:

$M_p$ : momento plástico, en kNm.

$M_y$ : momento elástico =  $S * F_y * 10^{-3}$ , en kNm.

$Z$ : modulo plástico de la sección transversal, en  $cm^3$ .

$S$ : modulo elástico de la sección transversal, en  $cm^3$ .

$F_y$ : tensión de fluencia especificada, en MPa.

Entonces:

$$M_n = M_p = 240MPa * 78.67cm^3 * 10^{-3} = 18.88kNm$$

$$1.5 * M_y = 64.87cm^3 * 240MPa * 10^{-3} = 23.35kNm$$

$$M_n \leq 1.5 * M_y \text{ Verifica}$$

- Pandeo lateral-torsional:

Este estado límite solamente será aplicable a tubos rectangulares no cuadrados sometidos a flexión alrededor del eje principal de mayor momento de inercia. Por lo cual no es aplicable en este caso.

- Pandeo local

La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , para el estado límite de pandeo local será:



Para tubos rectangulares con  $\lambda$ ;  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  según Tabla 2.2.1 3a:

Donde:

$$\lambda = \frac{h}{t}$$

$$h = H - 3 * t$$

Siendo:

H: altura total externa del tubo, en cm.

t: espesor de la pared del tubo, en cm.

$$h = 10\text{cm} - 3 * 0.635\text{cm} = 8.095\text{cm}$$

Entonces:

$$\lambda = \frac{8.095\text{cm}}{0.635\text{cm}} = 12.75$$

$$\lambda_r = 2.42 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 * \sqrt{\frac{200000\text{MPa}}{240\text{MPa}}} = 69.86$$

Para  $\lambda \leq \lambda_r \rightarrow M_n = M_p = F_y * Z * 10^{-3} \leq 1.5 * M_y$

$$M_n = M_p = 240\text{MPa} * 78.67\text{cm}^3 * 10^{-3} = 18.88\text{kNm}$$

$$1.5 * M_y = 64.87\text{cm}^3 * 240\text{MPa} * 10^{-3} = 23.35\text{kNm}$$

$$M_n \leq 1.5 * M_y \text{ Verifica}$$

- Índice de aprovechamiento

$$\eta = \frac{M_u}{\phi_b * M_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$M_u$ : Momento flector máximo requerido:  $M_x: 0.065\text{tm}$

$\phi_b$ : 0.9 para tubos sin costura



$M_n$ : resistencia nominal a flexión, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{0.065tm}{0.9 * 1.92tm} = 0.038 \rightarrow 3.8\% \text{ Verifica}$$

### Barras en Flexión en eje y

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 5 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga 1.2PP+1.2CM+1.6Lr se obtiene un momento flector máximo de  $M_y=0.17tm$ .

La resistencia de diseño a flexión de un tubo será:

$$\phi_b * M_n$$

Donde:

$\phi_b = 0.9$  para tubos sin costura

$M_n$ : la resistencia nominal a flexión, en kNm

La resistencia nominal a flexión  $M_n$  será el menor valor obtenido para los siguientes estados límite:

- Plastificación:

La resistencia nominal a flexión para el estado límite de plastificación será:

$$M_n = M_p = F_y * Z * 10^{-3} \leq 1.5 * M_y$$

Donde:

$M_p$ : momento plástico, en kNm.

$M_y$ : momento elástico=  $S * F_y * 10^{-3}$ , en kNm.

$Z$ : modulo plástico de la sección transversal, en  $cm^3$ .

$S$ : modulo elástico de la sección transversal, en  $cm^3$ .

$F_y$ : tensión de fluencia especificada, en MPa.

Entonces:

$$M_n = M_p = 240MPa * 78.67cm^3 * 10^{-3} = 18.88kNm$$

$$1.5 * M_y = 64.87cm^3 * 240MPa * 10^{-3} = 23.35kNm$$



$$M_n \leq 1.5 * M_y \text{ Verifica}$$

- Pandeo lateral-torsional:

Este estado limite solamente será aplicable a tubos rectangulares no cuadrados sometidos a flexión alrededor del eje principal de mayor momento de inercia. Por lo cual no es aplicable en este caso.

- Pandeo local

La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , para el estado límite de pandeo local será:

Para tubos rectangulares con  $\lambda$ ;  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  según Tabla 2.2.1 3a:

Donde:

$$\lambda = \frac{h}{t}$$

$$h = H - 3 * t$$

Siendo:

H: altura total externa del tubo, en cm.

t: espesor de la pared del tubo, en cm.

$$h = 10\text{cm} - 3 * 0.635\text{cm} = 8.095\text{cm}$$

Entonces:

$$\lambda = \frac{8.095\text{cm}}{0.635\text{cm}} = 12.75$$

$$\lambda_r = 2.42 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 * \sqrt{\frac{200000\text{MPa}}{240\text{MPa}}} = 69.86$$

Para  $\lambda \leq \lambda_r \rightarrow M_n = M_p = F_y * Z * 10^{-3} \leq 1.5 * M_y$

$$M_n = M_p = 240\text{MPa} * 78.67\text{cm}^3 * 10^{-3} = 18.88\text{kNm}$$

$$1.5 * M_y = 64.87\text{cm}^3 * 240\text{MPa} * 10^{-3} = 23.35\text{kNm}$$

$$M_n \leq 1.5 * M_y \text{ Verifica}$$



- Índice de aprovechamiento

$$\eta = \frac{M_u}{\phi_b * M_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$M_{uy}$ : Momento flector máximo requerido:  $M_y: 0.17tm$

$\phi_b$ : 0.9 para tubos sin costura

$M_{ny}$ : resistencia nominal a flexión, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{0.17tm}{0.9 * 1.92tm} = 0.098 \rightarrow 9.8\% \text{ Verifica}$$

#### Barras a corte en eje x

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 5 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga 1.2PP+1.2CM+1.6Lr se obtiene un valor de corte máximo de  $V_x=0.226t$ .

La resistencia al corte de un tubo no rigidizado será:

$$\phi_v * V_n$$

Donde:

$\phi_v = 0.9$  para tubos rectangulares sin costura.

$V_n$ : resistencia nominal al corte, en kN.

La resistencia nominal al corte,  $V_n$  (kN), se determinará de la siguiente manera:

Para tubos rectangulares:

$$V_n = F_n * A_w * 10^{-1}$$

Siendo:

$A_w$ : área de las almas  $A_w = 2 * H * t = 2 * 10cm * 0.635cm = 12.7cm^2$

$F_n$ : tensión nominal a corte, en MPa, que se debe determinar de la siguiente manera:



Para:

$$\frac{h}{t} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_n = 0.6 * F_y$$

$$\frac{8.095cm}{0.635cm} = 12.75 \leq 2.45 * \sqrt{\frac{200000MPa}{240MPa}} = 70.72$$

Por lo tanto:

$$F_n = 0.6 * 240MPa = 144MPa$$

Entonces:

$$V_n = 144MPa * 12.7cm^2 * 10^{-1} = 182.88kN$$

- Índice de aprovechamiento

$$\eta = \frac{V_u}{\phi_v * V_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$V_u$ : corte máximo requerido:  $V_x$ : 0.226t

$\phi_v$ : 0.9 para tubos sin costura

$V_n$ : resistencia nominal al corte, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{0.226t}{0.9 * 18.65t} = 0.0135 \rightarrow 1.35\% \text{ Verifica}$$

### Barras a corte en eje x

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 5 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga 1.2PP+1.2CM+1.6Lr se obtiene un valor de corte máximo de  $V_y=0.314t$ .

La resistencia al corte de un tubo no rigidizado será:

$$\phi_v * V_n$$

Donde:

$\phi_v = 0.9$  para tubos rectangulares sin costura.

$V_n$ : resistencia nominal al corte, en kN.



La resistencia nominal al corte,  $V_n$  (kN), se determinará de la siguiente manera:

Para tubos rectangulares:

$$V_n = F_n * A_w * 10^{-1}$$

Siendo:

$$A_w: \text{área de las almas } A_w = 2 * H * t = 2 * 10\text{cm} * 0.635\text{cm} = 12.7\text{cm}^2$$

$F_n$ : tensión nominal a corte, en MPa, que se debe determinar de la siguiente manera:

Para:

$$\frac{h}{t} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_n = 0.6 * F_y$$

$$\frac{8.095\text{cm}}{0.635\text{cm}} = 12.75 \leq 2.45 * \sqrt{\frac{200000\text{MPa}}{240\text{MPa}}} = 70.72$$

Por lo tanto:

$$F_n = 0.6 * 240\text{MPa} = 144\text{MPa}$$

Entonces:

$$V_n = 144\text{MPa} * 12.7\text{cm}^2 * 10^{-1} = 182.88\text{kN}$$

- Índice de aprovechamiento

$$\eta = \frac{V_u}{\phi_v * V_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$V_u$ : corte máximo requerido:  $V_y$ : 0.314t

$\phi_v$ : 0.9 para tubos sin costura

$V_n$ : resistencia nominal al corte, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{0.314\text{t}}{0.9 * 18.65\text{t}} = 0.0187 \rightarrow 1.87\% \text{ Verifica}$$



### Barras sometidas a fuerza axil y flexión

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 7 del reglamento antes mencionado utilizando las resistencias calculadas anteriormente mediante la combinación de carga  $1.2PP+1.2CM+1.6Lr$ .

La interacción entre flexión y fuerza axil estará limitada por la siguiente expresión:

Para:

$$\frac{P_u}{\phi_c * P_n} \geq 0.2$$
$$\eta = \frac{P_u}{\phi_c * P_n} + \frac{8}{9} * \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right] \leq 1$$

Donde:

$P_u$ : Resistencia a la compresión requerida:  $N_c: 13.38t$

$\phi_c$ : 0.85 para tubos sin costura

$P_n$ : menor resistencia nominal a la tracción axil antes calculada,  $P_n: 53.22t$

$M_{ux}$ : Momento flector máximo requerido:  $M_{ux}: 0.065tm$

$M_{uy}$ : Momento flector máximo requerido:  $M_{uy}: 0.17tm$

$\phi_b$ : 0.9 para tubos sin costura

$M_{n\ x,y}$ : resistencia nominal a flexión,  $M_{n\ x,y}: 1.92tm$ .

Entonces:

$$\frac{13.38t}{0.85 * 53.22t} = 0.296 \geq 0.2$$
$$\eta = \frac{13.38t}{0.85 * 53.22t} + \frac{8}{9} * \left[ \frac{0.065tm}{0.9 * 1.92} + \frac{0.17tm}{0.9 * 1.92} \right] = 0.417 \leq 1 \text{ Verifica}$$

Finalizando este cálculo, se puede asegurar que la barra analizada cumple con las verificaciones dispuestas en el reglamento CIRSOC 302/05, por lo tanto, será capaz de soportar las solicitaciones a las cuales será expuesta durante su vida útil.



### 7.10.1.2. Cordón Inferior

La barra componente del cordón inferior N671/N672, visualizada en la ilustración 7.27, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, equivalente a F24, plegada en frío.

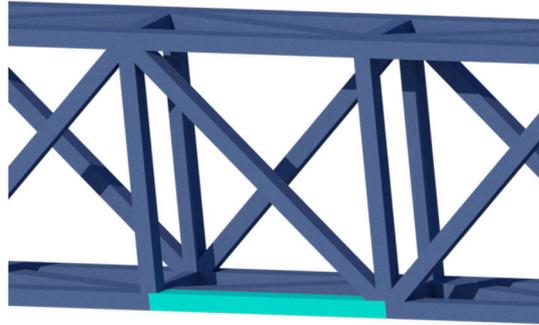


Ilustración 7.27 | Cordón Inferior Viga Principal.

Tabla 7.12 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Cordón Inferior Viga Principal.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N671	N672	1.500	21.61	309.86	309.86	513.26
	Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
$\beta$	1.00	1.00	0.00	0.00			
$L_k$	1.500	1.500	0.000	0.000			
$C_b$	-			1.000			
Notación: $\beta$ : Coeficiente de pandeo $L_k$ : Longitud de pandeo (m) $C_b$ : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	$\lambda_c$	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N671/N672	x: 1.5 m $\eta = 27.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0.563 m $\eta = 1.7$	x: 1.5 m $\eta = 10.2$	$\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 37.5$	<b>CUMPLE</b> $\eta = 37.5$
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción $\lambda_c$ : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra $\eta$ : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 37.5%.



### 7.10.1.3. Montante en Plano Vertical

La barra correspondiente al grupo de montantes verticales N642/N630, visualizada en la ilustración 7.28, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, equivalente a F24, plegada en frío.



Ilustración 7.28 | Montante Plano Vertical Viga Principal.

Tabla 7.13 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Montante Plano Vertical Viga Principal.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>r</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N642	N630	1.500	21.61	309.86	309.86	513.26
Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
$\beta$	1.00	1.00	0.00	0.00			
$L_k$	1.500	1.500	0.000	0.000			
$C_b$	-		1.000				
Notación: $\beta$ : Coeficiente de pandeo $L_k$ : Longitud de pandeo (m) $C_b$ : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	$\lambda_c$	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N642/N630	N.P. <sup>(1)</sup>	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 11.3$	x: 0 m $\eta = 15.5$	x: 0 m $\eta = 4.8$	$\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 0 m $\eta = 25.5$	<b>CUMPLE</b> $\eta = 25.5$
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción $\lambda_c$ : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra $\eta$ : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.									

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 25.5%.



#### 7.10.1.4. Montante en Plano Horizontal

La barra correspondiente al grupo de montantes horizontales N646/N713, visualizada en la ilustración 7.29, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, equivalente a F24, plegada en frío.

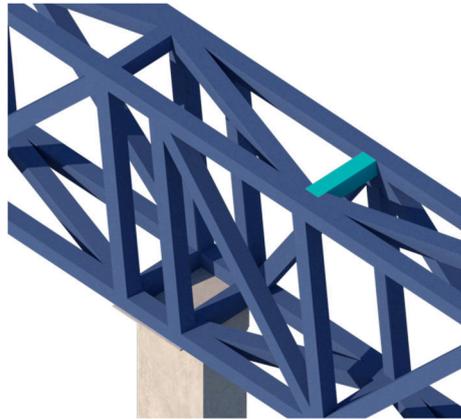


Ilustración 7.29 | Montante Plano Horizontal Viga Principal.

Tabla 7.14 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Montante Plano Horizontal Viga Principal.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)								
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )	
	N646	N713	0.500	21.61	309.86	309.86	513.26	
	Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme							
		Pandeo			Pandeo lateral			
				Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	$\beta$			1.00	1.00	0.00	0.00	
$L_k$			0.500	0.500	0.000	0.000		
$C_b$						1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico								

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	$\lambda_c$	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N646/N713	$\eta = 1.0$	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0 m $\eta = 3.1$	x: 0 m $\eta = 5.5$	x: 0.5 m $\eta = 2.5$	x: 0 m $\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 8.8$	<b>CUMPLE</b> h = 8.8
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción $\lambda_c$ : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.									

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 8.8%.



### 7.10.1.5. Diagonal en Plano Vertical

La barra correspondiente al grupo de diagonales verticales N622/N713, visualizada en la ilustración 7.30, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, equivalente a F24, plegada en frío.

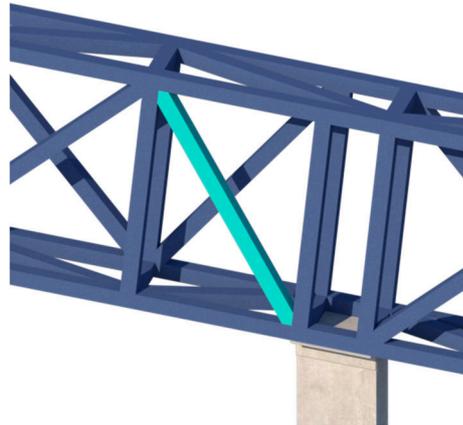


Ilustración 7.30 | Diagonal Plano Vertical Viga Principal.

Tabla 7.15 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Diagonal Plano Vertical Viga Principal.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N622	N713	2.121	21.61	309.86	309.86	513.26
Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
$\beta$	1.00	1.00	0.00	0.00			
$L_k$	2.121	2.121	0.000	0.000			
$C_b$	-			1.000			
Notación: $\beta$ : Coeficiente de pandeo $L_k$ : Longitud de pandeo (m) $C_b$ : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	$\lambda_c$	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N622/N713	N.P. <sup>(1)</sup>	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 14.1$	x: 0 m $\eta = 9.6$	x: 0 m $\eta = 2.4$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 1.0$	x: 0 m $\eta = 19.1$	<b>CUMPLE</b> $\eta = 19.1$
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción $\lambda_c$ : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra $\eta$ : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.									

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 19.1%.



### 7.10.1.6. Diagonal en Plano Horizontal

La barra correspondiente al grupo de diagonales horizontales N671/N703, visualizada en la ilustración 7.31, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, equivalente a F24, plegada en frío.

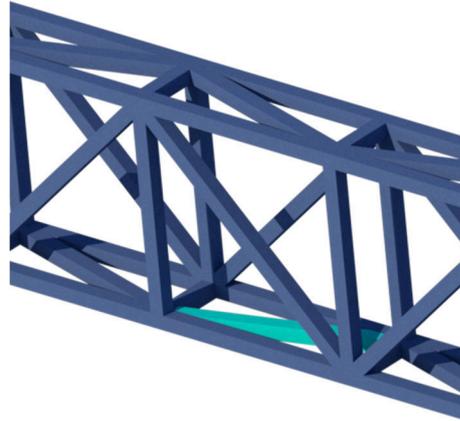


Ilustración 7.31 | Diagonal Plano Horizontal Viga Principal.

Tabla 7.16 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Diagonal Plano Horizontal Viga Principal.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)										
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas						
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )			
	N671	N703	1.581	21.61	309.86	309.86	513.26			
	Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> 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 <sub>c</sub>	1.581	1.581	0.000	0.000						
C <sub>b</sub>	-			1.000						
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>c</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico										
Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado	
	P <sub>t</sub>	λ <sub>c</sub>	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T		
N671/N703	x: 1.581 m η = 4.6	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.791 m η = 1.6	x: 1.581 m η = 10.0	x: 1.581 m η = 1.7	x: 0 m η = 0.2	x: 1.581 m η = 13.4	<b>CUMPLE</b> h = 13.4	
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción λ <sub>c</sub> : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede										
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.										

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 13.4%.



### 7.10.2. Cabriada Semicubierto

Los elementos estudiados fueron seleccionados según las siguientes funciones:

- Cordón Superior.
- Cordón Inferior.
- Diagonal.
- Montante.

A continuación, se detallan los parámetros seccionales y las comprobaciones de resistencia para cada elemento mencionado anteriormente. Se expuso el listado detalle de las verificaciones realizadas por el software CypeCad3D solo del cordón superior, mientras que los demás se adjuntaron en el Anexo.

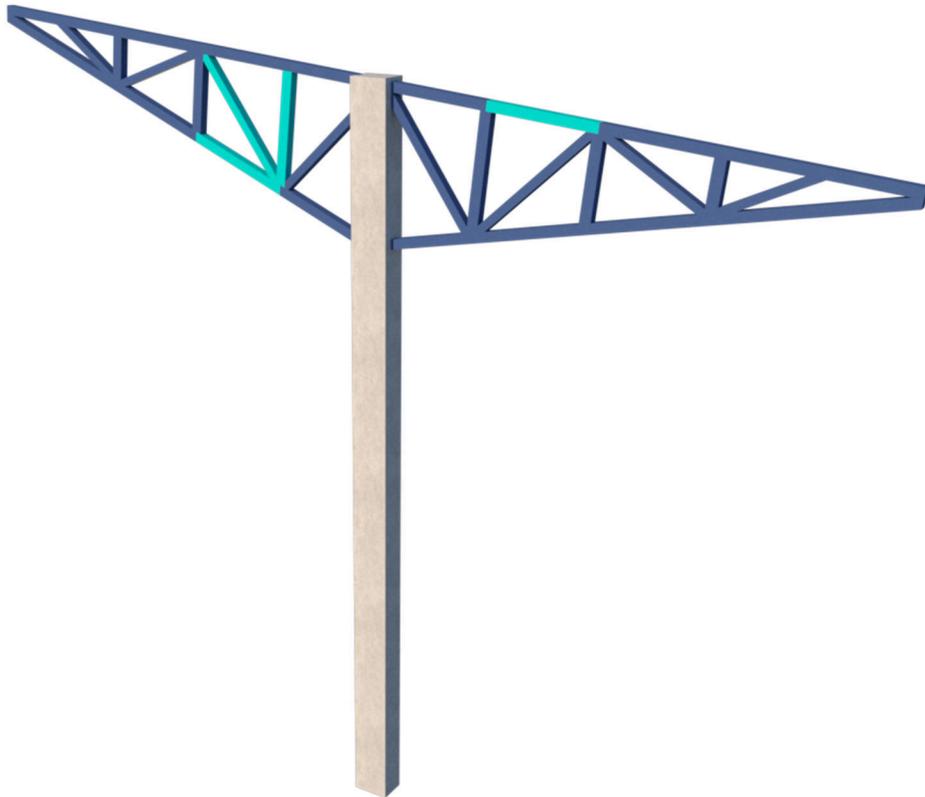


Ilustración 7.32 | Barras en Análisis Semicubierto.



### 7.10.2.1. Cordon Superior

La barra componente del cordón superior N188/N187, visualizada en la ilustración 7.33, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, plegada en frío.

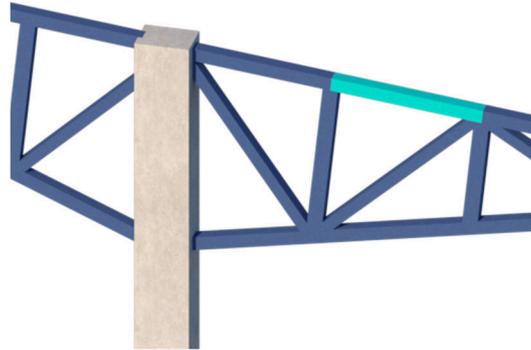


Ilustración 7.33 | Cordón Superior Semicubierto.

Tabla 7.17 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Cordón Superior Semicubierto.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
		N188	N187	1.120	22.72	322.73	322.73
Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	$\beta$		1.00	1.00	0.00	0.00	
	$L_c$		1.120	1.120	0.000	0.000	
	$C_b$		-		1.000		
Notación: $b$ : Coeficiente de pandeo $L_c$ : Longitud de pandeo (m) $C_b$ : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	$P_t$	$\lambda_c$	$P_c$	$M_x$	$M_y$	$V_x$	$V_y$	PM,M,V,V,T	
N188/N187	x: 1.12 m $\eta = 10.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.6$	x: 1.12 m $\eta = 5.6$	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 1.12 m $\eta = 3.6$	x: 1.12 m $\eta = 10.9$	<b>CUMPLE</b> h = 10.9
Notación: $P_t$ : Resistencia a tracción $\lambda_c$ : 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 $PM,M,V,V,T$ : Esfuerzos combinados y torsión $x$ : Distancia al origen de la barra $h$ : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. <sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 10.9%.



### 7.10.2.2. Cordon Inferior

La barra componente del cordón inferior N193/N194, visualizada en la ilustración 7.34, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, equivalente a F24, plegada en frio.

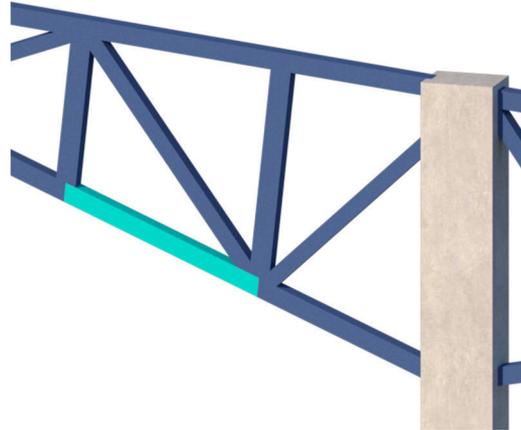


Ilustración 7.34 | Cordón Inferior Semicubierto.

Tabla 7.18 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Cordón Inferior Semicubierto.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N193	N194	1.176	22.72	322.73	322.73	537.68
Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
$\beta$	1.00	1.00	0.00	0.00			
$L_c$	1.176	1.176	0.000	0.000			
$C_b$	-			1.000			
Notación: $b$ : Coeficiente de pandeo $L_c$ : Longitud de pandeo (m) $C_b$ : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	$P_t$	$\lambda_c$	$P_c$	$M_x$	$M_y$	$V_x$	$V_y$	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N193/N194	x: 1.176 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 7.7$	x: 0 m $\eta = 1.7$	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 5.6$	<b>CUMPLE</b> h = 7.7
Notación: $P_t$ : Resistencia a tracción $\lambda_c$ : 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									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. <sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 7.7%.



### 7.10.2.3. Diagonal

La barra componente del diagonal N193/N185, visualizada en la ilustración 7.35, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, equivalente a F24, plegada en frío.

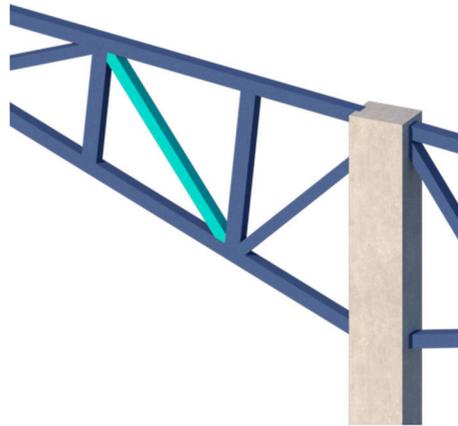


Ilustración 7.35 | Diagonal Semicubierto.

Tabla 7.19 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Diagonal Semicubierto.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N193	N185	1.672	22.72	322.73	322.73	537.68
Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
$\beta$	1.00	1.00	0.00	0.00			
$L_c$	1.672	1.672	0.000	0.000			
$C_b$	-			1.000			
Notación: $b$ : Coeficiente de pandeo $L_c$ : Longitud de pandeo (m) $C_b$ : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	$P_t$	$\lambda_c$	$P_c$	$M_x$	$M_y$	$V_x$	$V_y$	PM,M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N193/N185	x: 1.672 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 5.0$	x: 0 m $\eta = 0.8$	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 3.3$	<b>CUMPLE</b> h = 5.0
Notación: $P_t$ : Resistencia a tracción $\lambda_c$ : 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 $PM,M_y,V_x,V_y,T$ : Esfuerzos combinados y torsión $x$ : Distancia al origen de la barra $\eta$ : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. <sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 5%.



### Listado detallado de verificaciones

A continuación, se exponen las comprobaciones detalladas correspondientes a los estados límites últimos entregadas por el software y luego la comparación correspondiente bajo el reglamento CIRSOC 302/05.

### Verificaciones CypeCad3D según ANSI/AISC 360-10

#### Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo  $P_r$ , se produce en el nudo N185, para la combinación de hipótesis 0.9-PP+0.9-CM+V1.

Donde:

$P_r$ : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.144} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{52.120} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_T P_n$$

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:

$\phi_T$ : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{57.911} \text{ t}$$

Donde:

$A$ : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

#### Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es\*:

$$\lambda \leq 200$$

$$l : \underline{44} \quad \checkmark$$

Donde:

$l$ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$l : \underline{44}$$

Donde:

$L$ : Longitud de la barra

$$L : \underline{1672} \text{ mm}$$

$K$ : Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.00}$$

$r_x$ : Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

Donde:

$I_x$ : Momento de Inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

$A$ : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.050} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo  $P_r$  se produce en el nudo N193, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Lr.

Donde:

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{2.327} \quad t$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{46.955} \quad t$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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:

$\phi_p$ : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

$P_n$ : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{52.172} \quad t$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

$A$ : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{22.72} \quad \text{cm}^2$$

$F_{cr}$ : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2295.87} \quad \text{kp/cm}^2$$

1) Cuando:  $\frac{F_y L}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$F_e$ : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{10220.65} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{10220.65} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{10220.65} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K$ : Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{1.00}$$

$$K_y : \underline{1.00}$$

$L$ : Longitud de la barra

$$L : \underline{1672} \quad \text{mm}$$

$r$ : Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{3.77} \quad \text{cm}$$

$$r_y : \underline{3.77} \quad \text{cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$



Donde:

<b>I</b> : Momento de Inercia	<b>I<sub>x</sub></b> : <u>322.73</u> cm <sup>4</sup>
	<b>I<sub>y</sub></b> : <u>322.73</u> cm <sup>4</sup>
<b>A</b> : Área total de la sección transversal de la barra.	<b>A</b> : <u>22.72</u> cm <sup>2</sup>

### 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N193, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Lr.

Donde:

<b>M<sub>r</sub></b> : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD	<b>M<sub>r</sub></b> : <u>0.015</u> t-m
<b>M<sub>c</sub></b> : Resistencia de diseño a flexión	<b>M<sub>c</sub></b> : <u>1.798</u> t-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:

<b>j<sub>b</sub></b> : Factor de resistencia a flexión	<b>j<sub>b</sub></b> : <u>0.90</u>
<b>M<sub>n</sub></b> : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1	<b>M<sub>n</sub></b> : <u>1.997</u> t-m

#### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

<b>F<sub>y</sub></b> : Límite elástico mínimo especificado	<b>F<sub>y</sub></b> : <u>2548.42</u> kp/cm <sup>2</sup>
<b>Z<sub>x</sub></b> : Módulo resistente plástico respecto al eje X	<b>Z<sub>x</sub></b> : <u>78.38</u> cm <sup>3</sup>

#### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

#### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

### 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$ , se produce en el nudo N193, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.014} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{13.038} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{14.487} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{9.47} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{74.60} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{74.60} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \quad \text{mm}$$

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : 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 : 0.033 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N193, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 1

**1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión**

b) Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (H1-1b)$$

h : 0.03

Donde:

**P<sub>r</sub>**: Resistencia a compresión requerida

**P<sub>r</sub>** : 2.327 t

**P<sub>c</sub>**: Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

**P<sub>c</sub>** : 46.955 t

**M<sub>rx</sub>**: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

**M<sub>rx</sub>** : 0.015 t·m

**M<sub>cx</sub>**: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

**M<sub>cx</sub>** : 1.798 t·m

**M<sub>ry</sub>**: Resistencia a flexión requerida en el eje débil

**M<sub>ry</sub>** : 0.000 t·m

**M<sub>cy</sub>**: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

**M<sub>cy</sub>** : 1.798 t·m



### Verificaciones según CIRSOC 302/05

A continuación, utilizando los esfuerzos calculados mediante el software CYPE3D, se realizarán las verificaciones correspondientes según los requerimientos del Reglamento CIRSOC 302/05.

#### Barras Traccionadas

##### Resistencia de diseño a tracción

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 3 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga 0.9PP+0.9CM+V1 se obtiene un esfuerzo máximo de tracción de  $N_t=0.144\text{tn}$ .

La resistencia de diseño de barras traccionadas,  $\phi_t P_n$ , será el menor valor obtenido de la consideración de los estados límites de:

- Fluencia en la sección bruta:

$$P_n = F_y * A_g * 10^{-1}$$

Donde:

$P_n$ : resistencia nominal a la tracción axil, en kN

$A_g$ : área bruta del tubo, en  $\text{cm}^2$

$F_y$ : tensión de fluencia especificada, en MPa (Tabla 1)

Entonces:

$$P_n = 240\text{MPa} * 22.75\text{cm}^2 * 10^{-1} = 546\text{kN}$$

- Rotura en la sección neta:

$$P_n = F_u * A_e * 10^{-1}$$

Donde:

$P_n$ : resistencia nominal a la tracción axil, en kN

$A_e$ : área neta efectiva del tubo, en  $\text{cm}^2$

$F_u$ : tensión de rotura a tracción especificada, en MPa (Tabla 1)

Entonces:

$$P_n = 350\text{MPa} * 22.75\text{cm}^2 * 10^{-1} = 796.25\text{kN}$$



- Límite de Esbeltez:

En barras traccionadas la esbeltez  $L/r$  será menor o igual a 300 (2.3 CIRSOC 302/05).

Donde:

$L$ : longitud real de la barra no arriostrada, en cm.

$r$ : radio de giro de la sección, en cm.

Entonces:

$$L/r = 167.2\text{cm}/3.78\text{cm} = 44.23 < 300 \text{ Verifica}$$

- Índice de aprovechamiento

$$\eta = \frac{P_r}{\phi_t * P_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$P_r$ : Resistencia a la tracción requerida:  $N_t$ : 0.144t

$\phi_t$ : 0.90 para tubos sin costura

$P_n$ : menor resistencia nominal a la tracción axil antes calculada, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{0.144t}{0.90 * 55.68t} = 0.029 \rightarrow 2.9\% \text{ Verifica}$$

### Barras Comprimidas

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 4 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga  $1.2PP+1.2CM+1.6Lr$  se obtiene un esfuerzo máximo de compresión de  $N_c=2.327\text{tn}$ .

- Límite de Esbeltez:

En barras comprimidas la esbeltez  $kL/r$  será menor o igual a 200 (2.3 CIRSOC 302/05).

Donde:

$k$ : factor de longitud efectiva para barras comprimidas.



L: longitud real de la barra no arriostrada, en cm.

r: radio de giro de la sección, en cm.

Entonces:

$$kL/r = 0.75 * 167.2cm / 3.78cm = 33.17 < 200 \text{ Verifica}$$

k=0.75 para montantes y diagonales excepto diagonales extremas de vigas trapeciales.

- Resistencia de diseño a la compresión:

La resistencia de diseño para pandeo flexional de barras axialmente comprimidas se determinará mediante la siguiente expresión:

$$\phi_c * P_n$$

Donde:

$\phi_c = 0.85$  para tubos sin costura

$$P_n = F_{cr} * A_g * 10^{-1}$$

$P_n$ : resistencia nominal a pandeo flexional, en kN.

$F_{cr}$ : tensión crítica, en MPa.

La tensión crítica  $F_{cr}$  (MPa) será determinada de la siguiente manera:

$$\text{Para: } \lambda_c * \sqrt{Q} \leq 1.5 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = Q * (0.658^{Q\lambda_c^2}) * F_y$$

Siendo:

$F_y$ : tensión de fluencia especificada, en MPa.

$A_g$ : área bruta del tubo, en cm<sup>2</sup>.

E: módulo de elasticidad longitudinal del acero = 200000 MPa.

$$\lambda = \frac{k*L}{\pi*r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

k: factor de longitud efectiva.

r: radio de giro de la barra no arriostrada en la dirección del pandeo, en cm.

L: longitud de la barra no arriostrada, en cm.



$Q$ : factor de reducción por pandeo local.

El factor de reducción por pandeo local  $Q$ , se determinara con el valor de  $\lambda$  y de  $\lambda_r$ , esbeltez limite según Tabla 2.2.1 2a.

Para  $\lambda \leq \lambda_r \rightarrow Q = 1$

Entonces:

$$\lambda = \frac{0.75 * 167.2cm}{\pi * 3.78cm} * \sqrt{\frac{240 MPa}{200000 MPa}} = 0.366$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 * \sqrt{\frac{200000 MPa}{240 MPa}} = 40.41$$

Se cumple  $\lambda \leq \lambda_r \rightarrow Q = 1$

Por lo tanto:

$$F_{cr} = Q * (0.658^{Q\lambda_c^2}) * F_y = 1 * (0.658^{(1*0.366)^2}) * 240MPa = 226.91MPa$$

$$P_n = F_{cr} * A_g * 10^{-1} = 226.91MPa * 22.75cm^2 * 10^{-1} = 516.22kN$$

- Índice de aprovechamiento

$$\eta = \frac{P_r}{\phi_t * P_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$P_r$ : Resistencia a la compresión requerida:  $N_t$ : 2.327t

$\phi_c$ : 0.85 para tubos sin costura

$P_n$ : resistencia nominal a pandeo flexional, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{2.327t}{0.85 * 52.64t} = 0.052 \rightarrow 5.2\% \text{ Verifica}$$



## Barras en Flexión

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 5 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga  $1.2PP+1.2CM+1.6Lr$  se obtiene un momento flector máximo de  $M_x=0.015tm$ .

La resistencia de diseño a flexión de un tubo será:

$$\phi_b * M_n$$

Donde:

$\phi_b = 0.9$  para tubos sin costura

$M_n$ : la resistencia nominal a flexión, en kNm

La resistencia nominal a flexión  $M_n$  será el menor valor obtenido para los siguientes estados límite:

- Plastificación:

La resistencia nominal a flexión para el estado límite de plastificación será:

$$M_n = M_p = F_y * Z * 10^{-3} \leq 1.5 * M_y$$

Donde:

$M_p$ : momento plástico, en kNm.

$M_y$ : momento elástico =  $S * F_y * 10^{-3}$ , en kNm.

$Z$ : modulo plástico de la sección transversal, en  $cm^3$ .

$S$ : modulo elástico de la sección transversal, en  $cm^3$ .

$F_y$ : tensión de fluencia especificada, en MPa.

Entonces:

$$M_n = M_p = 240MPa * 78.67cm^3 * 10^{-3} = 18.88kNm$$

$$1.5 * M_y = 64.87cm^3 * 240MPa * 10^{-3} = 23.35kNm$$

$$M_n \leq 1.5 * M_y \text{ Verifica}$$



- Pandeo lateral-torsional:

Este estado limite solamente será aplicable a tubos rectangulares no cuadrados sometidos a flexión alrededor del eje principal de mayor momento de inercia. Por lo cual no es aplicable en este caso.

- Pandeo local

La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , para el estado límite de pandeo local será:

Para tubos rectangulares con  $\lambda$ ;  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  según Tabla 2.2.1 3a:

Donde:

$$\lambda = \frac{h}{t}$$

$$h = H - 3 * t$$

Siendo:

H: altura total externa del tubo, en cm.

t: espesor de la pared del tubo, en cm.

$$h = 10\text{cm} - 3 * 0.635\text{cm} = 8.095\text{cm}$$

Entonces:

$$\lambda = \frac{8.095\text{cm}}{0.635\text{cm}} = 12.75$$

$$\lambda_r = 2.42 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 * \sqrt{\frac{200000\text{MPa}}{240\text{MPa}}} = 69.86$$

Para  $\lambda \leq \lambda_r \rightarrow M_n = M_p = F_y * Z * 10^{-3} \leq 1.5 * M_y$

$$M_n = M_p = 240\text{MPa} * 78.67\text{cm}^3 * 10^{-3} = 18.88\text{kNm}$$

$$1.5 * M_y = 64.87\text{cm}^3 * 240\text{MPa} * 10^{-3} = 23.35\text{kNm}$$

$$M_n \leq 1.5 * M_y \text{ Verifica}$$



- Índice de aprovechamiento

$$\eta = \frac{M_u}{\phi_b * M_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$M_u$ : Momento flector máximo requerido:  $M_x: 0.015tm$

$\phi_b$ : 0.9 para tubos sin costura

$M_n$ : resistencia nominal a flexión, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{0.015tm}{0.9 * 1.92tm} = 0.087 \rightarrow 8.7\% \text{ Verifica}$$

#### Barras a corte

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 5 del reglamento antes mencionado y mediante la combinación de carga 1.2PP+1.2CM+1.6Lr se obtiene un valor de corte máximo de  $V_u=0.014t$ .

La resistencia al corte de un tubo no rigidizado será:

$$\phi_v * V_n$$

Donde:

$\phi_v = 0.9$  para tubos rectangulares sin costura.

$V_n$ : resistencia nominal al corte, en kN.

La resistencia nominal al corte,  $V_n$  (kN), se determinará de la siguiente manera:

Para tubos rectangulares:

$$V_n = F_n * A_w * 10^{-1}$$

Siendo:

$A_w$ : área de las almas  $A_w = 2 * H * t = 2 * 10cm * 0.635cm = 12.7cm^2$

$F_n$ : tensión nominal a corte, en MPa, que se debe determinar de la siguiente manera:



Para:

$$\frac{h}{t} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_n = 0.6 * F_y$$

$$\frac{8.095cm}{0.635cm} = 12.75 \leq 2.45 * \sqrt{\frac{200000MPa}{240MPa}} = 70.72$$

Por lo tanto:

$$F_n = 0.6 * 240MPa = 144MPa$$

Entonces:

$$V_n = 144MPa * 12.7cm^2 * 10^{-1} = 182.88kN$$

- Índice de aprovechamiento

$$\eta = \frac{V_u}{\phi_v * V_n}$$

Donde:

$\eta$ : Índice de aprovechamiento

$V_u$ : corte máximo requerido:  $V_u: 0.014t$

$\phi_v$ : 0.9 para tubos sin costura

$V_n$ : resistencia nominal al corte, en toneladas.

Entonces:

$$\eta = \frac{0.014t}{0.9 * 18.65t} = 0.00083 \rightarrow 0.083\% \text{ Verifica}$$

### Barras sometidas a fuerza axial y flexión

Esta verificación se desarrolla en el Capítulo 7 del reglamento antes mencionado utilizando las resistencias calculadas anteriormente mediante la combinación de carga 1.2PP+1.2CM+1.6Lr.

La interacción entre flexión y fuerza axial estará limitada por la siguiente expresión:

Para:

$$\frac{P_u}{\phi_c * P_n} < 0.2$$

$$\eta = \frac{P_u}{2 * \phi_c * P_n} + \left[ \frac{M_u}{\phi_b * M_n} \right] \leq 1$$



Donde:

$P_u$ : Resistencia a la compresión requerida:  $N_t: 2.327t$

$\phi_c$ : 0.85 para tubos sin costura

$P_n$ : menor resistencia nominal a la tracción axil antes calculada,  $P_n: 55.68t$

$M_u$ : Momento flector máximo requerido:  $M_u: 0.015tm$

$\phi_b$ : 0.9 para tubos sin costura

$M_n$ : resistencia nominal a flexión,  $M_n: 1.92tm$ .

Entonces:

$$\frac{2.327t}{0.85 * 52.64t} = 0.052 < 0.2$$
$$\eta = \frac{2.327t}{2 * 0.85 * 52.64t} + \left[ \frac{0.015tm}{0.9 * 1.92} \right] = 0.035 \leq 1 \text{ Verifica}$$

Finalizando este cálculo, se puede asegurar que la barra analizada cumple con las verificaciones dispuestas en el reglamento CIRSOC 302/05, por lo tanto, será capaz de soportar las solicitaciones a las cuales será expuesta durante su vida útil.

#### 7.10.2.4. Montante

La barra componente del montante N188/N187, visualizada en la ilustración 7.36, se materializó con una sección cerrada cuadrada sin costura de 100mm de lado y un espesor de chapa de 6.35mm de acero A36, equivalente a F24, plegada en frio.

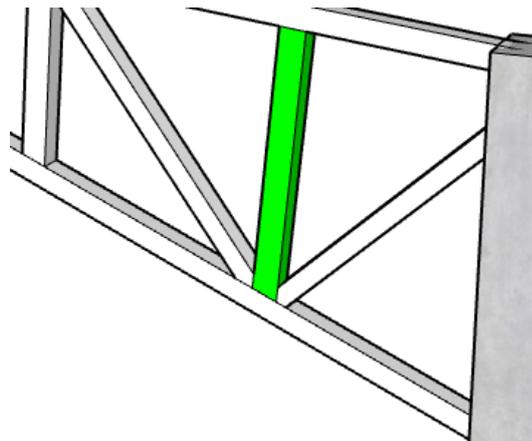


Ilustración 7.36 | Montante Semicubierto



Tabla 7.20 | Parámetros Geométricos y Comprobaciones Montante Semicubierto.

Perfil: 100 Material: Acero (A36)								
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )	
	N193	N186	1.242	22.72	322.73	322.73	537.68	
	Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje Indicado <sup>(2)</sup> 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 <sub>c</sub>		1.242	1.242	0.000	0.000			
C <sub>m</sub>		-		1.000				
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>c</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>m</sub> : Factor de modificación para el momento crítico								

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	λ <sub>c</sub>	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N193/N186	x: 1.242 m η = 0.2	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0 m η = 1.8	x: 1.242 m η = 1.2	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 0 m η = 0.2	x: 1.242 m η = 2.1	<b>CUMPLE</b> h = 2.1
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción λ <sub>c</sub> : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. <sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

Como se puede apreciar, la barra verifica a los estados limites ultimos, con un indice de aprovechamiento de 2,1%.



### 7.10.3 Columna Portico Principal

Este elemento se diseñó y verificó según las especificaciones del reglamento CIRSOC 201/05, correspondiente a estructuras de hormigón.

De igual forma que el análisis de la viga principal, el desarrollo se acotó al elemento mas solicitado con el fin de evitar la repetición de cálculos análogos.

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 30x50 cm
	Tramo : 3.000/6.776 m
	Altura libre : 3.78 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : H-25	Plano ZX : 3.78 m
Acero : ADN 420	Plano ZY : 3.78 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6+X2rØ6
Cara X : 2Ø12	Separación : 14 cm
Cara Y : 8Ø12	
Cuantía : 1.06 %	

#### Disposiciones relativas a las armaduras (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

##### Armadura longitudinal

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{l,min}$  entre la armadura longitudinal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$71 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{18} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{12.0} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

##### Estribos

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{e,min}$  entre la armadura transversal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

$$140 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{se}$$

$$s_1 : \underline{9} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$



$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación vertical  $s$  de los estribos cerrados debe ser (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$140 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$ : Valor mínimo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{t,max} : \underline{144} \text{ mm}$$

$$s_1 = 12 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{144} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{288} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{300} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{12.0} \text{ mm}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

$b_{min}$ : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{min} : \underline{300} \text{ mm}$$

Todas las barras, con excepción de las pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados, cuyo diámetro mínimo será función del diámetro de las barras (Artículo 7.10.5.1):

$$d_b \leq 16 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 6 \text{ mm}$$

$$\varnothing 6 \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\varnothing 12}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\varnothing 6}$$

#### Armadura mínima y máxima (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.9.1)

El área de armadura longitudinal,  $A_{st}$ , para elementos comprimidos no compuestos, debe ser (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$15.83 \text{ cm}^2 \geq 15.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g$$

$$15.83 \text{ cm}^2 \leq 120.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

#### Estado límite de agotamiento frente a cortante (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{r,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{r,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.305} \quad \checkmark$$

Donde:



$V_u$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{1.138} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{1.453} \text{ t}$$

$f \cdot V_n$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$f \cdot V_{n,x} : \underline{6.440} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{5.839} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p $\acute{e}$ simos se producen en 'Pie', para la combinaci3n de hip3tesis "0.9-PP+0.9-CM+1.6-V2".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracci3n en el alma.**

Cortante en la direcci3n X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Art $\acute{e}$ culo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{8.586} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormig3n en los elementos no pretensados sometidos a compresi3n axial (Art $\acute{e}$ culo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( \sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{8.586} \text{ t}$$

([MPa]  $f_c$ )

El valor de  $V_c$  obtenido debe cumplir la siguiente expresi3n:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{18.131} \text{ t}$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f_c$ )

Donde:

$f_c$ : Resistencia especificada a la compresi3n del hormig3n.

$$f_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.008}$$

Siendo:

$A_s$ :  $\acute{A}$ rea de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$A_s : \underline{9.05} \text{ cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o di $\acute{a}$ metro de la secci3n circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{231} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{2.352} \text{ t-m}$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la secci3n considerada.

$$M_u : \underline{2.686} \text{ t-m}$$

$N_u$ : Esfuerzo axial mayorado, normal a la secci3n transversal.

$$N_u : \underline{2.753} \text{ t}$$

$h$ : Altura total de la secci3n transversal de un elemento.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$A_g$ :  $\acute{A}$ rea total de la secci3n de hormig3n.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la direcci3n Y:



Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{7.785} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( \sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{7.785} \text{ t}$$

([MPa]  $f_c$ )

El valor de  $V_c$  obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{16.345} \text{ t}$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f_c$ )

Donde:

$f_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.010}$$

Siendo:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$A_s : \underline{10.18} \text{ cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{347} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{4.406} \text{ t-m}$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{-4.975} \text{ t-m}$$

$N_u$ : Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{2.753} \text{ t}$$

$h$ : Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

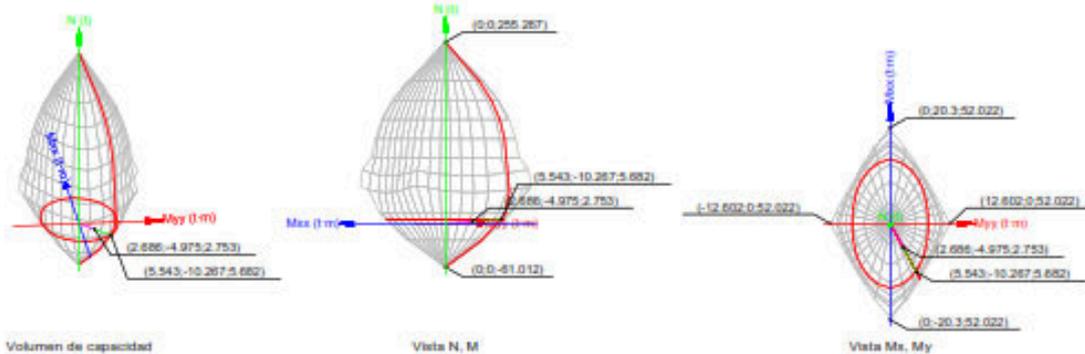
**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)**

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9-PP+0.9-CM+1.6-V2".

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\sqrt{(\phi \cdot P_u)^2 + (\phi \cdot M_{u,x})^2 + (\phi \cdot M_{u,y})^2}} \leq 1$$

h : **0.485** ✓



**Comprobación de resistencia de la sección (h<sub>1</sub>)**

P<sub>u</sub>, M<sub>u</sub> son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

**P<sub>u</sub>**: Esfuerzo normal de cálculo.

**M<sub>u</sub>**: Momento de cálculo de primer orden.

φ·P<sub>u</sub>, φ·M<sub>u</sub> son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

f·P<sub>n</sub>: Axil de agotamiento.

f·M<sub>n</sub>: Momentos de agotamiento.

$$P_u : \frac{2.753}{t}$$

$$M_{u,x} : \frac{-4.975}{t \cdot m}$$

$$M_{u,y} : \frac{2.686}{t \cdot m}$$

$$f \cdot P_n : \frac{5.682}{t}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \frac{-10.267}{t \cdot m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \frac{5.543}{t \cdot m}$$

**Cálculo de la capacidad resistente**

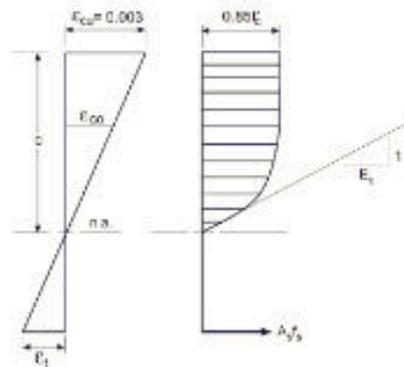
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.



- (d) La tensión en el acero se debe calcular como  $E_s$  veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$ , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .
- (e) La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.
- (f) La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

$\epsilon_{c0}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$f'_c$  : 254.84 kp/cm<sup>2</sup>

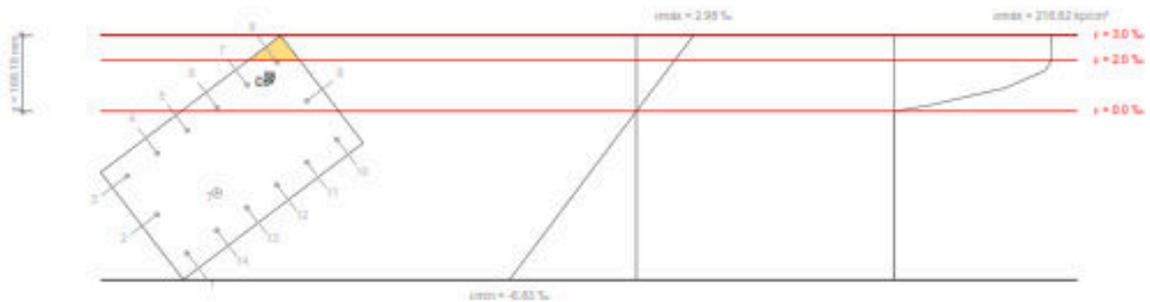
$\epsilon_{cu}$  : 0.0030

$\epsilon_{c0}$  : 0.0020

$f_y$  : 4281.35 kp/cm<sup>2</sup>



**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø12	-108.00	208.00	-4281.35	-0.005590
2	Ø12	0.00	208.00	-4281.35	-0.004067
3	Ø12	108.00	208.00	-4281.35	-0.002544
4	Ø12	108.00	124.80	-3357.81	-0.001647
5	Ø12	108.00	41.60	-1529.55	-0.000750
6	Ø12	108.00	-41.60	+298.72	+0.000147
7	Ø12	108.00	-124.80	+2126.99	+0.001043
8	Ø12	108.00	-208.00	+3955.25	+0.001940
9	Ø12	0.00	-208.00	+850.38	+0.000417
10	Ø12	-108.00	-208.00	-2254.50	-0.001106
11	Ø12	-108.00	-124.80	-4082.76	-0.002003
12	Ø12	-108.00	-41.60	-4281.35	-0.002899
13	Ø12	-108.00	41.60	-4281.35	-0.003796
14	Ø12	-108.00	124.80	-4281.35	-0.004693

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	39.883	91.10	-172.94
Cs	8.179	95.30	-176.65
T	41.748	-41.82	73.42

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$$P_n : \underline{6.314} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-11.407} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{6.159} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{39.883} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{8.179} \text{ t}$$



**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc,x</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>ca,x</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>t</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

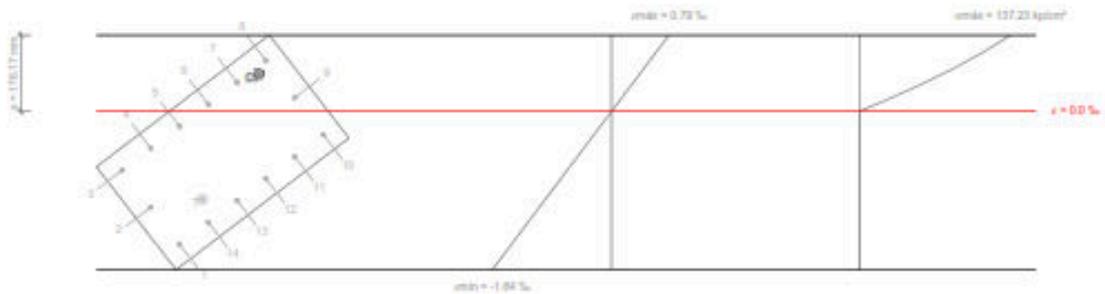
**e<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**s<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**s<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

<b>T</b>	: <u>41.748</u> t
<b>e<sub>cc,x</sub></b>	: <u>91.10</u> mm
<b>e<sub>cc,y</sub></b>	: <u>-172.94</u> mm
<b>e<sub>ca,x</sub></b>	: <u>95.30</u> mm
<b>e<sub>ca,y</sub></b>	: <u>-176.65</u> mm
<b>e<sub>t,x</sub></b>	: <u>-41.82</u> mm
<b>e<sub>t,y</sub></b>	: <u>73.42</u> mm
<b>e<sub>cmax</sub></b>	: <u>0.0030</u>
<b>e<sub>smax</sub></b>	: <u>0.0056</u>
<b>s<sub>cmax</sub></b>	: <u>216.62</u> kp/cm <sup>2</sup>
<b>s<sub>smax</sub></b>	: <u>4281.35</u> kp/cm <sup>2</sup>

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø12	-108.00	208.00	-2807.76	-0.001377
2	Ø12	0.00	208.00	-2025.33	-0.000993
3	Ø12	108.00	208.00	-1242.91	-0.000610
4	Ø12	108.00	124.80	-780.08	-0.000383
5	Ø12	108.00	41.60	-317.26	-0.000156
6	Ø12	108.00	-41.60	+145.57	+0.000071
7	Ø12	108.00	-124.80	+608.39	+0.000298
8	Ø12	108.00	-208.00	+1071.22	+0.000525
9	Ø12	0.00	-208.00	+288.79	+0.000142
10	Ø12	-108.00	-208.00	-493.64	-0.000242
11	Ø12	-108.00	-124.80	-956.46	-0.000469
12	Ø12	-108.00	-41.60	-1419.29	-0.000696
13	Ø12	-108.00	41.60	-1882.11	-0.000923
14	Ø12	-108.00	124.80	-2344.94	-0.001150



	<b>Resultante (t)</b>	<b>e.x (mm)</b>	<b>e.y (mm)</b>
Cc	16.502	93.26	-176.10
Cs	2.391	93.25	-172.60
T	16.139	-57.25	102.61

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**e<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**s<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**s<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : \underline{2.753} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-4.975} \text{ t-m}$$

$$M_{u,y} : \underline{2.686} \text{ t-m}$$

$$C_c : \underline{16.502} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{2.391} \text{ t}$$

$$T : \underline{16.139} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{93.26} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-176.10} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{93.25} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-172.60} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-57.25} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{102.61} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0008}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0014}$$

$$s_{cmax} : \underline{137.23} \text{ kp/cm}^2$$

$$s_{smax} : \underline{2807.76} \text{ kp/cm}^2$$



Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 30x50 cm	
	Tramo : 0.000/3.000 m	
	Altura libre : 3.00 m	
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : H-25	Plano ZX : 3.00 m
	Acero : ADN 420	Plano ZY : 3.00 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6+X2rØ6	
Cara X : 2Ø12	Separación : 14 cm	
Cara Y : 8Ø12		
Cuantía : 1.06 %		

**Disposiciones relativas a las armaduras** (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

**Armadura longitudinal**

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{l,min}$  entre la armadura longitudinal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$71 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{18} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{12.0} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

**Estribos**

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{e,min}$  entre la armadura transversal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

$$140 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{be}$$

$$s_1 : \underline{9} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$



$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación vertical  $s$  de los estribos cerrados debe ser (Artículo 7.10.5.2):

$$s_1 \leq s_{1,max}$$

$$140 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{1,max}$ : Valor mínimo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{1,max} : \underline{144} \text{ mm}$$

$$s_1 = 12 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{144} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{288} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{300} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{12.0} \text{ mm}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

$b_{min}$ : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{min} : \underline{300} \text{ mm}$$

Todas las barras, con excepción de las pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados, cuyo diámetro mínimo será función del diámetro de las barras (Artículo 7.10.5.1):

$$d_b \leq 16 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 6 \text{ mm}$$

$$\phi 6 \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\phi 12}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\phi 6}$$

#### Armadura mínima y máxima (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.9.1)

El área de armadura longitudinal,  $A_{st}$ , para elementos comprimidos no compuestos, debe ser (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$15.83 \text{ cm}^2 \geq 15.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g$$

$$15.83 \text{ cm}^2 \leq 120.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

#### Estado límite de agotamiento frente a cortante (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{r,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{r,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.309} \quad \checkmark$$

Donde:



$V_u$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{1.169} \text{ t}$$

$f \cdot V_n$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u,y} : \underline{1.454} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,x} : \underline{6.448} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{5.821} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '257.1 cm', para la combinación de hipótesis "0.9-PP+0.9-CM+1.6-V2".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{8.597} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( \sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_{ue}} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{8.597} \text{ t}$$

([MPa]  $f_c$ )

El valor de  $V_c$  obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{18.171} \text{ t}$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f_c$ )

Donde:

$f_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.008}$$

Siendo:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$A_s : \underline{9.05} \text{ cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{231} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{2.279} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{2.641} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$N_u$ : Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{2.990} \text{ t}$$

$h$ : Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:



Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{7.761} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( \sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{7.761} \text{ t}$$

([MPa]  $f_c$ )

El valor de  $V_c$  obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{16.381} \text{ t}$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f_c$ )

Donde:

$f_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.010}$$

Siendo:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$A_s : \underline{10.18} \text{ cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{347} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{4.982} \text{ t-m}$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{-5.599} \text{ t-m}$$

$N_u$ : Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{2.990} \text{ t}$$

$h$ : Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$



**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)**

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9-PP+0.9-CM+1.6-V2".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

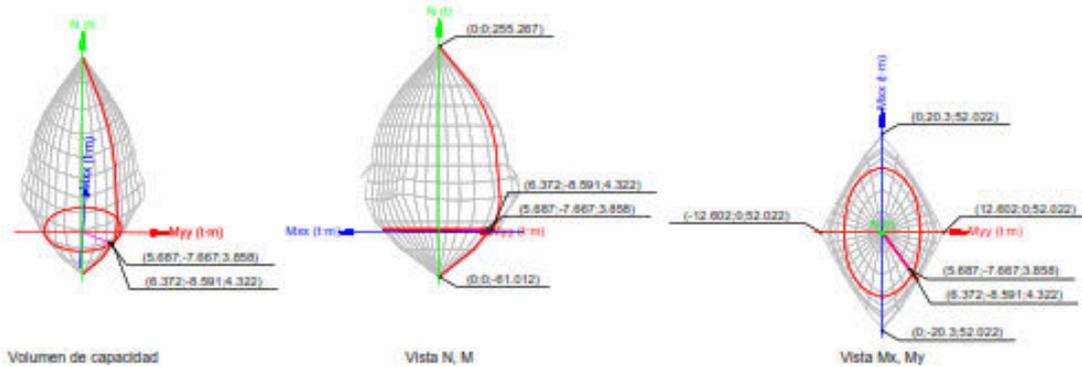
$h : \underline{0.889} \checkmark$

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$h : \underline{0.892} \checkmark$

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$

$3.858 \text{ t} \leq 202.428 \text{ t} \checkmark$



**Comprobación de resistencia de la sección ( $h_1$ )**

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$P_u : \underline{3.858} \text{ t}$   
 $M_{u,x} : \underline{-7.667} \text{ t-m}$   
 $M_{u,y} : \underline{5.647} \text{ t-m}$

$\phi \cdot P_n : \underline{4.341} \text{ t}$   
 $\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-8.629} \text{ t-m}$   
 $\phi \cdot M_{n,y} : \underline{6.355} \text{ t-m}$

**Comprobación del estado límite de inestabilidad ( $h_2$ )**

$P_u, M_u$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$P_u$ : Axil solicitante de cálculo pésimo.

$M_u$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$P_u : \underline{3.858} \text{ t}$   
 $M_{u,x} : \underline{-7.667} \text{ t-m}$   
 $M_{u,y} : \underline{5.687} \text{ t-m}$



$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>esimos</sub>.

$f \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} f \cdot P_n &: \underline{4.322} \text{ t} \\ f \cdot M_{n,x} &: \underline{-8.591} \text{ t-m} \\ f \cdot M_{n,y} &: \underline{6.372} \text{ t-m} \end{aligned}$$

#### En el eje x:

Se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

Donde:

$kl_u$ : Longitud efectiva.

$r$ : Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$20.8 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

$$kl_u : \underline{3.000} \text{ m}$$

$$r : \underline{14.43} \text{ cm}$$

#### En el eje y:

No se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

Donde:

$kl_u$ : Longitud efectiva.

$r$ : Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$34.6 > 22.0$$

$$kl_u : \underline{3.000} \text{ m}$$

$$r : \underline{8.66} \text{ cm}$$

Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada  $P_u$  y para el momento mayorado por los efectos de la curvatura del elemento,  $M_c$  (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u$$

$$M_c = \delta_{ms} \cdot M_2$$

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$$

Siendo:

$$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$h$ : Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$\delta_{ms} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_y}{(k \cdot l_u)^2}$$

Donde:

$E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón.

$$P_u : \underline{3.858} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{5.687} \text{ t-m}$$

$$M_2 : \underline{5.647} \text{ t-m}$$

$$M_{2,min} : \underline{0.093} \text{ t-m}$$

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ms} : \underline{1.007}$$

$$P_c : \underline{738.837} \text{ t}$$

$$E_c : \underline{239551.48} \text{ kp/cm}^2$$



$I_g$ : Momento de Inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura.

$kl_u$ : Longitud efectiva.

$$I_g : \frac{112500.00}{3.000} \text{ cm}^4$$

$$kl_u : \text{ m}$$

#### Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe tomarse mayor que  $\phi \cdot P_{n,max}$  (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$f \cdot P_{n,max} : \underline{202.428} \text{ t}$$

Siendo:

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

$A_{st}$ : Área total de la armadura longitudinal no tesa.

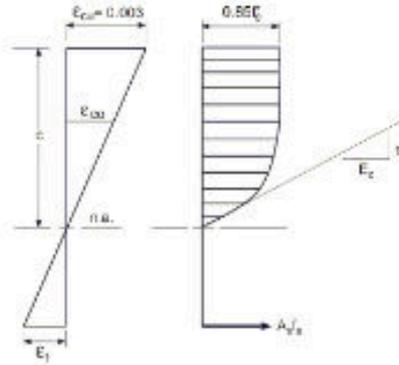
$$A_{st} : \underline{15.83} \text{ cm}^2$$

#### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.
- La tensión en el acero se debe calcular como  $E_s$  veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$ , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .
- La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.
- La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$f_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$e_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

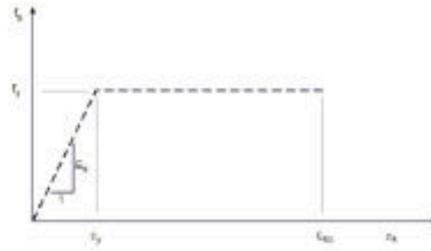
$e_{cs}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

$$f_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$e_{cu} : \underline{0.0030}$$

$$e_{cs} : \underline{0.0020}$$

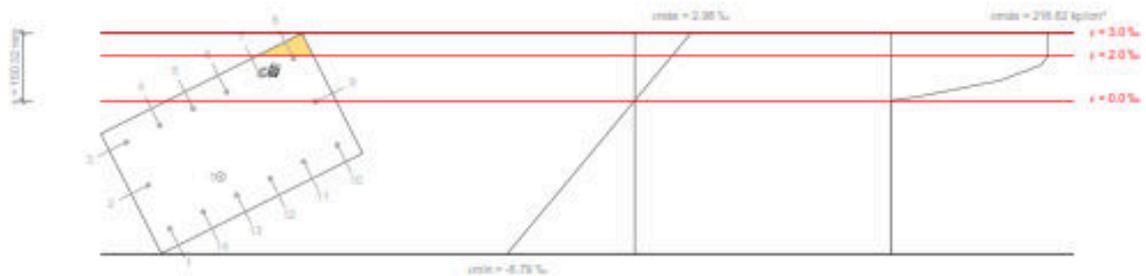


$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$



**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø12	-108.00	208.00	-4281.35	-0.005674
2	Ø12	0.00	208.00	-4281.35	-0.003757
3	Ø12	108.00	208.00	-3752.96	-0.001841
4	Ø12	108.00	124.80	-2241.73	-0.001100
5	Ø12	108.00	41.60	-730.50	-0.000358
6	Ø12	108.00	-41.60	+780.73	+0.000383
7	Ø12	108.00	-124.80	+2291.97	+0.001124
8	Ø12	108.00	-208.00	+3803.20	+0.001865
9	Ø12	0.00	-208.00	-104.22	-0.000051
10	Ø12	-108.00	-208.00	-4011.63	-0.001968
11	Ø12	-108.00	-124.80	-4281.35	-0.002709
12	Ø12	-108.00	-41.60	-4281.35	-0.003450
13	Ø12	-108.00	41.60	-4281.35	-0.004191
14	Ø12	-108.00	124.80	-4281.35	-0.004933

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	38.340	103.19	-156.77
Cs	7.777	108.00	-161.37
T	41.314	-55.27	55.18

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{c,x} + C_s \cdot e_{c,x} - T \cdot e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{c,y} + C_s \cdot e_{c,y} - T \cdot e_{t,y}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$$P_n : \underline{4.803} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-9.545} \text{ t-m}$$

$$M_{n,y} : \underline{7.080} \text{ t-m}$$

$$C_c : \underline{38.340} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{7.777} \text{ t}$$



**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>ca</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

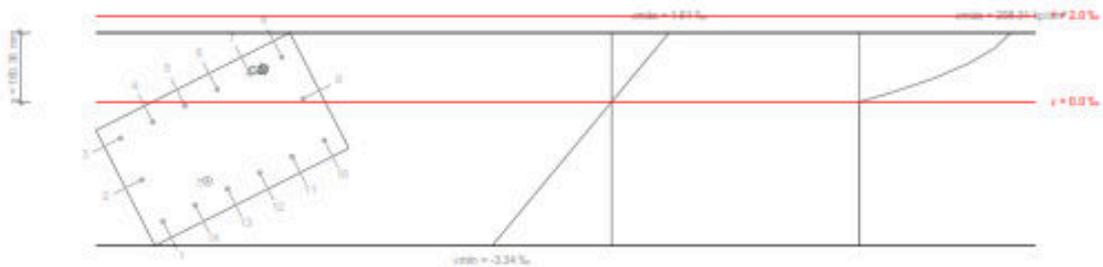
**e<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**s<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**s<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

<b>T</b>	: <u>41.314</u> t
<b>e<sub>cc,x</sub></b>	: <u>103.19</u> mm
<b>e<sub>cc,y</sub></b>	: <u>-156.77</u> mm
<b>e<sub>ca,x</sub></b>	: <u>108.00</u> mm
<b>e<sub>ca,y</sub></b>	: <u>-161.37</u> mm
<b>e<sub>T,x</sub></b>	: <u>-55.27</u> mm
<b>e<sub>T,y</sub></b>	: <u>55.18</u> mm
<b>e<sub>cmax</sub></b>	: <u>0.0030</u>
<b>e<sub>smax</sub></b>	: <u>0.0057</u>
<b>s<sub>cmax</sub></b>	: <u>216.62</u> kp/cm <sup>2</sup>
<b>s<sub>smax</sub></b>	: <u>4281.35</u> kp/cm <sup>2</sup>

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø12	-108.00	208.00	-4281.35	-0.002776
2	Ø12	0.00	208.00	-3689.18	-0.001810
3	Ø12	108.00	208.00	-1719.32	-0.000843
4	Ø12	108.00	124.80	-950.51	-0.000466
5	Ø12	108.00	41.60	-181.70	-0.000089
6	Ø12	108.00	-41.60	+587.11	+0.000288
7	Ø12	108.00	-124.80	+1355.91	+0.000665
8	Ø12	108.00	-208.00	+2124.72	+0.001042
9	Ø12	0.00	-208.00	+154.86	+0.000076
10	Ø12	-108.00	-208.00	-1815.00	-0.000890
11	Ø12	-108.00	-124.80	-2583.81	-0.001267
12	Ø12	-108.00	-41.60	-3352.62	-0.001644
13	Ø12	-108.00	41.60	-4121.43	-0.002022
14	Ø12	-108.00	124.80	-4281.35	-0.002399



	<b>Resultante (t)</b>	<b>e.x (mm)</b>	<b>e.y (mm)</b>
Cc	29.592	102.80	-156.83
Cs	4.776	104.04	-158.15
T	30.510	-70.40	74.44

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{t,y}$$

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{t,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>t</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**e<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**s<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**s<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : \underline{3.858} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{-7.667} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{5.687} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{29.592} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{4.776} \text{ t}$$

$$T : \underline{30.510} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{102.80} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-156.83} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{104.04} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-158.15} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{-70.40} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{74.44} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0016}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0028}$$

$$s_{cmax} : \underline{208.31} \text{ kp/cm}^2$$

$$s_{smax} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$



Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 30x50 cm
	Tramo : -0.500/0.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales
Hormigón : H-25	Longitud de pandeo
Acero : ADN 420	Plano ZX : 3.00 m
	Plano ZY : 3.00 m
	Armadura longitudinal
Esquina : 4Ø12	Armadura transversal
Cara X : 2Ø12	Estribos : 1eØ6+X2rØ6
Cara Y : 8Ø12	
Cuantía : 1.06 %	

**Disposiciones relativas a las armaduras** (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

La comprobación no procede

**Armadura mínima y máxima** (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.9.1)

La comprobación no procede

**Estado límite de agotamiento frente a cortante** (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales** (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.9-PP+0.9-CM+1.6-V2.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

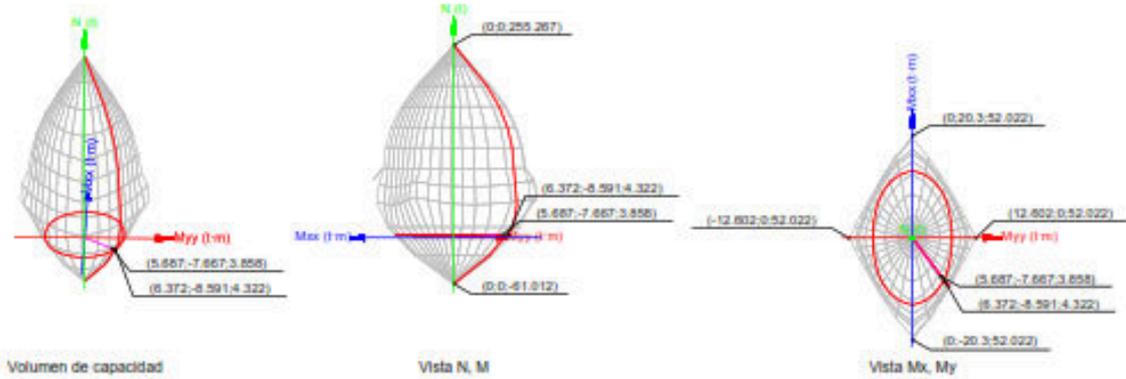
h : **0.889** ✓

$$\eta_2 = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

h : **0.892** ✓

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

**3.858 t** ≤ **202.428 t** ✓



**Comprobación de resistencia de la sección (h<sub>1</sub>)**

P<sub>u</sub>, M<sub>u</sub> son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

**P<sub>u</sub>**: Esfuerzo normal de cálculo.

**M<sub>u</sub>**: Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \frac{3.858}{t}$$

$$M_{u,x} : \frac{-7.667}{t \cdot m}$$

$$M_{u,y} : \frac{5.647}{t \cdot m}$$

φ·P<sub>n</sub>, φ·M<sub>n</sub> son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

f·P<sub>n</sub>: Axil de agotamiento.

f·M<sub>n</sub>: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \frac{4.341}{t}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \frac{-8.629}{t \cdot m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \frac{6.355}{t \cdot m}$$

**Comprobación del estado limite de inestabilidad (h<sub>2</sub>)**

P<sub>u</sub>, M<sub>u</sub> esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

**P<sub>u</sub>**: Axil solicitante de cálculo pésimo.

**M<sub>u</sub>**: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \frac{3.858}{t}$$

$$M_{c,x} : \frac{-7.667}{t \cdot m}$$

$$M_{c,y} : \frac{5.687}{t \cdot m}$$

φ·P<sub>n</sub>, φ·M<sub>n</sub> son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

f·P<sub>n</sub>: Axil de agotamiento.

f·M<sub>n</sub>: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \frac{4.322}{t}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \frac{-8.591}{t \cdot m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \frac{6.372}{t \cdot m}$$

**En el eje x:**

Se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_e}{r} \leq 22$$

Donde:

**kl<sub>e</sub>**: Longitud efectiva.

$$20.8 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

$$kl_e : \frac{3.000}{m}$$



**r**: Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$r : \underline{14.43} \text{ cm}$$

**En el eje y:**

No se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.000} \text{ m}$$

**r**: Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$r : \underline{8.66} \text{ cm}$$

Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada P<sub>u</sub> y para el momento mayorado por los efectos de la curvatura del elemento, M<sub>c</sub> (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u$$

$$P_u : \underline{3.858} \text{ t}$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$M_c : \underline{5.687} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 = M_{1u} \geq M_{2,min}$$

$$M_2 : \underline{5.647} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$$M_{2,min} : \underline{0.093} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**h**: Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.007}$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_c : \underline{738.837} \text{ t}$$

Donde:

**E<sub>c</sub>**: Módulo de elasticidad del hormigón.

$$E_c : \underline{239551.48} \text{ kp/cm}^2$$

**I<sub>g</sub>**: Momento de Inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura.

$$I_g : \underline{112500.00} \text{ cm}^4$$

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.000} \text{ m}$$

**Comprobación de resistencia axial de diseño**

La fuerza axial mayorada P<sub>u</sub> de elementos en compresión no debe tomarse mayor que φ·P<sub>n,max</sub> (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$\phi \cdot P_{n,max} : \underline{202.428} \text{ t}$$

Siendo:

**f<sub>c</sub>**: Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

**f<sub>y</sub>**: Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

**A<sub>g</sub>**: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

**A<sub>st</sub>**: Área total de la armadura longitudinal no tesa.

$$A_{st} : \underline{15.83} \text{ cm}^2$$

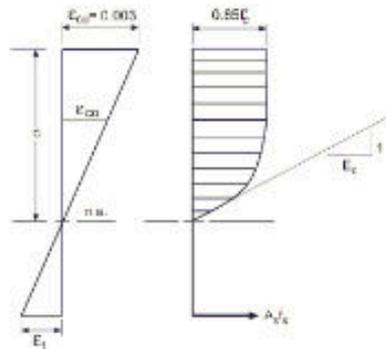


### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.
- La tensión en el acero se debe calcular como  $E_s$  veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$ , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .
- La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.
- La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



- $f_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.  
 $\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.  
 $\epsilon_{cs}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

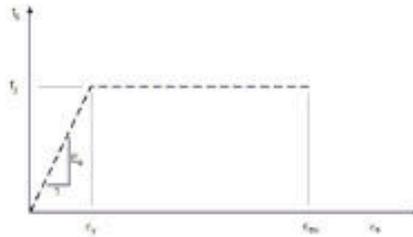
$$f_c : 254.84 \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} : 0.0030$$

$$\epsilon_{cs} : 0.0020$$

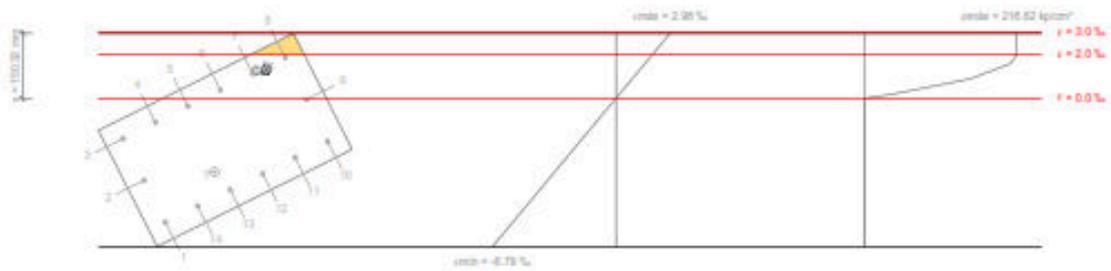


Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.  $f_y$  : 4281.35 kp/cm<sup>2</sup>

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø12	-108.00	208.00	-4281.35	-0.005674
2	Ø12	0.00	208.00	-4281.35	-0.003757
3	Ø12	108.00	208.00	-3752.96	-0.001841
4	Ø12	108.00	124.80	-2241.73	-0.001100
5	Ø12	108.00	41.60	-730.50	-0.000358
6	Ø12	108.00	-41.60	+780.73	+0.000383
7	Ø12	108.00	-124.80	+2291.97	+0.001124
8	Ø12	108.00	-208.00	+3803.20	+0.001865
9	Ø12	0.00	-208.00	-104.22	-0.000051
10	Ø12	-108.00	-208.00	-4011.63	-0.001968
11	Ø12	-108.00	-124.80	-4281.35	-0.002709
12	Ø12	-108.00	-41.60	-4281.35	-0.003450
13	Ø12	-108.00	41.60	-4281.35	-0.004191
14	Ø12	-108.00	124.80	-4281.35	-0.004933



	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	38.340	103.19	-156.77
Cs	7.777	108.00	-161.37
T	41.314	-55.27	55.18

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{t,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{t,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>t</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**e<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**s<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**s<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : \underline{4.803} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-9.545} \text{ t-m}$$

$$M_{n,y} : \underline{7.080} \text{ t-m}$$

$$C_c : \underline{38.340} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{7.777} \text{ t}$$

$$T : \underline{41.314} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{103.19} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-156.77} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{108.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-161.37} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{-55.27} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{55.18} \text{ mm}$$

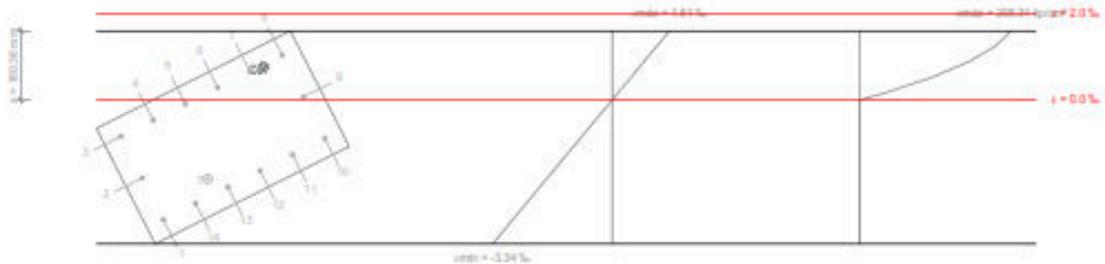
$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0057}$$

$$s_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

$$s_{smax} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	∅12	-108.00	208.00	-4281.35	-0.002776
2	∅12	0.00	208.00	-3689.18	-0.001810
3	∅12	108.00	208.00	-1719.32	-0.000843
4	∅12	108.00	124.80	-950.51	-0.000466



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	e
5	Ø12	108.00	41.60	-181.70	-0.000089
6	Ø12	108.00	-41.60	+587.11	+0.000288
7	Ø12	108.00	-124.80	+1355.91	+0.000665
8	Ø12	108.00	-208.00	+2124.72	+0.001042
9	Ø12	0.00	-208.00	+154.86	+0.000076
10	Ø12	-108.00	-208.00	-1815.00	-0.000890
11	Ø12	-108.00	-124.80	-2583.81	-0.001267
12	Ø12	-108.00	-41.60	-3352.62	-0.001644
13	Ø12	-108.00	41.60	-4121.43	-0.002022
14	Ø12	-108.00	124.80	-4281.35	-0.002399

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	29.592	102.80	-156.83
Cs	4.776	104.04	-158.15
T	30.510	-70.40	74.44

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{C,X} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{C,Y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**e<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**s<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**s<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : \underline{3.858} \text{ t}$$

$$M_{C,X} : \underline{-7.667} \text{ t-m}$$

$$M_{C,Y} : \underline{5.687} \text{ t-m}$$

$$C_c : \underline{29.592} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{4.776} \text{ t}$$

$$T : \underline{30.510} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{102.80} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-156.83} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{104.04} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-158.15} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-70.40} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{74.44} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0016}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0028}$$

$$s_{cmax} : \underline{208.31} \text{ kp/cm}^2$$

$$s_{smax} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$



#### 7.10.4. Columna Semicubierto.

Este elemento se diseñó y verificó según las especificaciones del reglamento CIRSOC 201/05, correspondiente a estructuras de hormigón.

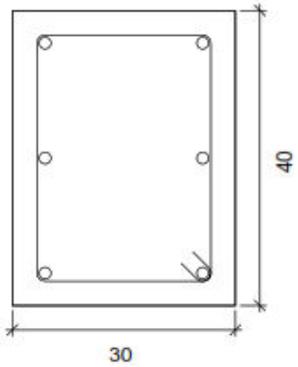
Datos del pilar																	
	Geometría																
	Dimensiones : 30x40 cm																
	Tramo : 0.000/8.000 m																
	Altura libre : 8.00 m																
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm																
Tamaño máximo de agregado : 15 mm																	
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Materiales</th> <th>Longitud de pandeo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Hormigón : H-25</td> <td>Plano ZX : 8.00 m</td> </tr> <tr> <td>Acero : ADN 420</td> <td>Plano ZY : 8.00 m</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <th>Armadura longitudinal</th> <th>Armadura transversal</th> </tr> <tr> <td>Esquina : 4Ø16</td> <td>Estribos : 1eØ6</td> </tr> <tr> <td>Cara Y : 2Ø16</td> <td>Separación : 19 cm</td> </tr> <tr> <td>Cuantía : 1.01 %</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Materiales	Longitud de pandeo	Hormigón : H-25	Plano ZX : 8.00 m	Acero : ADN 420	Plano ZY : 8.00 m			Armadura longitudinal	Armadura transversal	Esquina : 4Ø16	Estribos : 1eØ6	Cara Y : 2Ø16	Separación : 19 cm	Cuantía : 1.01 %	
Materiales	Longitud de pandeo																
Hormigón : H-25	Plano ZX : 8.00 m																
Acero : ADN 420	Plano ZY : 8.00 m																
Armadura longitudinal	Armadura transversal																
Esquina : 4Ø16	Estribos : 1eØ6																
Cara Y : 2Ø16	Separación : 19 cm																
Cuantía : 1.01 %																	

Ilustración 7.37 | Datos Columna Semicubierto.

#### 7.11. Union Viga-Columna.

Para materializar la unión de la viga metálica reticulada y la columna de hormigón armado, se diseñó un apoyo capaz de soportar las sollicitaciones existentes y, además, permite resolver la diferencia de ancho entre ambos elementos estructurales.

El dispositivo de apoyo está constituido por un perímetro de chapa de acero lisa laminada en caliente de 3/8" (9.52mm) de espesor que rodea por completo la parte superior de la columna de hormigón formando una especie de camisa, la cual esta coronada por una plataforma o tapa, del mismo material. Las dimensiones de dicha tapa incluyen las alas necesarias para cubrir el ancho de la viga metálica que se apoya sobre ella.

Para el elemento encargado de soportar los esfuerzos existentes en las alas se seleccionó un perfil ángulo de alas iguales de 6" (152.4mm) de lado y 7/16" (11.1mm) de espesor, los cuales se encuentran soldados tanto a la camisa como a la plataforma.

A continuación, se pueden apreciar las ilustraciones correspondientes al elemento anteriormente descrito y, además, un despiece que incluye las medidas de cada uno de los componentes constitutivos.



Ilustración 7.38 | Unión Viga-Columna.

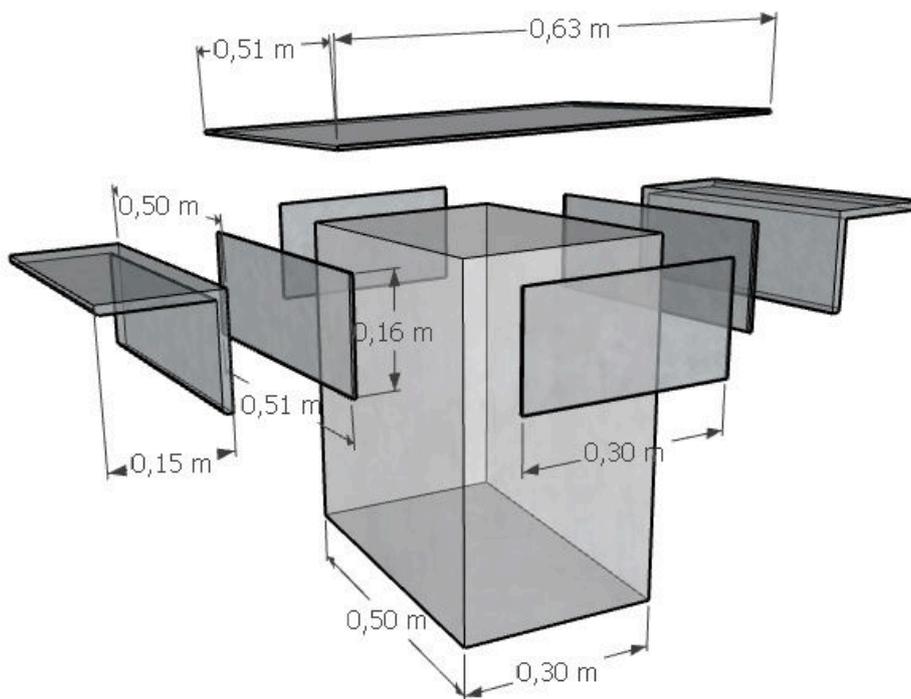


Ilustración 7.39 | Despiece Unión Viga-Columna.

### 7.11.1. Especificaciones técnicas de los materiales utilizados

Chapa de acero F24:

Las especificaciones de este material fueron desarrolladas anteriormente.

Perfil ángulo 6"x6"x7/16":

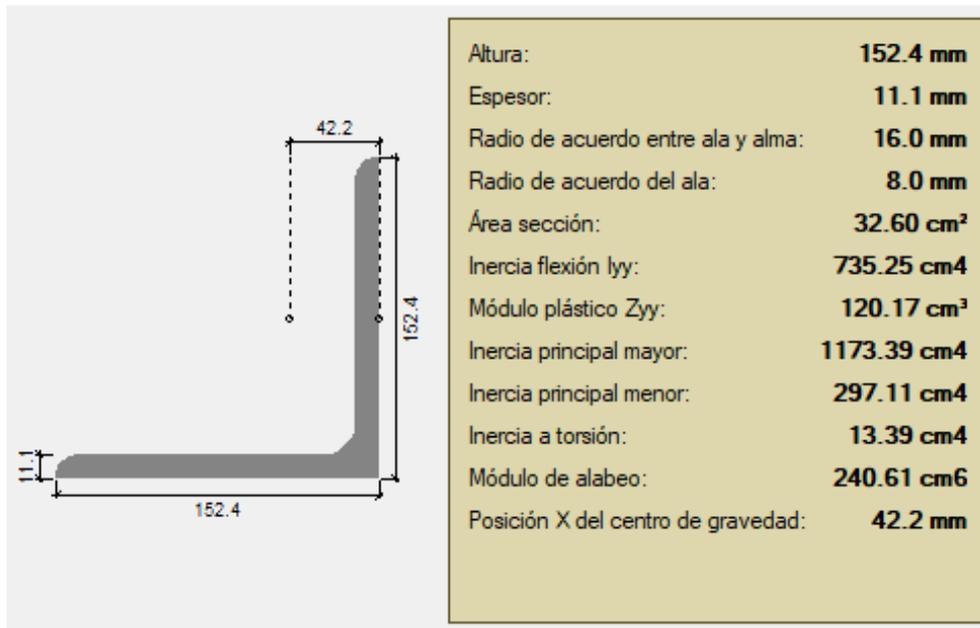


Ilustración 7.40 | Información Geométrica del Perfil "L".

### 7.11.2. Construcción y colocación del apoyo

La construcción del elemento se llevará a cabo en el obrador. Se comenzará cortando todos los elementos según las dimensiones especificadas mediante el uso de amoladora y disco de corte y luego, con la utilización de una matriz correspondiente, con el fin de evitar errores y asegurar la igualdad entre elementos se procede a unir cada una de las piezas utilizando la técnica de soldadura de filete.

Para la colocación del apoyo, se debe tener en cuenta que la columna posee una terminación en ángulo, que respeta la inclinación de las vigas y de la cual sobresale un hierro por lado perteneciente a la armadura de la misma, donde se le soldará una sección de varilla roscada, y allí se producirá la unión mediante tuerca y arandela.

### 7.11.3. Cálculos y verificaciones

A partir del análisis de cargas y funcionamiento del elemento de apoyo, se estableció la necesidad de realizar los siguientes cálculos y verificaciones:

- Determinación de las solicitaciones del apoyo
- Verificación de los perfiles ángulo.
- Verificación de las varillas roscadas.
- Verificación de las chapas de acero.
- Calculo y verificación de las uniones soldadas de cada elemento

### 7.11.4. Solicitaciones en el apoyo

Para la determinación de los esfuerzos transmitidos al apoyo desde las vigas, nos basamos en los datos proporcionados por el software CYPECAD 3D y mediante la



utilización de las hipótesis de combinación de cargas existentes en el reglamento CIRSOC 301, obtuvimos las situaciones más desfavorables:

Tabla 7.21 | Combinaciones de Carga en Apoyo Columna-Viga.

Esfuerzo axil N en cabeza de columna			Solicitaciones Resultantes			
			My (ton*m)	Mx (ton*m)	Vy (ton)	Vx (ton)
COMBINACIONES con V1	ton					
q1	1,4*D	11,09	0,08	0,01	0,13	0,03
q2=q5	1,2*D+0,5* <i>Lr</i>	11,56	0,09	0,01	0,15	0,03
q3	1,2*D+1,6* <i>Lr</i>	16,08	0,12	0,01	0,25	0,04
	1,2*D+1,6* <i>Lr</i> +0,8* <i>W</i>	12,11	0,90	0,28	0,77	0,58
q4	1,2*D+0,5* <i>Lr</i>	11,56	0,09	0,01	0,15	0,03
	1,2*D+1,5* <i>W</i> +0,5* <i>Lr</i>	4,12	1,54	0,52	1,44	1,08
q6	0,9*D	7,13	0,05	0,01	0,08	0,02
	0,9*D+ 1,5* <i>W</i>	-0,31	1,51	0,01	1,44	1,08

Los valores resaltados corresponden a los esfuerzos más desfavorables, los cuales fueron utilizados a la hora de realizar las verificaciones correspondientes.

#### 7.11.5. Análisis particular para el cálculo de perfiles ángulo

Diagrama estático:

El análisis del comportamiento estructural de los perfiles ángulo, se basó en la premisa de que en el sentido x, la viga transmite la carga de manera distribuida linealmente con un valor de 7.31t/m, mientras que perpendicularmente, en el sentido y, la carga se resume en una única puntual de 1.83t.

Debido a la unión soldada existente entre los perfiles y la camisa, se supone un empotramiento, lo cual permite que dicha unión pueda resistir y transmitir el momento generado por la excentricidad de cargas.

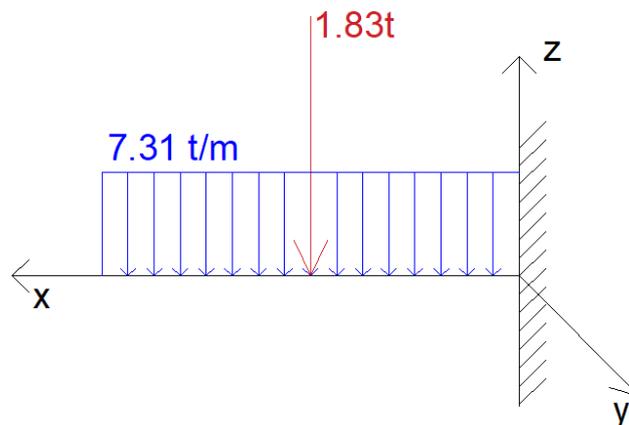


Ilustración 7.41 | Esquema Análisis Estático Apoyo.



El resultado del cálculo del sistema antes descrito se resume en los siguientes cuadros:

Tabla 7.22 | Resumen de Esfuerzos en Apoyo Columna-Viga.

<b>Solicitaciones en Perfil</b>		
<b>qu</b>	16,08	ton
<b>A</b>	0,22	m <sup>2</sup>
<b>Qu</b>	73,09	ton/m <sup>2</sup>
<b>qu1</b>	7,31	ton/m
<b>pu2</b>	1,83	ton
<b>Esfuerzos en Perfil</b>		
<b>Mu</b>	0,24	ton.m
<b>Vu</b>	3,00	ton
<b>Solicitaciones en union Perfil- Camisa</b>		
<b>Mu</b>	0,24	ton.m
<b>Nu</b>	3,00	ton
<b>Vuy</b>	1,44	ton
<b>T</b>	1,50	ton
<b>Esfuerzos en union Perfil- Camisa</b>		
<b>ru1</b>	2,08	ton
<b>Ru1= ru1 + Nu</b>	3,65	ton

#### 7.11.6. Verificaciones del perfil ángulo

Debido al funcionamiento de la unión viga-columna del análisis estático anteriormente realizado, los perfiles ángulo se comportan como barras sometidas a flexión y corte, por lo cual deben ser verificados a los siguientes estados límite de falla posible según el Capítulo F. "Vigas y otras barras en Flexión" del Reglamento CIRSOC 301:

- a.- Pandeo local del ala comprimida.
- b.- Plastificación del ala traccionada o comprimida.
- c.- Estado límite por acción del esfuerzo de corte.

##### 7.11.6.1. Pandeo local del ala comprimida

Para el estado límite de pandeo local, cuando la punta del ala del ángulo este comprimida, se deberán utilizar las siguientes expresiones



Cuando:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{240}{\sqrt{F_y}} \rightarrow M_n = 1.5 * F_y * S_c * (10^{-3})$$

Siendo:

$M_n$ : la resistencia nominal a flexión, en kNm.

$b$ : el ancho total del ala del ángulo comprimida, en cm.

$t$ : el espesor del ala del ángulo con la punta comprimida, en cm.

$S_c$ : el módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta comprimida, en  $cm^3$ .

$F_y$ : la tensión de fluencia especificada, en MPa.

Obteniendo:

$$\frac{152.4 \text{ mm}}{11.1 \text{ mm}} = 13.73 < \frac{240}{\sqrt{235 \text{ MPa}}} = 15.65$$

$$M_n = 1.5 * 235 \text{ MPa} * 64.68 \text{ cm}^3 * (10^{-3}) = 22.8 \text{ kNm}$$

#### 7.11.6.2. Plastificación del ala traccionada

Para el estado límite de plastificación, cuando la punta del ala del ángulo este traccionada, se debe utilizar la siguiente expresión:

$$M_n = 1.5 * M_y$$

Siendo:

$M_y$ : el momento elástico relativo al eje de flexión, en kNm.  $M_y = F_y * S_t * (10^{-3})$

Por lo tanto:

$$M_n = 1.5 * 235 \text{ MPa} * 64.68 \text{ cm}^3 * (10^{-3}) = 22.8 \text{ kNm}$$

#### 7.11.6.3. Estado limite por acción del esfuerzo de corte

La tensión elástica máxima de corte requerida, debida a la combinación crítica de cargas mayoradas deberá cumplir:

$$\tau_{maxu} \leq 0.6 * \phi_v * F_y \quad \text{con } \phi_v = 0.9$$

La tensión tangencial  $\tau_{maxu}$  se determinara por Jouraski para la acción del esfuerzo de corte, de la siguiente manera:

$$\tau_{maxu} = \frac{Q_u * S_x}{b * I_x} = \frac{1500 \text{ kg} * 64.68 \text{ cm}^3}{152.4 \text{ cm} * 715.82 \text{ cm}^4} = 129.4 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de diseño a corte



La resistencia de diseño al esfuerzo de corte del perfil seleccionado debe ser superior al valor de  $\tau_{maxu}$  antes obtenido según lo indica la expresión anterior.

Resulta:

$$R_d = 0.6 * \phi_v * F_y \quad \text{con } \phi_v = 0.9$$

$$R_d = 0.6 * 0.9 * 235MPa = 126.9MPa = 1294 \frac{kg}{cm^2} \gg \tau_{maxu}$$

Verificando el cálculo.

#### 7.11.6.4. Resistencia de diseño a flexión

La resistencia de diseño a flexión será menor o igual que el menor valor de  $\phi_b * M_n$ , con  $M_n$  determinado por la aplicación de las verificaciones a b y c con  $\phi_b = 0.9$

En nuestro caso, el estado limite predominante es el de pandeo lateral-torsional, por lo tanto:

$$R_d = \phi_b * M_n = 0.9 * 20.84kNm = 18.75kNm = 1.91tm$$

Nuestro estado tensional mayorado más desfavorable arroja un  $M_u=0.24tm$  por lo cual verifica el cálculo.

Diseño de la soldadura de los perfiles

Para la determinación de la longitud de soldadura necesaria se utilizaron los esfuerzos resultantes de corte y momento, los cuales deberán ser soportados por la unión.

Se adopta un  $d=0.6cm$  y una  $L=1cm$

$$R_u/R_d = 0.6 * (0.6 * 480 MPa) * (0.6cm * 1cm) * (10^{-1}) = 10.4kN/cml$$

$$\frac{(35.8 kN)}{10.4kN/cml} = 3.45 cm$$

La soldadura existente en la unión supera ampliamente la requerida.

#### 7.11.6.5. Verificación de las varillas roscadas

En este apartado, se procede a verificar el comportamiento de las varillas roscadas, encargadas de materializar la unión entre la columna de hormigón y el apoyo metálico. En el eje x, las varillas se encuentran uniendo la placa superior y la columna, mientras que en el eje y abarca además el perfil cuadrado correspondiente a la viga metálica.

Cabe aclarar que, a partir de las combinaciones de carga realizadas al inicio, se determinó que estos elementos en ninguna circunstancia contemplada se encuentran sometidos a tracción, por lo cual, solo se realizara la verificación correspondiente al estado ultimo de esfuerzo de corte.

Debido a la morfología del apoyo solo se puede alcanzar el estado ultimo de falla por corte del elemento roscado en el eje y, mientras que en el eje x para que pueda ser considerado dicho estado deberá fallar primeramente la camisa que rodea la columna.

A continuación, se presenta un esquema donde se muestran los esfuerzos intervinientes en el cálculo:

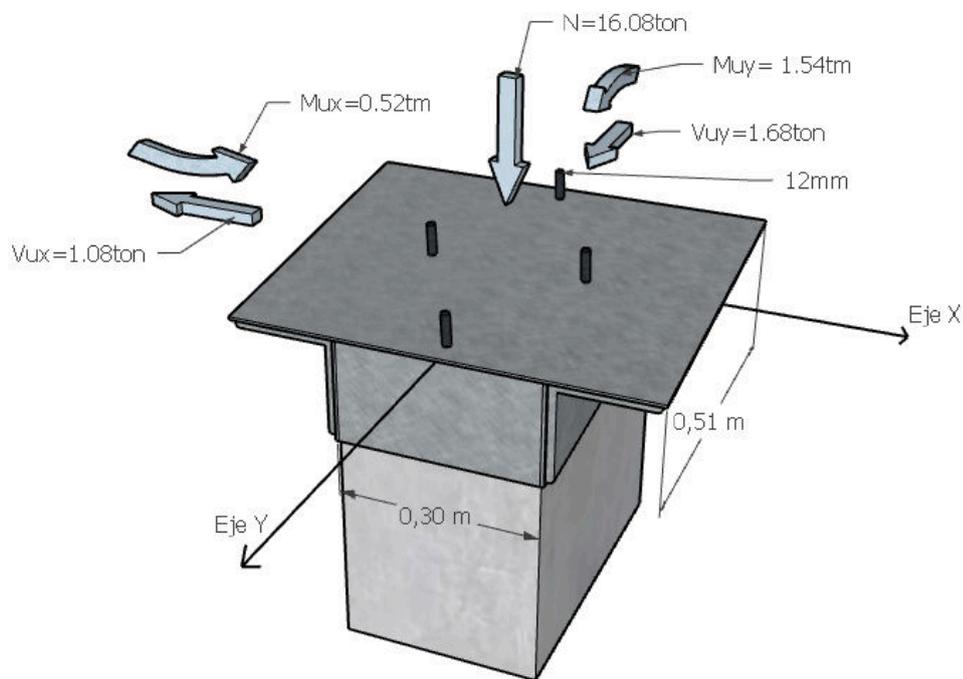


Ilustración 7.42 | Resumen Esfuerzos Apoyo Viga-Columna.

Para corroborar que las varillas roscadas no serán sometidas a tracción, se procede a descomponer los momentos existentes en el apoyo en función a su brazo de palanca correspondiente a la separación entre varillas, comparando los esfuerzos resultantes con el esfuerzo normal que contrarresta de forma gravitatoria las componentes ascendentes procedentes de dicha descomposición.

$$T_y = 1.54 \frac{tm}{0.42m} = 3.66 \text{ ton}$$

$$T_x = 0.52 \frac{tm}{0.22m} = 2.37 \text{ ton}$$



$$C = \frac{16.08 \text{ ton}}{4} = 4 \text{ ton}$$

Se puede apreciar que aun simplificando en partes iguales la distribución del esfuerzo normal N, es superior a cualquier carga anti gravitatoria, por lo cual no se presenta el fenómeno de tracción en las varillas.

Para proceder con la verificación del estado ultimo de corte, se inicia componiendo los esfuerzos en la dirección "XY", suponiendo el escenario más desfavorable:

$$V = \sqrt{(1.68 \text{ ton})^2 + (1.08 \text{ ton})^2} = 1.99 \text{ ton}$$

El esfuerzo V será absorbido por las dos barras dispuestas sobre el eje Y debiendo verificarse la siguiente ecuación:

$$R_u \leq R_d = \phi * F_v * A_b * m$$

$$\frac{1.99 \text{ ton}}{2} \leq 0.75 * \frac{140N}{\text{mm}^2} * 113.1 \text{ mm}^2 * 2$$

$$0.995 \text{ ton} \leq 2.4 \text{ ton}$$

Concluyendo que la resistencia de las varillas roscadas es suficiente para soportar las solicitaciones a las que estarán expuestas.

#### 7.11.6.6. Diseño de soldaduras en la Camisa

A partir de los esfuerzos de corte existentes en la parte superior de la columna C-37 se determinan las longitudes de soldaduras necesarias para verificar la unión de los elementos que componen la camisa.

Se adopta un d=0.6cm y una L=1cm

$$R_{uy}/R_d = 0.6 * (0.6 * 480 \text{ MPa}) * (0.6\text{cm} * 1\text{cm}) * (10^{-1}) = 10.4\text{KN}/\text{cml}$$

$$\frac{(16.5 \text{ KN})}{10.4\text{KN}/\text{cml}} = 1.58 \text{ cm}$$

$$R_{ux}/R_d$$

$$\frac{(10.6 \text{ KN})}{10.4\text{KN}/\text{cml}} = 1.01 \text{ cm}$$

Resulta entonces que la longitud de soldadura existente en la unión de los elementos es más que suficiente para soportar las solicitaciones a las que el elemento será expuesto.



### 7.11.7. Verificación de las chapas de acero

#### 7.11.7.1. Resistencia de diseño al aplastamiento en la chapa de los agujeros

Para finalizar con las verificaciones de los elementos componentes del apoyo, se debe asegurar que la chapa de acero laminado con la cual están fabricados los caños estructurales cuadrados, no sufra aplastamiento en la zona de los agujeros donde ubica la unión con las varillas roscadas.

La resistencia de diseño al aplastamiento dada por el Reglamento CIRSOC 301-EL es:

$$R_d = \phi * R_n \text{ con } \phi = 0.75$$

Siendo:

$R_n$ : resistencia nominal al aplastamiento de la chapa, en kN.

La resistencia nominal  $R_n$  será determinada de la siguiente manera:

Cuando la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio es una consideración de proyecto, es decir, la deformación no está permitida, se tiene:

$$R_{n1} = 1.2 * L_c * t * F_u * (10)^{-1}$$

$$R_{n2} = 2.4 * d * t * F_u * (10)^{-1}$$

Donde:

$F_u$ : resistencia a la tracción mínima especificada de la chapa, en MPa.

$d$ : diámetro de la barra, en cm.

$t$ : espesor de la parte conectada crítica, en cm.

$L_c$ : distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o el borde del material, en cm.

El análisis se debe realizar en el sentido del eje Y ya que presenta la situación más desfavorable, teniendo la menor distancia libre entre la barra y el borde del material.

Entonces:

$$R_{n1} = 1.2 * 3\text{cm} * 0.675\text{cm} * 370\text{MPa} * (10)^{-1} = 89.91\text{kN}$$

$$R_{n2} = 2.4 * 1.2\text{cm} * 0.675\text{cm} * 370\text{MPa} * (10)^{-1} = 71.93\text{kN}$$

La resistencia de diseño está limitada por  $R_{n2}$ , por lo tanto:

$$R_{d2} = 0.75 * 71.93\text{kN} = 53.95\text{kN}$$



Debido a que este estado limite se evalúa en condiciones de servicio, la resistencia de diseño debe ser mayor que el corte existente en el eje de análisis en las mismas condiciones.

#### 7.11.7.2. Esfuerzo de corte en estado de servicio

Se obtiene de la descomposición de la carga gravitatoria en la dirección de la inclinación de la cubierta, siendo:

$$V_s = 1.26t = 12.36kN$$

Como  $V_s < R_{d2}$  no se produce el aplastamiento de la chapa de los agujeros.

### 7.12. Fundaciones

Antes de encarar el proyecto de fundaciones de cualquier estructura, es necesario conocer los resultados del análisis de carga, es decir los esfuerzos que transmiten las columnas, y sus combinaciones, para los que dimensionaremos las zapatas.

#### 7.12.1. Predimensionado del área de la base

Como punto de partida, es necesario determinar la superficie requerida, a partir de la presión admisible del suelo, para el estado de carga de servicio  $S=D + L$ , en el cálculo del área se tiene en cuenta de manera aproximada el peso del suelo por encima de la base  $N_t$  y el peso de base  $N_g$  con el coeficiente  $\alpha$  cuyo valor está entre 1,1 y 1,25.

La carga de servicio que se presentan a continuación son calculadas por el software CypeCad3D a nivel del suelo, es decir, considera el peso de la estructura  $D$  y la sobrecarga  $L_r$  por encima de dicho nivel.

Tabla 7.23 | Resumen de Cargas para el Cálculo de Bases.

Hipótesis	N (ton)	My (ton*m)	Mx (ton*m)	Qy (ton)	Qx (ton)
<b>Peso Propio</b>	7,98	0,08	0,27	0,04	0
<b>Carga Muerta D</b>	2,48	0,05	0,31	0,05	-0,01
<b>Sobrecarga uso Lr</b>	4,11	0,09	0,52	0,09	-0,01
<b>Viento 1</b>	-4,96	-0,07	2,07	0,9	0
<b>Viento 2</b>	-3,53	-3,79	-5,11	-0,08	0,71

Se calculó e incorporó el peso de la viga y cerramiento entre los pórticos, dando un incremento a los valores antes dados.



$$(q \text{ viga} + q \text{ muro}) = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.3\text{m} * 0.4\text{m} + 1.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.2\text{m} * 3\text{m} = 0.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La distancia entre pórticos es de 6m.

$$p = \frac{0.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 6\text{m}}{2} = 2.84 \text{ ton}$$

Tabla 7.24 | Calculo Reacciones de Vinculo en Base de Columnas.

Reacciones de Vinculo	PD	PL	Ps	My	Mx
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton*m)	(ton*m)
	13,304	4,11	17,414	0,22	3,17

$$A_{req} = \alpha * \frac{D + L}{\sigma_{adm}}$$

$$A_{req} = 1.15 * \frac{(13.30 + 4.11)\text{ton}}{30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 0.67 \text{ m}^2$$

Se adopta finalmente  $a_y=2.2\text{m}$  y  $a_x=1.2\text{m}$

Además, se debe cumplir:

$$H \geq \frac{L_v}{2} = \frac{a_y - c_y}{4} = \frac{2.2\text{m} - 0.55\text{m}}{4} = 0.41\text{m}$$

Se adopta una altura de fundación  $H=0.4 \text{ m}$  por lo que quedan libre  $h=1.6\text{m}$ .

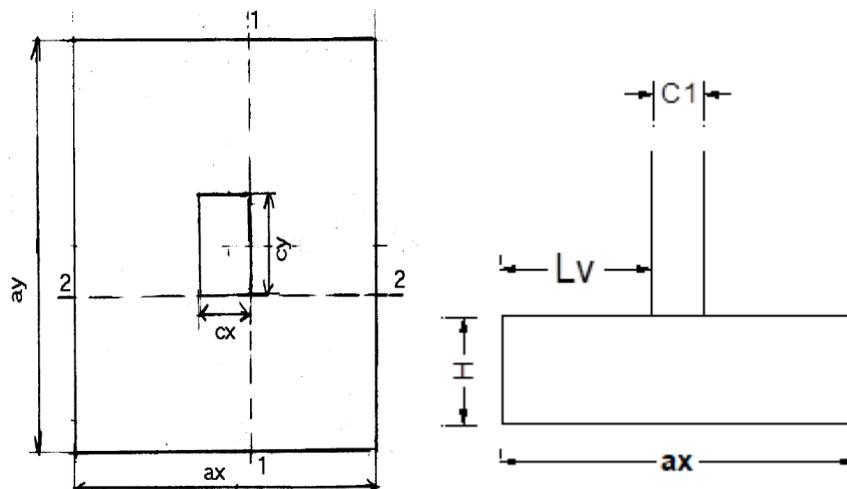


Ilustración 7.43 | Esquema Nomenclaturas Zapatas.



### 7.12.2. Verificación de tensiones en el terreno

Con las dimensiones establecidas se debe verificar la tensión real en el terreno, la que no debe superar la admisible ahora si teniendo en cuenta el peso del suelo por encima de la fundación y el peso propio de la misma.

$$P = (D + L) + Ng + Nt = ((13.30 + 4.11) + 3.35 + 6.66)ton = 27.42 ton$$

$$ey = \frac{My}{P} < ay/6 \quad \frac{0.22 tonm}{27.42ton} < \frac{2.2m}{6} \quad 0.008m < 0.37m$$

$$ex = \frac{Mx}{P} < ax/6 \quad \frac{3.17 tonm}{27.42ton} < \frac{1.2m}{6} \quad 0.116m < 0.20m$$

$$27.34 \frac{ton}{2.64m^2} + \frac{0.22 ton m}{\frac{1.2m * (2.2 m)^2}{6}} + \frac{3.17 ton m}{\frac{2.2m * (1.2 m)^2}{6}} < 30 \frac{ton}{m^2}$$

$$16.6 \frac{ton}{m^2} < 30 \frac{ton}{m^2}$$

$$27.34 \frac{ton}{2.64m^2} - \frac{0.22 ton m}{\frac{1.2m * (2.2 m)^2}{6}} - \frac{3.17 ton m}{\frac{2.2m * (1.2 m)^2}{6}} < 30 \frac{ton}{m^2}$$

$$4.2 \frac{ton}{m^2} < 30 \frac{ton}{m^2}$$

El cumplimiento de la condición de rigidez supone la adopción de una distribución uniforme de presiones en el suelo.

### 7.11.3. Verificación de la estabilidad

Para la verificación al vuelco deben considerarse las acciones que tiene a evitar el mismo, se suele afectar a los momentos estabilizantes de un coeficiente reductor de 0.9.

Debe cumplirse la siguiente relación en el punto A. para evitar problemas de vuelco.

$$\frac{(0.9 * M equilibrante)}{Mdesequilibrante} \geq 1.5$$

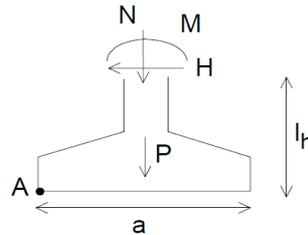


Ilustración 7.44 | Esquema Verificación Estabilidad de Bases.

A continuación, se tabulan los valores de cada fuerza y sus brazos palanca correspondiente.

Tabla 7.25 | Resumen Esfuerzos Estabilizantes.

Estabilizadoras			
Origen	Fuerzas	Brazo palanca	M
	(ton)	(m)	(ton*m)
Suelo 1	1,59	0,21	0,34
suelo 2	1,59	0,99	1,57
H°	3,27	0,60	1,96
Qy	3,92	1,60	6,27
Qx	0,71	1,60	1,14
Mx		5,11	
My		0,22	

Tabla 7.26 | Resumen Esfuerzos Desestabilizantes.

Desestabilizadoras			
Origen	Fuerzas	Brazo palanca	M
	(ton)	(m)	(ton*m)
Qx	-0,02	2,00	-0,04
Qy	-0,08	2,00	-0,16
Mx		-3,17	
My		-3,86	

$$\frac{M_{est}}{M_{desest}} = \frac{14.95 \text{ ton}}{7.23 \text{ ton}} > 1.5$$

$$2.07 > 1.5$$

#### 7.11.4. Dimensionado a flexión

El dimensionado de las armaduras a flexión se realizó en base al reglamento CIRSOC 201/05 correspondiente a una zapata excéntrica.

Es importante aclarar que tanto el peso propio de la base, como el peso del suelo por encima de la misma no deben considerarse en el dimensionado, ya que ambos Ng y Nt no producen flexión ni corte.



Los momentos para el diseño de las armaduras son calculados al filo de las columnas debido que en esta zona son máximos los valores.

Disposiciones reglamentarias del CIRSOC 201/05

Diámetro mínimo:  $\varnothing 10$

Separación máxima para losas, se sigue el lineamiento del art. 7.6.5 del CIRSOC 201/05, el cual establece lo siguiente. La separación "s" debe ser menor o igual que:

- 2.5 d (espesor total de la base)
- 25 veces el  $\varnothing$  menor de la armadura
- 30 cm

Recubrimiento mínimo inferior y lateral Según el art. 7.6.5 del CIRSOC 201/05, se debe adoptar 5 cm de recubrimiento para fundaciones.

Altura mínima de hormigón sobre la armadura inferior: 15 cm

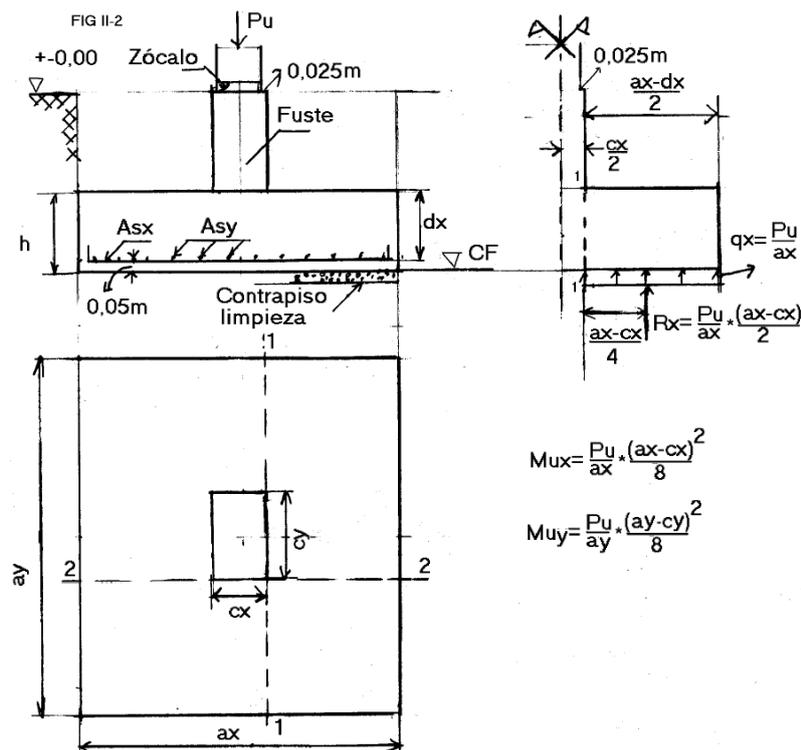


Ilustración 7.45 | Esquema para Dimensionado a Flexión.

A continuación, se explica el convenio adoptado para los momentos y sus armaduras a través de un ejemplo,  $M_{uy}$  que gira alrededor del eje X será utilizado para dimensionar la armadura en la dirección Y.



El análisis comienza determinando el área de aporte de la reacción del suelo “qu” para luego determinar el momento al filo de la columna mayorando el momento con un coeficiente de acciones de 1.5.

$$Ax = ay * \frac{ax - cx}{2} = 2.2m * \frac{1.2m - 0.35m}{2} = 0.94 m^2$$

$$Ay = ax * \frac{ay - cy}{2} = 1.2m * \frac{2.2m - 0.55m}{2} = 0.99 m^2$$

$$Mux = 1.5 * \left( \sigma_3 * Ax * \left( \frac{1}{2} * \frac{ax - cx}{2} \right) + (\sigma_3 - \sigma_1) * Ax * \left( \frac{2}{3} * \frac{ax - cx}{2} \right) \right)$$

$$Mux = 1.5 * \left( \frac{0.12MN}{m^2} * 0.94m^2 * \left( \frac{1}{2} * \frac{1.2m - 0.35m}{2} \right) + \frac{(0.17 - 0.12)MN}{m^2} * 0.94m^2 * \left( \frac{2}{3} * \frac{1.2m - 0.35m}{2} \right) \right) = 0.055 MNm$$

Se repite el procedimiento para la dirección Y:

$$Muy = 1.5 * \left( \sigma_3 * Ay * \left( \frac{1}{2} * \frac{ay - cy}{2} \right) + (\sigma_3 - \sigma_1) * Ay * \left( \frac{2}{3} * \frac{ay - cy}{2} \right) \right)$$

$$Muy = 1.5 * \left( \frac{0.12MN}{m^2} * 0.99m^2 * \left( \frac{1}{2} * \frac{2.2m - 0.55m}{2} \right) + \frac{(0.17 - 0.12)MN}{m^2} * 0.99m^2 * \left( \frac{2}{3} * \frac{2.2m - 0.55m}{2} \right) \right) = 0.111 MNm$$

Siendo:

$$Mnx = \frac{Mux}{\emptyset} = \frac{0.037}{0.9} = 0.061 MNm$$

$$Mny = \frac{Muy}{\emptyset} = \frac{0.075}{0.9} = 0.124 MNm$$

$$Kdx = \frac{dx}{\sqrt{\frac{Mnx}{ax}}} = \frac{0.35m}{\sqrt{\frac{0.041MNm}{2.2m}}} = 2.09 m/\sqrt{MN}$$

$$Kdy = \frac{dy}{\sqrt{\frac{Mny}{ay}}} = \frac{0.35m}{\sqrt{\frac{0.083MNm}{1.2m}}} = 1.09 m/\sqrt{MN}$$



De la tabla correspondiente del reglamento CIRSOC 201/05, se obtiene un  $K_e=24.301$  al ingresar con el valor del coeficiente  $K_d$  para un hormigón de calidad H-25 se obtiene:

$$A_{sx} = K_e * \frac{M_{nx}}{d_x} = 24.301 * \frac{0.061MNm}{0.35m} = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = K_e * \frac{M_{ny}}{d_y} = 24.301 * \frac{0.0124MNm}{0.35m} = 10.03 \text{ cm}^2$$

A continuación, se determina la armadura mínima dispuesta por el reglamento CIRSOC 201/05 en el Art. 7.12.

$$A_{sx \text{ min}} = 0.0018 * a_y * H = 0.0018 * 2.2m * 0.4m = 15.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy \text{ min}} = 0.0018 * a_x * H = 0.0018 * 1.2m * 0.4m = 8.64 \text{ cm}^2$$

$$s \leq 2.5 * 040cm = 100cm$$

$$s \leq 25 * 1.6cm = 40cm$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Para todos los casos se verifica la separación menor que 30cm.

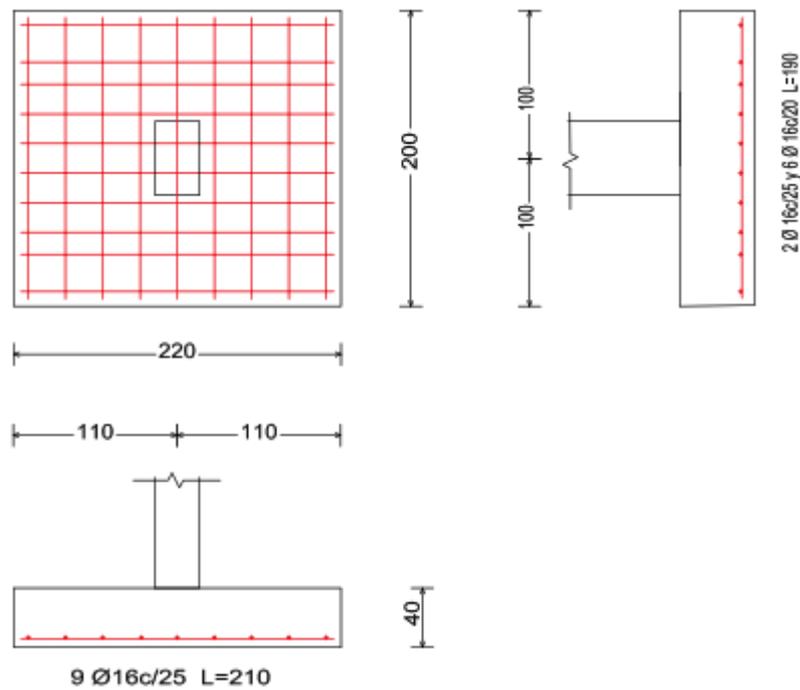


Ilustración 7.46 | Distribución Armaduras Zapata 36.

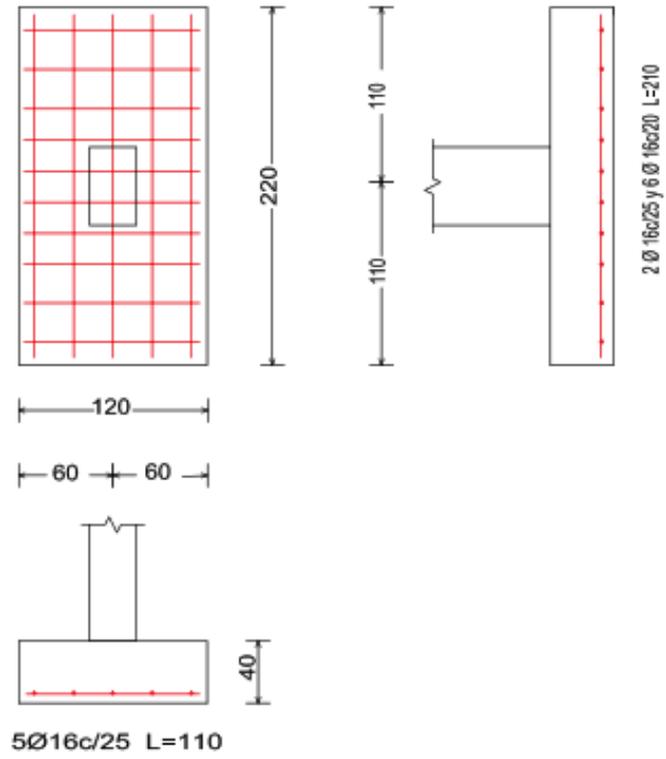


Ilustración 7.47 | Distribución Armaduras Zapata 37.

La armadura de la viga de encadenado inferior se dimensiona del mismo modo que para zapatas.

Tabla 7.27 | Resumen Calculo Armadura Viga de Encadenado Inferior V1.

Armadura Encadenado Inferior V1			
Mn	Kd	Ke	As
(MN*m)	(m/√MN)	(cm <sup>2</sup> /MN)	cm <sup>2</sup>
0,066	0,744	24,766	5,982

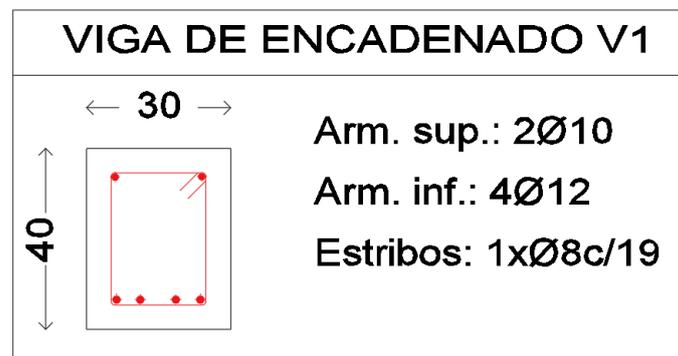


Ilustración 7.48 | Dimensiones y Distribución Armaduras Viga de Encadenado V1.

### 7.11.5. Verificación al Corte y Punzonado

Corte en una dirección (esquema correspondiente a una base centrada-ídem medianera/esquina)



Se debe evaluar la dirección más desfavorable según lo dispuesto por el CIRCOS 201-2005 Capitulo 11

A continuación, se presentan los esfuerzos de servicios al nivel del tronco de columna.

Tabla 7.28 | Resumen Esfuerzos de Servicio Base de Columna.

pu	MyD	MxD	MyLr	MxLr
ton	ton*m	ton*m	ton*m	ton*m
22,54	0,13	0,58	0,09	0,52

Se determinaron los módulos resistentes a la flexión para ambos ejes.

Tabla 7.29 | Resumen Módulos Resistentes Ambos Ejes.

$Wy=(ax*ay^2)/6$	$Wx=(ay*ax^2)/6$
m3	m3
0,97	0,53

Ahora se calcula la reacción del suelo qu en KN/m2 utilizando la ecuación de Navier para posteriormente determinar el esfuerzo requerido de corte Vu.

$$qu = \frac{22.54 \text{ ton}}{2.64 \text{ m}^2} + 1.2 * \left( \frac{0.13}{0.97} + \frac{0.58}{0.53} \right) \left( \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) + 1.6 * \left( \frac{0.09}{0.97} + \frac{0.52}{0.53} \right) \left( \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$qu = 11.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

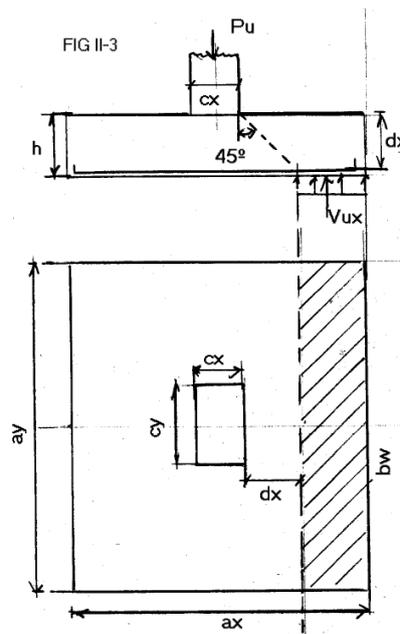


Ilustración 7.49 | Esquema para Verificación a Corte en Zapatas.



Para la verificación que establece el CIRSOC 201/05 los esfuerzos  $V$  se determinan en un plano situado a una distancia  $d$  del filo de columna.

$$V_{ux} = qu * \left( \frac{ax - cx}{2} - d \right) * ay$$

$$V_{ux} = 0.111 \frac{MN}{m^2} * \left( \frac{1.2 m - 0.35 m}{2} - 0.35 m \right) * 2.2 m = 0.018 MN$$

$$V_{uy} = qu * \left( \frac{ay - cy}{2} - d \right) * ax$$

$$V_{uy} = 0.111 \frac{MN}{m^2} * \left( \frac{2.2 m - 0.55 m}{2} - 0.35 m \right) * 1.2 m = 0.064 MN$$

Tanto  $V_{ux}$  como  $V_{uy}$  deben ser resistidos por el aporte del hormigón  $V_c$  que como puede verse al hormigón le sobra capacidad para resistir los esfuerzos transmitidos por la estructura.

$$\emptyset * V_c = 0.75 * \left( \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * d * ax \right) = 0.75 * \left( \frac{1}{6} * \sqrt{25 MN} * 0.35 m * 1.2 m \right)$$

$$\emptyset * V_c = 0.26 MN$$

Corte en dos direcciones (punzonado) (esquema correspondiente a una base centrada)

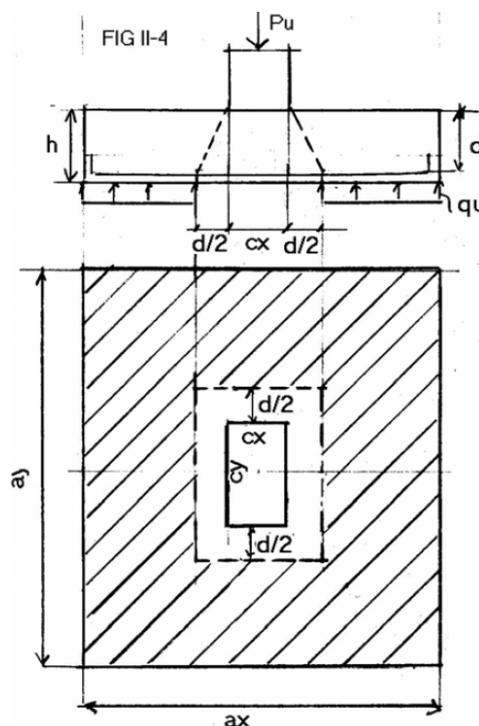


Ilustración 7.50 | Esquema para Verificación a Punzonado en Zapatas.



Se determina el área de aporte de la reacción del suelo que para luego calcular el esfuerzo requerido  $V_u$ .

$$A_{crit} = ax * ay - (cx + d * cy + d)$$

$$A_{crit} = 1.2 * 2.2 \text{ m}^2 - (0.35 + 0.35 * 0.55 + 0.35) \text{ m}^2 = 1.62 \text{ m}^2$$

$$V_u = q_u * A_{crit} = 0.111 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} * 1.62 \text{ m}^2 = 0.18 \text{ MN}$$

El esfuerzo de corte para el punzonado ya no se determina en un plano como la verificación como viga, sino que se lo hace para un perímetro crítico.

$$b_{criti} = 2 * (cx + d) + 2 * (cy + d)$$

$$b_0 = 2 * (0.35 + 0.35)m + 2 * (0.55 + 0.35)m = 3.2m$$

Como  $\beta = 2.2m/1.2m = 1.83 < 2$  se utiliza la expresión siguiente que proporciona el CIRSOC 201-2005.

$$\phi * V_c = 0.75 * \left( \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * d * b_0 \right)$$

$$\phi * V_c = 0.75 * \left( \frac{1}{3} * \sqrt{25 \text{ MN}} * 0.35m * 3.2m \right) = 1.4 \text{ MN}$$

#### 7.11.6. Verificación al aplastamiento

La transmisión de la totalidad de la carga a través del área de contacto determinada por la sección transversal de la columna y la base, determina la necesidad de evaluar la posibilidad de aplastamiento del hormigón.

Resulta frecuente que la capacidad resistente del hormigón de la base sea inferior que la requerida para el hormigón de la columna. El hormigón adyacente a la zona de contacto brinda apoyo al área cargada, generándose un estado de compresión que debe ser verificado.

La tensión de aplastamiento generada en el hormigón no debe superar la permitida.

Se debe cumplir:

$$\phi * P_n = 0,85 * f'_c * A_1 * \sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2 * 0,85 * f'_c * A_1$$

$$\text{Como } \left( \sqrt{\frac{220 * 120 \text{ cm}^2}{35 * 55 \text{ cm}^2}} \right) > 2$$

$$0.65 * 0.85 * \frac{250 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} * (35 * 55 \text{ cm}^2) * 2 \leq 0.65 * 2 * 0.85 * \frac{250 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} * (35 * 55 \text{ cm}^2)$$



$$532 \text{ ton} = 532 \text{ ton}$$

Ø: 0,65

A1: área de la columna cargada

A2: área de la base inferior de la mayor pirámide, cono truncado o cuña que queda contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada, y pendientes laterales de 1 en vertical y 2 en horizontal.

Si  $\sqrt{(A_2/A_1)} > 2$  se toma este último valor

### 7.11.7. Control de Fisuración

El control de las fisuras depende de:

- La separación de las armaduras
- El recubrimiento libre Cc
- La tensión de trabajo fs (se estima 60 % de la de fluencia: fs=60% fy)

La separación máxima de la armadura más cercana a la superficie traccionada debe ser:

$$S \text{ (mm)} \leq (95000 / fs \text{ MN/mm}^2) - 2.5 Cc \text{ (mm)} \quad \text{o} \quad S \text{ (mm)} \leq 300 * (252 / fs \text{ MN/mm}^2)$$

Se toma el menor de los dos valores obtenidos como determinante.

Tabla 7.30 | Control de Fisuración.

Control de Fisuración					
fs	Recubrimiento C	s1	s2	s adop. p/ flexión	
MN*m2	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
252	50	252	300	150	<b>Verifica</b>

### 7.11.8. Anclaje de la armadura

El artículo 12 del CIRSOC 201/05 establece las condiciones a cumplir para el anclaje de una armadura.

La sección crítica a verificar para el esfuerzo de tracción es la misma que se utiliza para el cálculo del momento flector mayorado. La expresión a utilizar es, según Art 12.2.3

$$l_d = \left[ \frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b$$



En la cual se debe adoptar  $(Cb + Ktr)/db \leq 2.5$ , dado que si se adopta mayor a 2.5 se puede presentar una falla por arrancamiento y es poco probable que un aumento del recubrimiento, a de la armadura transversal, incremente la capacidad de anclaje.

En la expresión (12-1) el valor de  $c_b$  se debe adoptar como el menor valor entre la distancia desde el eje de una barra o alambre a la superficie del hormigón más próxima, o la mitad de la separación entre los ejes de las barras que se están anclando y el valor de  $K_{tr}$  se debe obtener de la expresión.

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10 s n}$$

Siendo:

$n$ : el número de barras a alambres que están siendo anclados a lo largo del plano de figuración.

La constante  $l_d$  de la expresión tiene dimensión de MPa.

El valor de  $K_{tr}$  se puede adoptar igual a 0 como una simplificación de diseño aun en el caso de la existencia de armadura transversal. Para nuestro caso adoptamos  $K_{tr}=0$

En las tablas siguientes se determinan los parámetros que intervienen en la ecuación antes mencionada.

Tabla 7.31 | Parámetros Anclaje Zapata-Columna.

Anclaje Zapata - Columna				
$\psi_t$	$\psi_e$	$\psi_s$	$\lambda$	$l_d$
(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
1	1	0,8	1	0,24

Debido a las diferencias en las solicitaciones en las columnas del pórtico de estudio fue necesario calcular también la zapata 36, para la cual se presenta tabulado las dimensiones finales, armaduras y el resto de verificaciones que debió cumplir.

Tabla 7.32 | Dimensiones Zapata N°36.

Dimensiones Zapara 36			
$a_x$	$a_y$	$h$	$d$
(m)	(m)	(m)	(m)
2,00	2,20	0,40	0,35



Adoptadas las dimensiones finales de las bases se debe corroborar que la combinación de las tensiones transmitidas al suelo no sea mayor que la capacidad portante del suelo.

$$16.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Tabla 7.33 | Armadura a Flexión Zapara N°36.

Armadura a Flexión			
Asy		Asx	
(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )	
15,84	8 bd 16 mm c/25 cm	14,49	6 bd 16 mm cada 20 cm, 4 bd 16 mm cada 25 cm

Tabla 7.34 | Verificación al Corte Zapata N°36.

Verificación al Corte				
Corte en una dirección			Corte en 2 direcciones	
(MN)	(MN)	(MN)	(MN)	(MN)
Rd	Vux	Vuy	Rd	Vu
0,44	0,055	0,040	1,85	0,16

Tabla 7.35 | Resumen Parámetros de Control Zapata N°36.

Controles		
Fisuración	Long Anclaje	M equi/M desq > 1,5
(mm)	(m)	(-)
150	0,24	2,82

Para finalizar el análisis de las fundaciones del pórtico principal fue necesario diseñar las zapatas que soportan el peso del muro perimetral además del peso de la viga de encadenado.

Tabla 7.36 | Dimensiones Zapatas Tipo 4.

Dimensiones Zapatas Tipo 4			
ax	ay	h	d
(m)	(m)	(m)	(m)
1,00	1,00	0,30	0,25

Adoptadas las dimensiones finales de las bases se debe corroborar que la combinación de las tensiones transmitidas al suelo no sea mayor que la capacidad portante del suelo.



$$9.78 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Tabla 7.37 | Armadura a Flexión Zapatas Tipo 4.

<b>Armadura a Flexión Zapatas Tipo 4</b>			
<b>Asy</b>		<b>Asx</b>	
<b>(cm<sup>2</sup>)</b>		<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	
<b>5,40</b>	5 bd 12 mm c/20 cm	<b>5,40</b>	5 bd 12 mm c/20 cm

Tabla 7.38 | Verificación al Corte Zapatas Tipo 4.

<b>Verificación Al Corte Zapatas Tipo 4</b>				
<b>Corte en una dirección</b>			<b>Corte en 2 direcciones</b>	
<b>(MN)</b>	<b>(MN)</b>	<b>(MN)</b>	<b>(MN)</b>	<b>(MN)</b>
<b>Rd</b>	<b>Vux</b>	<b>Vuy</b>	<b>Rd</b>	<b>Vu</b>
0,16	0,007	0,002	0,99	0,02

Tabla 7.39 | Resumen Parámetros de Control Zapatas Tipo 4.

<b>Controles</b>		
<b>Figuración</b>	<b>Long Anclaje</b>	<b>M equi/M desq &gt; 1,5</b>
<b>(mm)</b>	<b>(m)</b>	<b>(-)</b>
150	0,24	20,90

En cuanto a la sala de máquinas se procedió de igual manera obteniendo los siguientes resultados.

Tabla 7.40 | Dimensiones Zapatas de Sala de Máquinas.

<b>Dimensiones Sala de Maquinas</b>			
<b>ax</b>	<b>ay</b>	<b>h</b>	<b>d</b>
<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>
1,00	1,00	0,30	0,25

Adoptadas las dimensiones finales de las bases se debe corroborar que la combinación de las tensiones transmitidas al suelo no sea mayor que la capacidad portante del suelo.

$$14.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Tabla 7.41 | Armadura a Flexión Zapatas Sala de Máquinas.

Armadura a Flexión			
Asy		Asx	
(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )	
5,40	5 bd 12 mm c/20 cm	5,40	5 bd 12 mm c/20 cm

Tabla 7.42 | Verificación al Corte Zapatas Sala de Máquinas.

Verificación al corte				
Corte en una dirección			Corte en 2 direcciones	
(MN)	(MN)	(MN)	(MN)	(MN)
Rd	Vux	Vuy	Rd	Vu
0,16	0,007	0,007	0,96	0,03

Tabla 7.43 | Resumen Parámetros de Control Zapatas Sala de Máquinas.

Controles		
Figuración	Long Anclaje	M equi/M desq > 1,5
(mm)	(m)	(-)
150	0,24	34,97

Tabla 7.44 | Resumen Calculo Armadura Viga de Encadenado Inferior V2.

Armadura Encadenado Inferior V2			
Mn	Kd	Ke	As
(MN*m)	(m/√MN)	(cm <sup>2</sup> /MN)	(cm <sup>2</sup> )
0,136	0,425	28,038	10,881

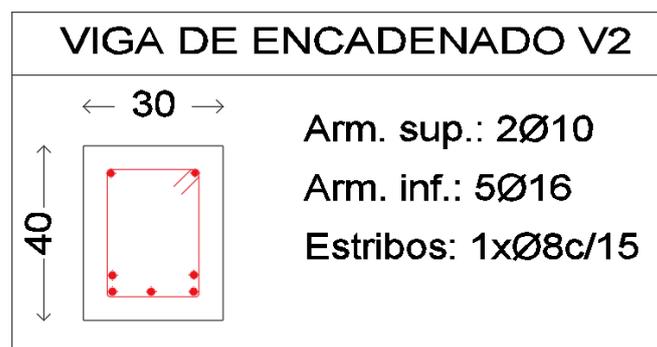


Ilustración 7.51 | Dimensiones y Distribución Armaduras Viga de Encadenado V2.

Además, se dimensionó las zapatas del semicubierto las cuales se presentan a continuación.

Tabla 7.45 | Dimensiones Zapatas Semicubierto.

Dimensiones Zapatas Semicubierto			
ax	ay	h	d
(m)	(m)	(m)	(m)
1,00	2,20	0,40	0,35



Adoptadas las dimensiones finales de las bases se debe corroborar que la combinación de las tensiones transmitidas al suelo no sea mayor que la capacidad portante del suelo.

$$16.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Tabla 7.46 | Armadura de Flexión Zapatas Semicubierto.

Armadura a Flexión			
Asy		Asx	
(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )	
7,20	9 bd 16 mm c/10 cm	10,80	15 bd 12 mm c/ 15cm

Tabla 7.47 | Verificación al Corte Zapatas Semicubierto.

Verificación al corte				
Corte en una dirección			Corte en 2 direcciones	
(MN)	(MN)	(MN)	(MN)	(MN)
Rd	Vux	Vuy	Rd	Vu
0,22	0,020	0,160	1.80	0,39

Tabla 7.48 | Resumen Parámetros de Control Zapatas Semicubierto.

Controles		
Figuración	Long Anclaje	M equi/M desq>1,5
(mm)	(m)	(-)
150	0,24	1,55

Tabla 7.49 | Resumen Calculo Armadura Viga de Encadenado Inferior V3.

Armadura Encadenado Inferior V3			
Mn	Kd	Ke	As
(MN*m)	(m/ $\sqrt{\text{MN}}$ )	(cm <sup>2</sup> /MN)	cm <sup>2</sup>
0,015	1,114	24,766	1,498

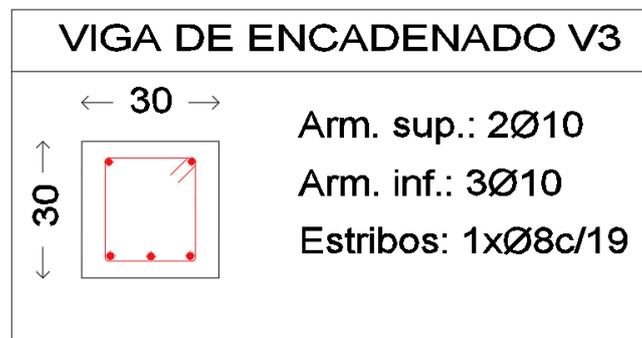


Ilustración 7.52 | Dimensiones y Distribución Armaduras Viga de Encadenado V3.



## 7.12. Diseño de Unión Soldada

Para el dimensionado de una unión se eligió proyectar y verificar la soldadura de los elementos más solicitados de la viga del pórtico principal como también la del semicubierto. Para dar inicio al análisis se requiere conocer el esfuerzo predominante en la unión que se obtuvo del software CypeCad3D al determinar el elemento con el mayor porcentaje de aprovechamiento.

Ventajas y Desventajas de uniones soldadas.

- Las estructuras soldadas resultan en general más livianas que las abulonadas por la eliminación de los medios de unión y de chapas auxiliares muchas veces necesarias en ellas. Esto también simplifica el detallado de las estructuras.
- No hay disminución de sección resistente a tracción y corte como en las uniones abulonadas por la presencia de agujeros.
- En muchas situaciones las uniones y empalmes pueden ser realizadas en forma más simple.
- En estructuras continuas es mucho más sencillo lograr la continuidad que con uniones abulonadas.
- Cuando la posición de soldado es cómoda se pueden ejecutar uniones en obra permitiendo mayor tolerancia en el montaje que con uniones abulonadas.
- Como inconveniente, en uniones que no deben transmitir momento (articulaciones) resulta más difícil evitar los momentos secundarios, debiendo para ello proyectar cuidadosamente la unión.
- Es necesaria mano de obra especialmente capacitada.
- Las uniones soldadas generan tensiones residuales al enfriarse, por lo que deben ser cuidadosamente proyectadas y ejecutadas para reducir dichas tensiones.

Se ha seleccionado para nuestro proyecto realizar soldaduras de filetes que al ser sometidas a fuerzas hasta su rotura fallan por corte según un plano aproximadamente a 45° a través de la garganta. Es por ello que se toma el área de ese plano como área efectiva.

Especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-EL (Sección J.2.2)

Las especificaciones más importantes son:

- el Área efectiva ( $A_w$ ) de la soldadura es el producto del espesor efectivo de garganta ( $e_g$ ) por la longitud efectiva del filete ( $L_e$ )  $A_w = e_g \cdot L_e$



- el espesor efectivo de garganta es la distancia más corta entre la raíz y la cara teórica del filete en una representación esquemática de la sección transversal de la soldadura. (en el caso de soldaduras ejecutadas por el proceso de arco sumergido se toma un valor mayor)
- la longitud efectiva es la longitud total del eje del filete de dimensiones uniformes incluidos los retornos. Para filetes curvos se medirá a lo largo de la línea central de la garganta efectiva.
- El lado (cateto) mínimo (d) del filete será:

≥ al necesario según cálculo.

≥ a los valores indicados en la Tabla J.2-4 en función del espesor más grueso de las chapas unidas.

Los valores indicados han sido obtenidos experimentalmente y proveen un cierto margen para las tensiones no calculadas que se originan durante la fabricación, manipuleo, transporte y montaje

Tabla 7.50 | Tabla j.2.4. Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete.

Espesor del Material Unido más Grueso (mm)	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete (a) (mm)
Hasta 6	3
Más de 6 hasta 13	5
Más de 13 hasta 19	6
Más de 19	8

(a) Lado del filete. Debe hacerse de una sola pasada.  
(b) Ver la Sección J.2.2(b) para el lado máximo del cordón de filete.

Para un espesor de 6.35mm se adopta como  $d_{\min} = 5\text{mm}$ .

El **lado (cateto) máximo (d)** del filete para cordones a lo largo de bordes será:

- (espesor del material) si el espesor es  $\leq 6\text{mm}$
- (espesor del material menos 2mm) si el espesor  $> 6\text{mm}$

Esta especificación busca permitir el control de la dimensión del filete, para nuestro caso se adopta un  $d = 6\text{mm}$ .



### 7.12.1. Resistencia de diseño de uniones soldadas

- **Viga Principal**

El esfuerzo predominante en este tipo de estructura es el esfuerzo axial, el cual es para nuestro caso de 13.5 ton o su equivalente de 133 KN de compresión.

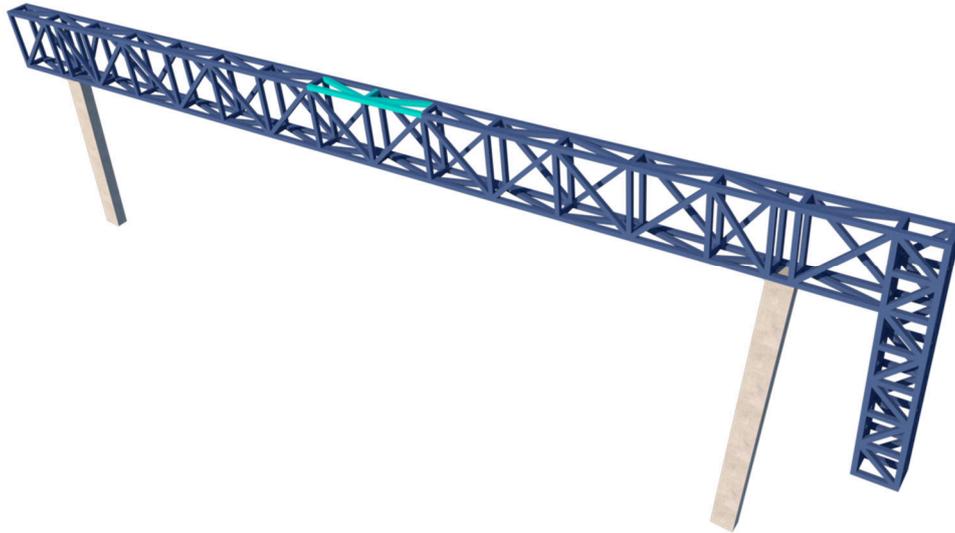


Ilustración 7.53 | Unión más Solicitada Viga Principal.

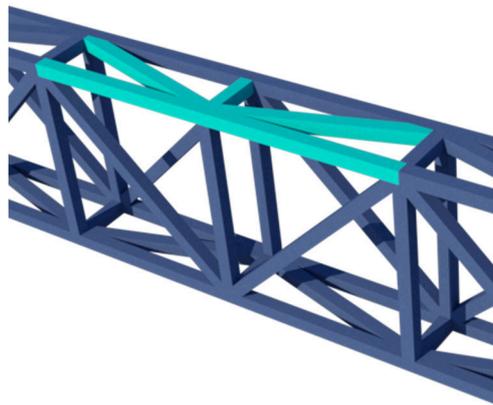


Ilustración 7.54 | Acercamiento Unión más Solicitada Viga Principal.

Según la Sección J.2.4.: la resistencia de diseño de la soldadura será el menor valor de

$$\phi * F_{BM} * A_{BM} * (10^{-1}) = \phi * (0.6 * F_{exx}) * (d * L) * (10^{-1})$$

Donde:

$F_{BM}$  = Resistencia nominal del metal base. (MPa)

$F_w$  = Resistencia nominal (a rotura por tracción) del electrodo. (MPa)



$A_{BM}$  = área de la sección transversal efectiva del material base. (cm<sup>2</sup>)  $A_w$  = área efectiva de la soldadura. (cm<sup>2</sup>)

$\phi$  = factor de resistencia.

Los valores de  $\phi$ ,  $F_{BM}$ ,  $F_w$ , y el estado límite determinante para cada tipo de soldadura y esfuerzo se dan en la Tabla de la **Figura 2-33** que reproduce la Tabla J.2-5 del Reglamento.

Los valores de  $\phi$ ,  $F_{BM}$ ,  $F_w$ , y el estado límite determinante para cada tipo de soldadura y esfuerzo se dan en la Tabla J.2-5 del Reglamento.

Tabla 7.51 | Fragmento Tabla j.2.5.

Tipo de fuerza (a)	Material	Factor de Resistencia $\phi$	Resistencia Nominal $F_{BM}$ o $F_w$	Nivel de Resistencia Requerida del material de aporte (b,c)
<b>Soldaduras de Filete</b>				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,60	0.60F <sub>EXX</sub>	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la Del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (d)	Base	0,90	F <sub>y</sub>	
<p>(a) Para la definición del área efectiva, Ver Sección J.2.            (b) Para el material de aporte compatible, ver Tabla 3.1, de AWS D1.1-98.(Recomendación CIRSOC 304-2000)            (c) Se permitirá metal de aporte con una resistencia mayor en un nivel que el metal de aporte compatible.            (d) Los cordones de filete y de penetración parcial que unen los elementos componentes de barras armadas, como una unión de ala y alma, podrán ser dimensionadas sin considerar la tensión de tracción o compresión en aquellos elementos, paralelos al eje de las soldaduras.            (e) El cálculo de los materiales unidos está gobernado por las Secciones J.4, y J.5.</p>				

Se utilizará una resistencia del electrodo F<sub>exx</sub>=480 MPa y se propone la longitud necesaria para cubrir con los requerimientos estructurales.

$$Rd = 0.6 * (0.6 * 480 MPa) * (0.6cm * 1cm) * (10^{-1}) = 10.4 KN/cmL$$

$$Pu/Rd = 135KN/(10.4KN/cmL) = 12.98 cm$$

Por lo que serán necesarios aproximadamente 13 cm de cordón de soldadura para que la unión resista los esfuerzos actuantes.

- **Cabriada**

Ahora, se determinará la longitud de soldadura necesaria para la unión más exigida del pórtico semicubierto, para lo cual se adoptó el mismo ancho “d” debido a que se realizan de igual modo que la unión anterior, el esfuerzo utilizado es de 7.06 ton o su equivalente de 69.32 KN de compresión.

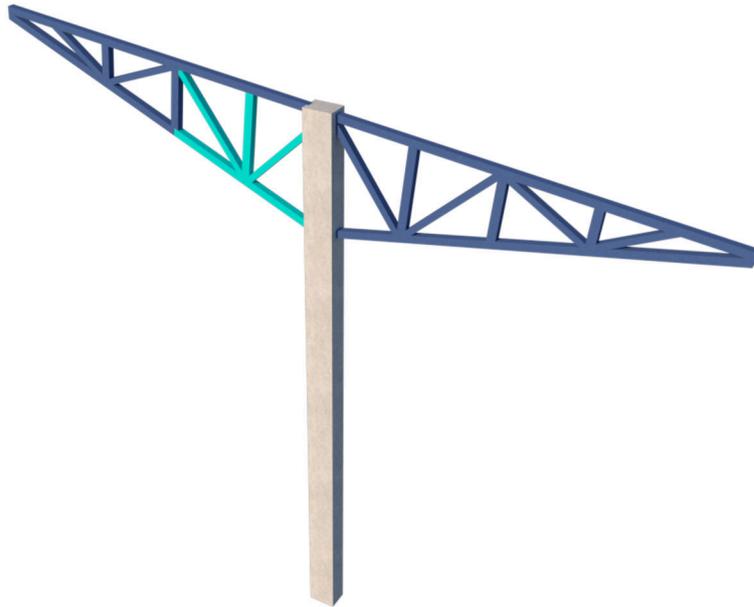


Ilustración 7.55 | Unión más Solicitada Cabriada.

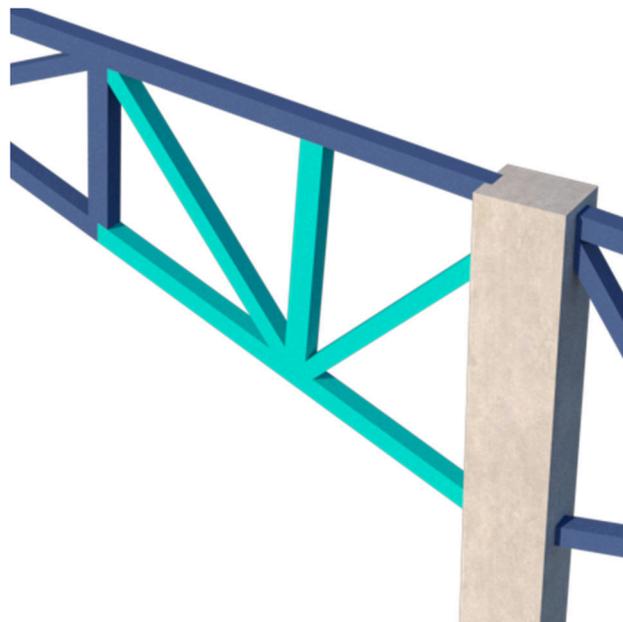


Ilustración 7.56 | Acercamiento Unión más Solicitada Cabriada.

$$R_d = 0.6 * (0.6 * 480 \text{ MPa}) * (0.6 \text{ cm} * 1 \text{ cm}) * (10^{-1}) = 10.4 \text{ KN/cmL}$$

$$P_u/R_d = 69.32 \text{ KN} / (10.4 \text{ KN/cmL}) = 6.66 \text{ cm}$$

Por lo que serán necesarios aproximadamente 7 cm de cordón de soldadura para que la unión resista los esfuerzos actuantes.



## 7.13. Deformaciones Admisibles

El análisis de las deformaciones de la estructura debido a las solicitaciones en estado de servicio es de suma importancia, ya que de esto depende su correcto funcionamiento, desde el punto de vista estructural, su aspecto, mantenimiento, confort y seguridad de los usuarios.

Para asegurar una adecuada condición de servicio se deben limitar las deformaciones verticales y laterales, los desplazamientos laterales y vibraciones de los elementos estructurales y por consecuencia la estructura en general.

Para comprobar las condiciones de servicio, es necesario considerar las acciones nominales, es decir, utilizar las cargas sin la intervención de las combinaciones de mayoración.

Cabe aclarar que, ante la imposibilidad del software para la incorporación de muros y tabiques a la geometría del edificio, no se tuvo en cuenta su aporte para el control de las deformaciones.

A continuación, se exponen las gráficas de deformaciones y desplazamientos extraídas de CYPE3D, correspondientes a las cargas gravitatorias y su interacción con las hipótesis de viento, descritas en apartados anteriores.

### 7.13.1. Viga Principal

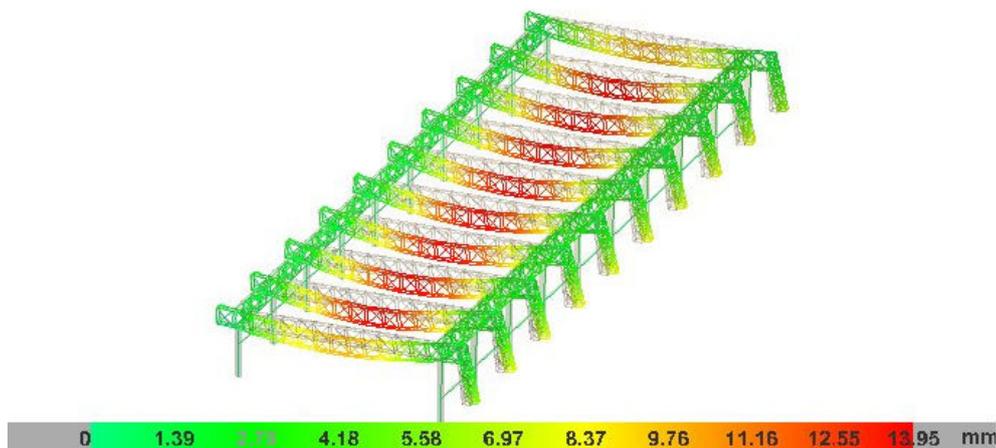


Ilustración 7.57 | Deformación global de la estructura debido a cargas gravitatorias.

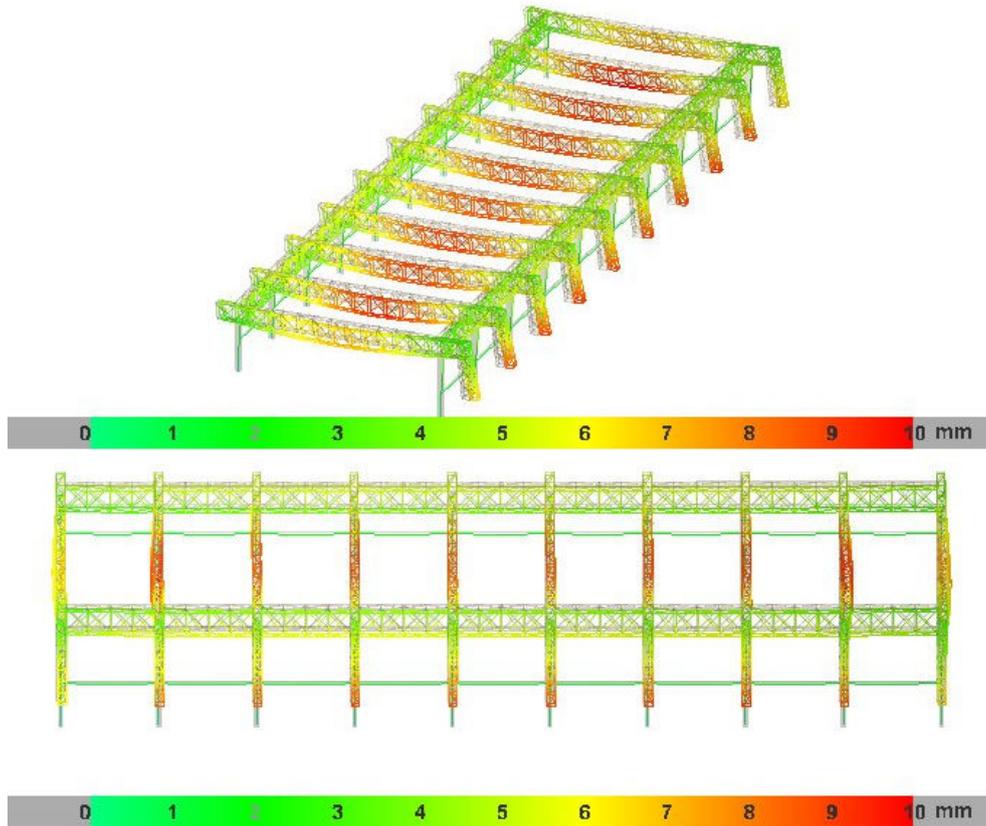


Ilustración 7.58 | Deformación global de la estructura debido a cargas gravitatorias e hipótesis 1 de viento.

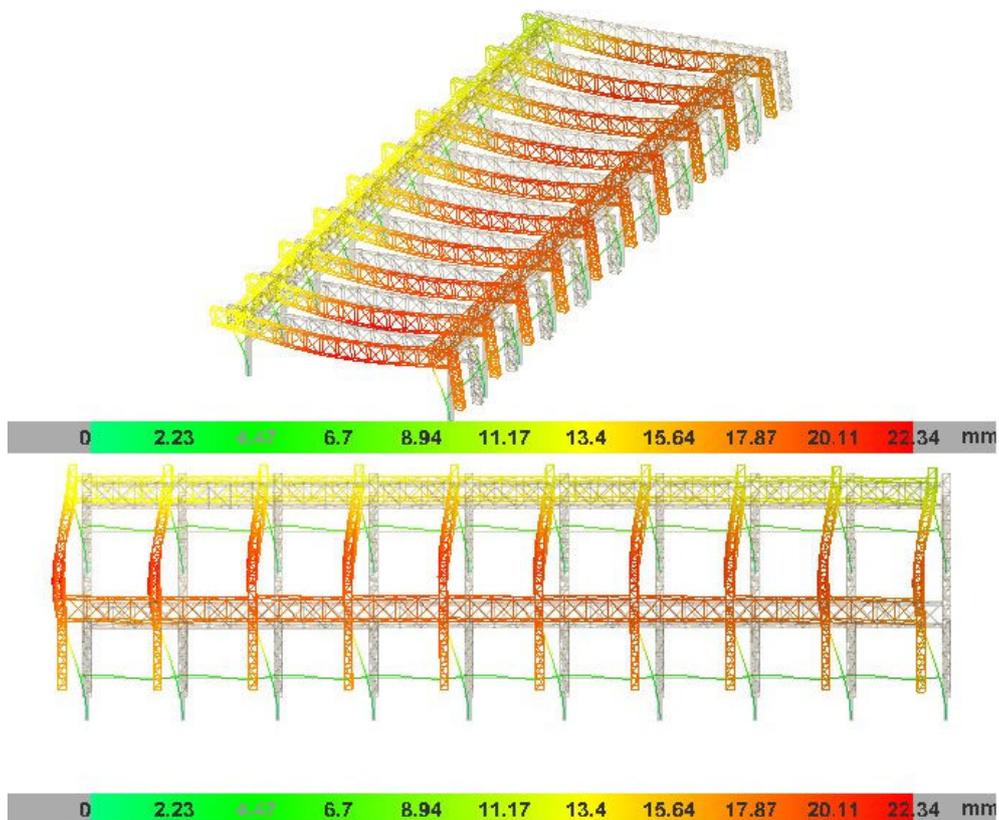


Ilustración 7.59 | Deformación global de la estructura debido a cargas gravitatorias e hipótesis 2 de viento.



A las deformaciones reales entregadas por el programa se las comparo con sus respectivas admisibles especificadas en el reglamento correspondiente y resumidas en la siguiente tabla:

Tabla 7.52 | Tabla A-L.4.1. Valores Límites para Deformaciones y Desplazamientos Laterales.

EDIFICIOS INDUSTRIALES				
	Elemento	Flecha total	Flecha por carga variable	
			Por	
Deformaciones verticales	Barras soportando cubiertas rígidas	L/200	Sobrecarga Útil	L/240
	Barras soportando cubiertas flexibles	L/150	Sobrecarga Útil	L/180
	Barras soportando pisos	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Vigas carril para grúas de capacidad $\geq 200 \text{ Kn}$		Rueda sin impacto	L/800 (c)
	Vigas carril para grúas de capacidad $< 200 \text{ Kn}$		Rueda sin impacto	L/600 (c)
Desplazamiento lateral (d)	Vigas carril		Frenado transversal	L/600 (c)
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de viento	H/150	Viento	H/160
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de puente grúa.		Frenado puente Grúa	H/400 (c)
PARA OTROS EDIFICIOS				
Deformaciones verticales	Techos en general	L/200	Sobrecarga Útil	L/250
	Techos con carga frecuente de personas (no mantenimiento)	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Pisos en general	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Barras de pisos o techos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración	L/300	Sobrecarga Útil	L/350
	Pisos que soporten columnas	L/400	Sobrecarga Útil	L/500
	Donde la deformación puede afectar el aspecto	L/250		
Desplazamiento lateral (d)	Desplazamiento total del edificio referido a su altura total		Viento	$H_T/300$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones no tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/400$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/300$
OBSERVACIONES				
(a) La deformación vertical debida a acciones de servicio $f(\text{máx})$ a comparar con los valores límites de la tabla será: $f(\text{máx}) = f - f_o$ $f$ = deformación total calculada con la combinación de acciones más desfavorable incluyendo eventuales deformaciones por efectos de larga duración (fluencia lenta). $f_o$ = contraflecha adoptada. (b) $L$ = distancia entre apoyos. Para ménsulas $L = 2$ veces la longitud del voladizo. $H$ = altura de la columna. $H_T$ = altura total del edificio. $H_P$ = altura del piso. (c) Los valores para grúas son orientativos. Para operación de grúa sensible a deformaciones verticales o desplazamientos laterales deberán fijarse límites más rigurosos. (d) Para combinaciones con acciones sísmicas ver el Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005				



Tanto para verificar las deformaciones verticales como para los desplazamientos horizontales se determinó la flecha máxima admisible para cargas variables por ser la situación más desfavorable.

- Para deformaciones verticales

$$f_{adm} = L/500$$

$$f_{adm} = \frac{18000 \text{ mm}}{500} = 36 \text{ mm}$$

- Para desplazamientos laterales

$$f_{adm} = Ht/400$$

$$f_{adm} = \frac{8700 \text{ mm}}{400} = 21.75 \text{ mm}$$

- Peso Propio (PP)

$$f_{p.p} = 3.98 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

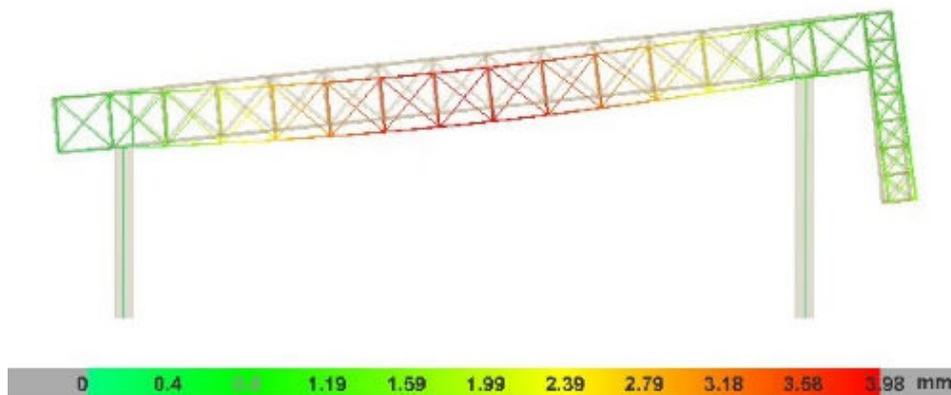


Ilustración 7.60 | Deformación Peso Propio Viga Principal

- Carga Muerta (CM)

$$f_{C.M} = 3.73 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

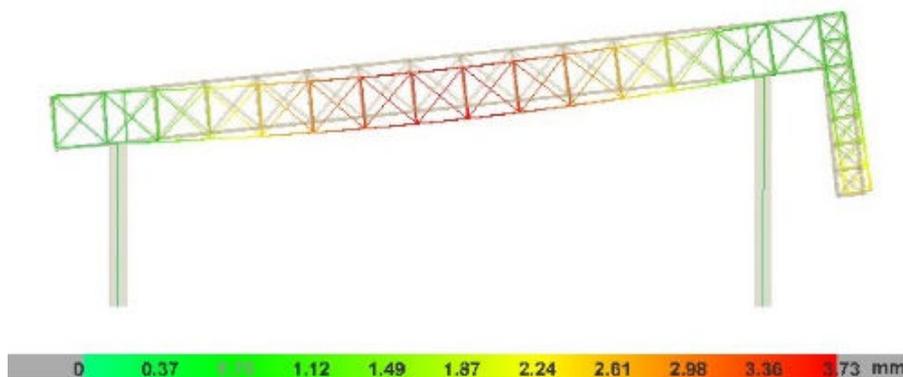


Ilustración 7.61 | Deformación Carga Muerta Viga Principal



- Sobrecarga de Cubierta (Lr)

$$fLr = 6.18 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

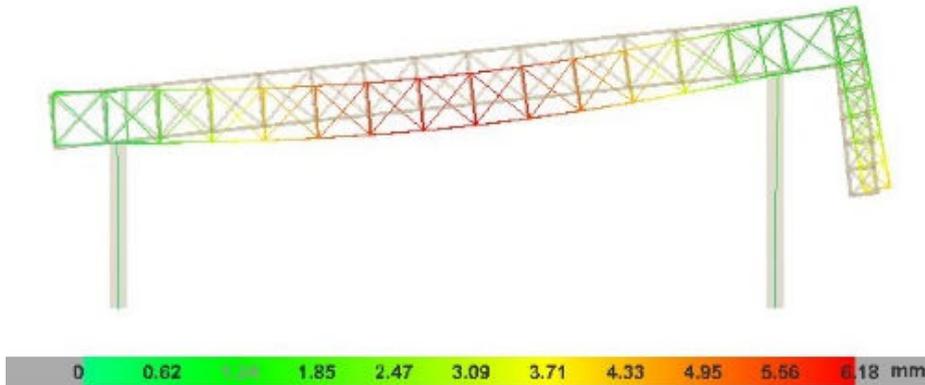


Ilustración 7.62 | Deformación Sobrecarga de Cubierta Viga Principal

- Cargas de Viento (V1)

$$fV1 = 7.23 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

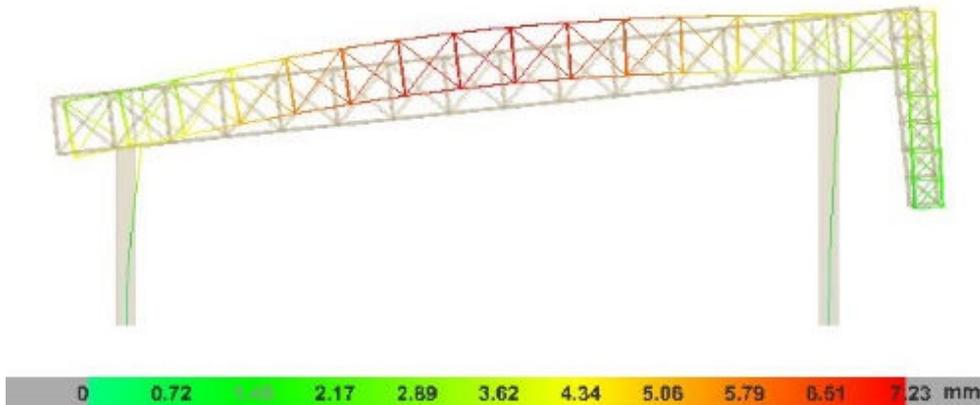


Ilustración 7.63 | Deformación Carga de Viento V1 Viga Principal

- Cargas de Viento (V2)

$$fV2 = 23.4 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

$$fV2 = 23.4 \text{ mm} > 21.75 \text{ mm}$$

Si bien bajo la hipótesis de viento no verifica los desplazamientos laterales, el cálculo no tiene en cuenta la rigidez aportada por el sistema de cerramientos con lo cual disminuye en gran medida dichos desplazamientos.

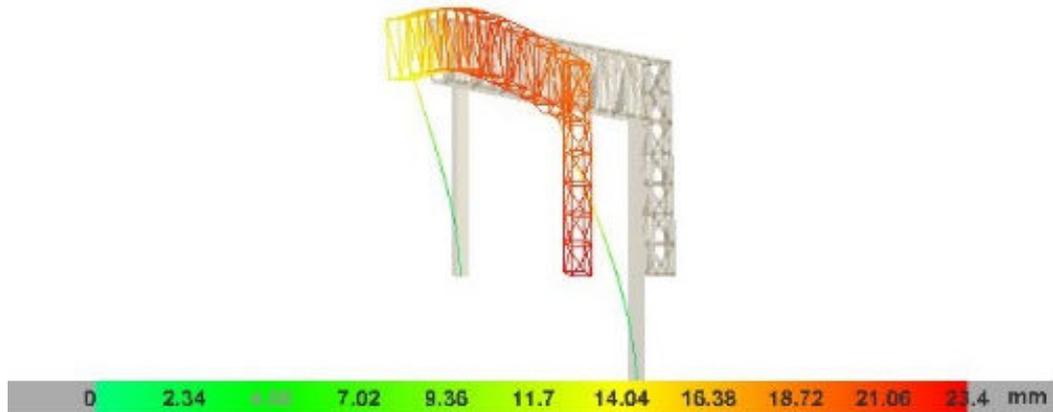


Ilustración 7.64 | Deformación Carga de Viento V2 Viga Principal

Además de verificar las hipótesis por separada también es necesario cubrir todas las combinaciones posibles de esfuerzos.

- Peso Propio + Carga Muerta (PP+CM)

$$fV1 = 7.69 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

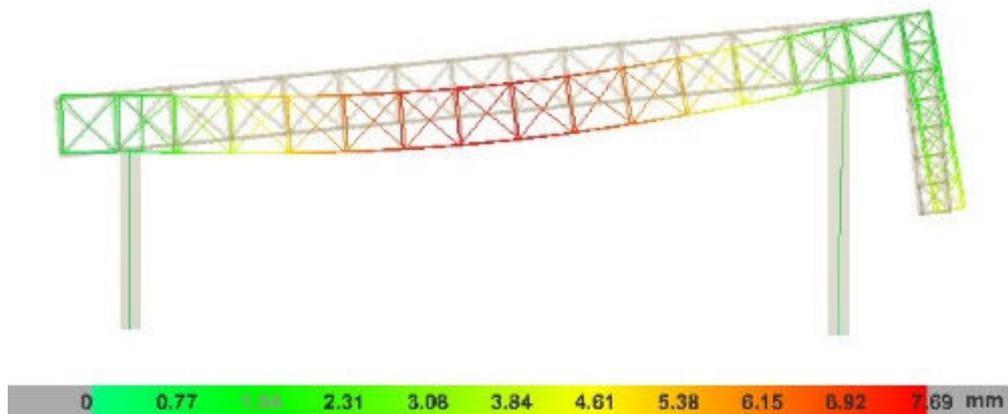


Ilustración 7.65 | Deformación Peso Propio y Carga de Viento Viga Principal

- Peso Propio + Carga Muerta+ Sobrecarga (PP+CM+Lr)

$$fV1 = 13.87 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

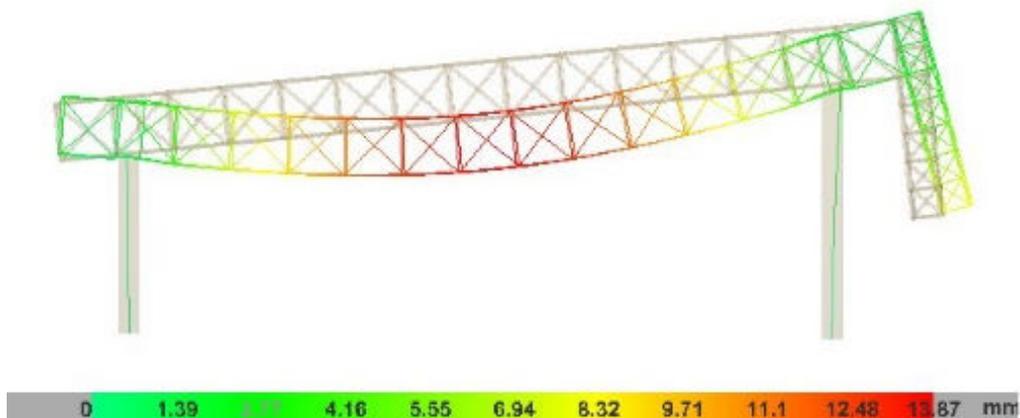


Ilustración 7.66 | Deformación Peso Propio Carga Muerta y Sobrecarga Viga Principal



- Peso Propio + Carga Muerta+ Sobrecarga+ Viento (PP+CM+Lr+V1)

$$fV1 = 8.98 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

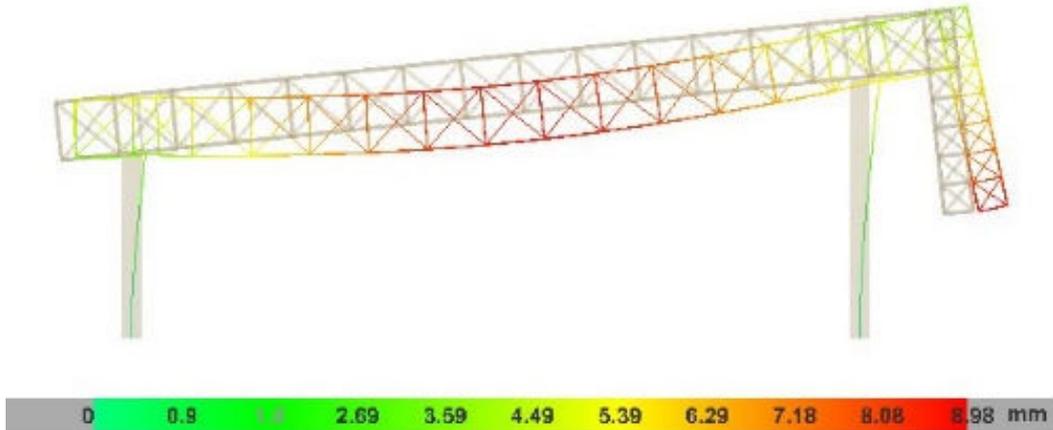


Ilustración 7.67 | Deformación Peso Propio Carga Muerta Sobrecarga y Viento V1 Viga Principal

- Peso Propio + Carga Muerta+ Sobrecarga+ Viento (PP+CM+Lr+V2)

$$fV1 = 20.49 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

$$fV1 = 20.49 \text{ mm} < 21.75 \text{ mm}$$



Ilustración 7.68 | Deformación Peso Propio Carga Muerta Sobrecarga y Viento V2 Viga Principal



- Peso Propio + Carga Muerta+ Viento (PP+CM+V1)

$$fV1 = 5.09 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

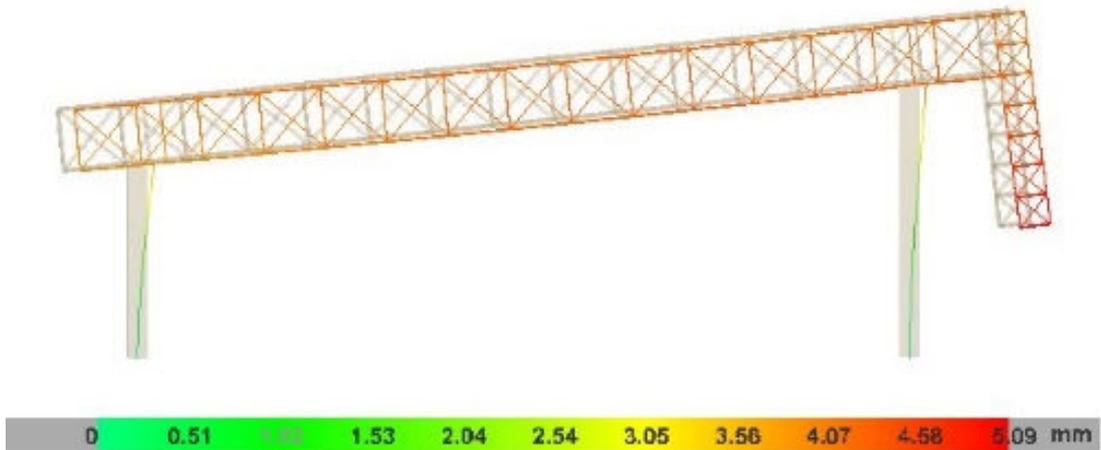


Ilustración 7.69 | Deformación Peso Propio Carga Muerta y Viento V1 Viga Principal

- Peso Propio + Carga Muerta + Viento (PP+CM+ V2)

$$fV1 = 20.21 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

$$fV1 = 20.21 \text{ mm} < 21.75 \text{ mm}$$

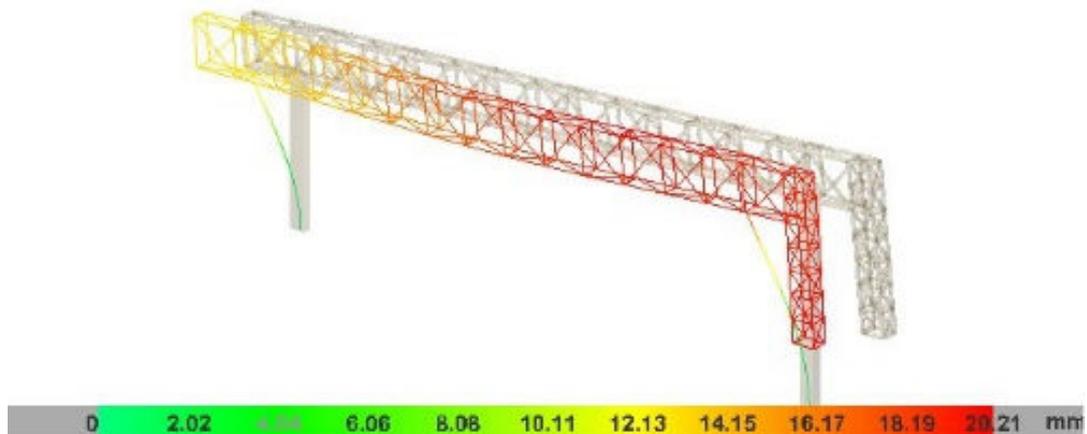


Ilustración 7.70 | Deformación Peso Propio Carga Muerta y Viento V2 Viga Principal

Por último, se verifico que el semicubierto verificará las deformaciones verticales para las hipótesis por separada como también todas las combinaciones posibles de esfuerzos.

### 7.13.2. Semicubierto

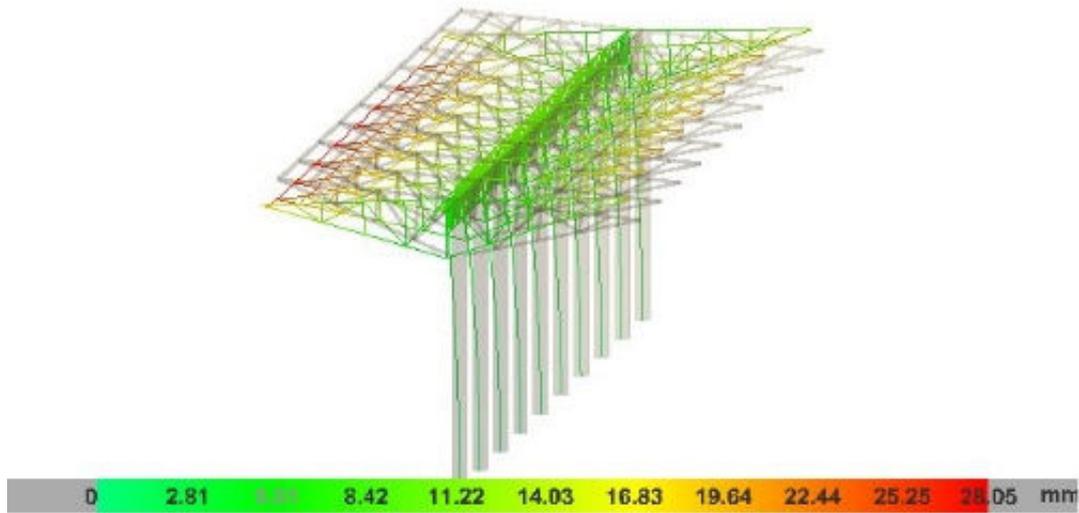


Ilustración 7.71 | Deformación global de la estructura del Semicubierto Debido a Cargas Gravitatorias.

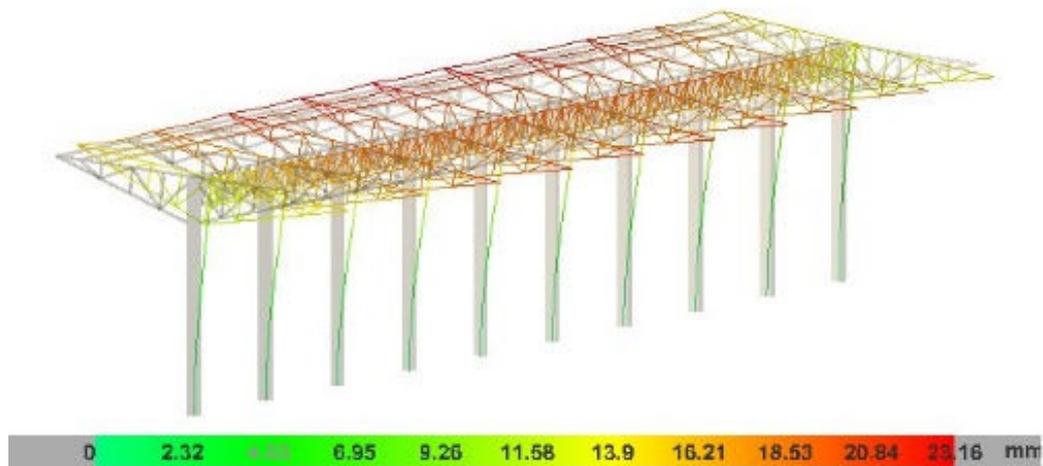


Ilustración 7.72 | Deformación global de la estructura del Semicubierto debido a cargas gravitatorias e hipótesis 1 de viento.



Ilustración 7.73 | Deformación global de la estructura del Semicubierto debido a cargas gravitatorias e hipótesis 2 de viento.

- Para deformaciones verticales

$$f_{adm} = L/400$$

$$f_{adm} = \frac{10000 \text{ mm}}{400} = 25 \text{ mm}$$

- Peso Propio + Carga Muerta (PP+CM)

$$f_{V1} = 26.22 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

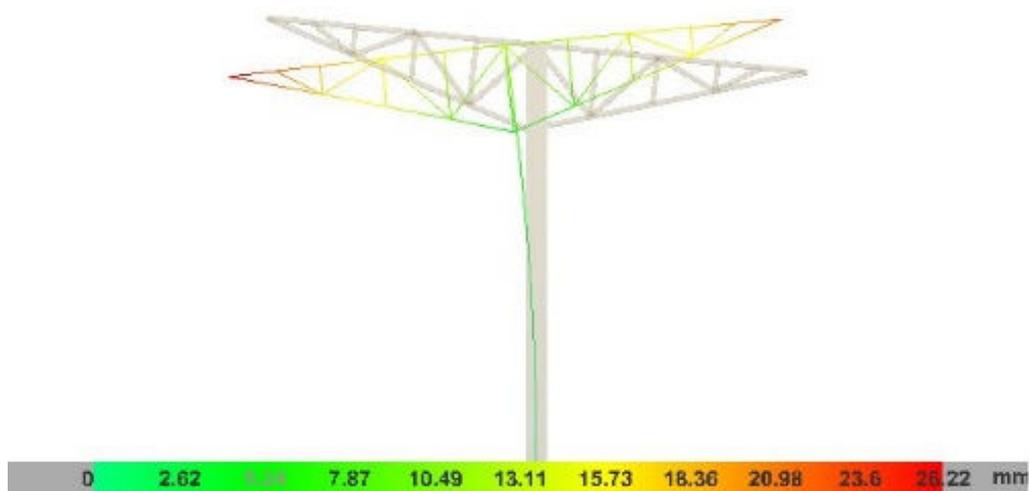


Ilustración 7.74 | Deformación Peso Propio y Carga Muerta Semicubierto



- Peso Propio + Carga Muerta+ Sobrecarga (PP+CM+Lr)

$$fV1 = 27.25 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

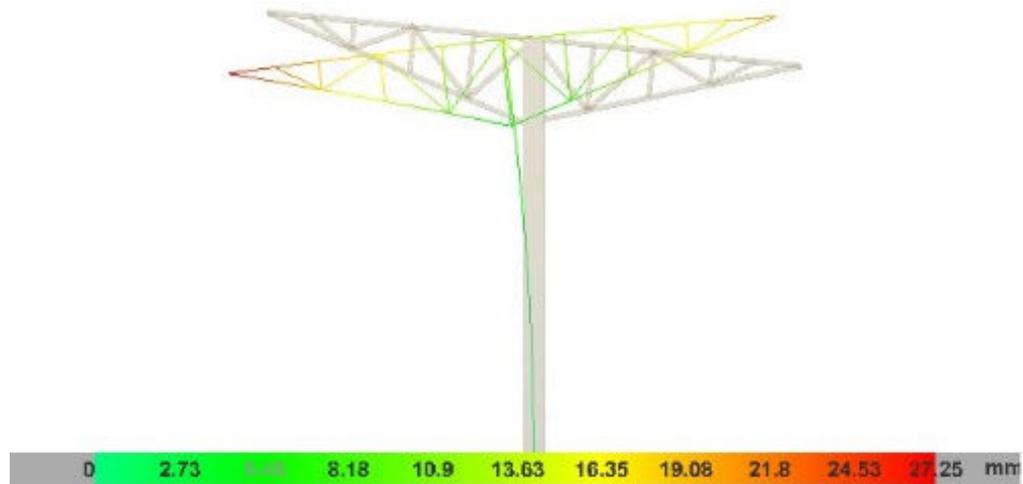


Ilustración 7.75 | Deformación Peso Propio Carga Muerta y Sobrecarga Semicubierto

- Peso Propio + Carga Muerta+ Sobrecarga+ Viento (PP+CM+Lr+V1)

$$fV1 = 22.55 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

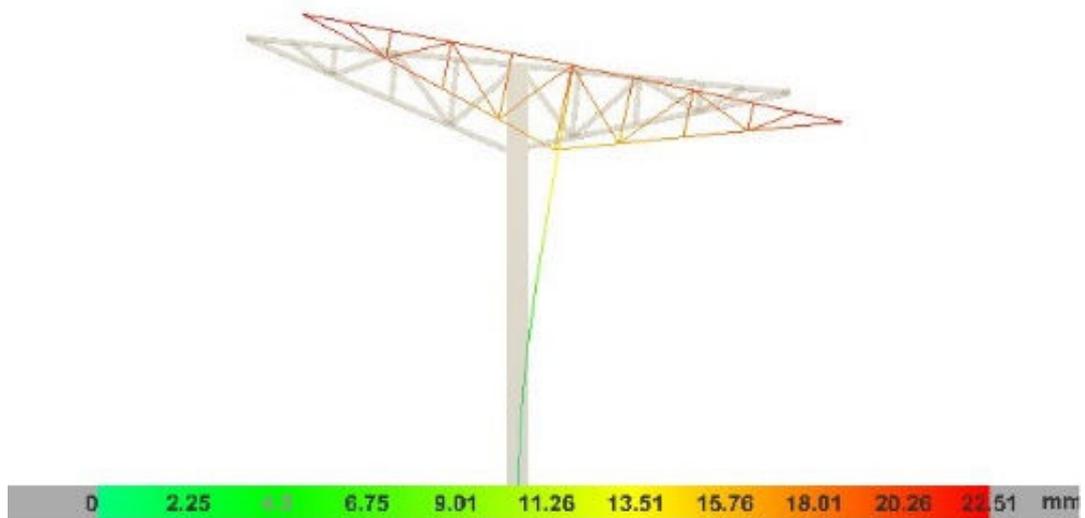


Ilustración 7.76 | Deformación Peso Propio Carga Muerta Sobrecarga y Viento V1 Semicubierto



- Peso Propio + Carga Muerta+ Sobrecarga+ Viento (PP+CM+Lr+V2)

$$fV1 = 21.80 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

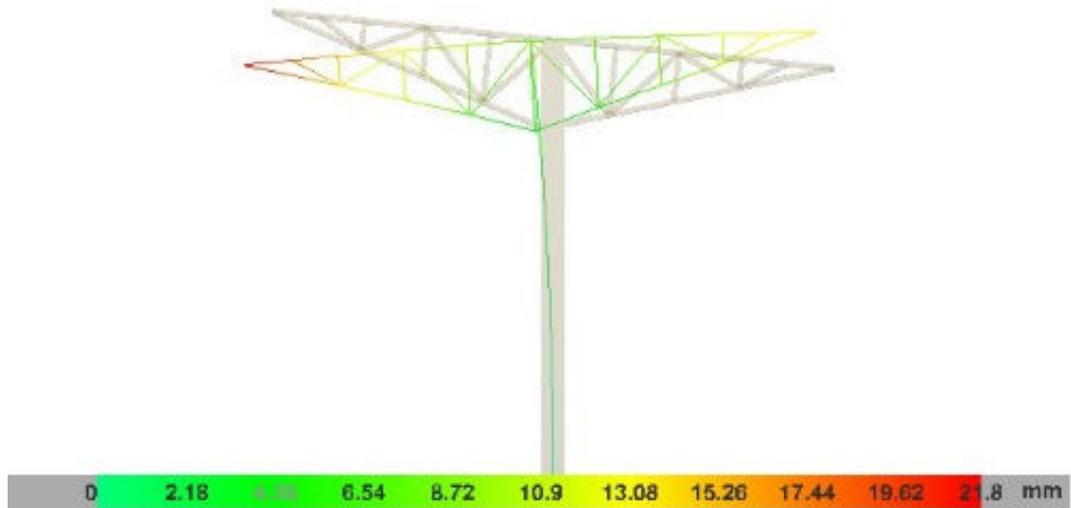


Ilustración 7.77 | Deformación Peso Propio Carga Muerta Sobrecarga y Viento V2 Semicubierto

- Peso Propio + Carga Muerta+ Viento (PP+CM+V1)

$$fV1 = 23.16 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

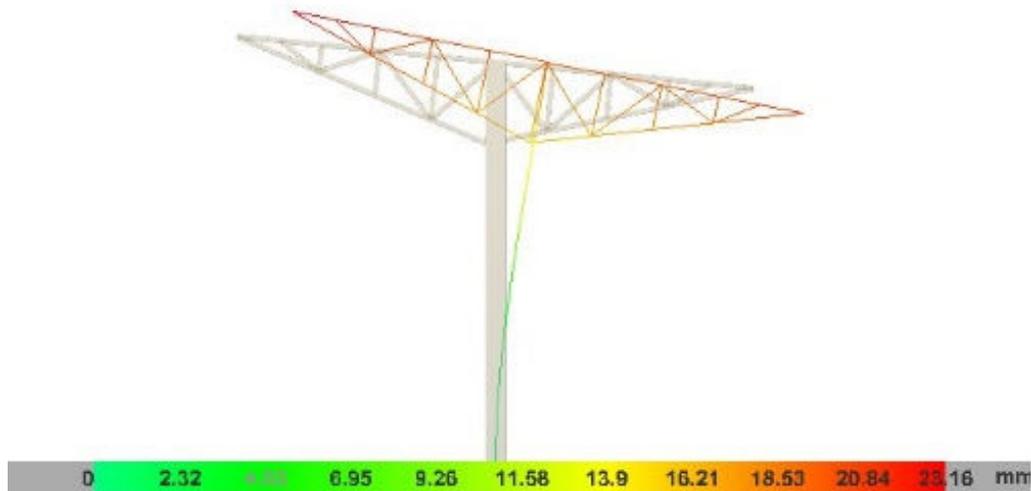


Ilustración 7.78 | Deformación Peso Propio Carga Muerta y Viento V1 Semicubierto



- Peso Propio + Carga Muerta + Viento (PP+CM+ V2)

$$fV1 = 20.75 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

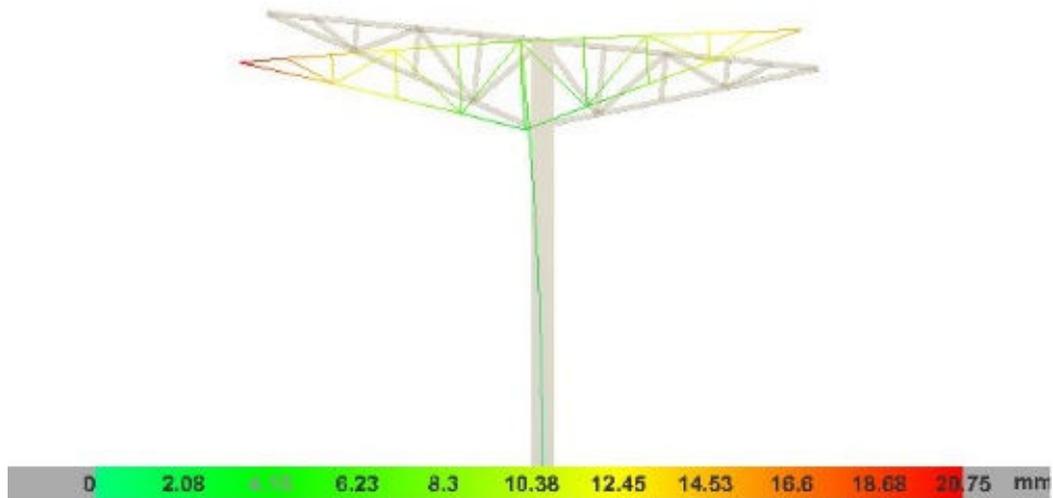


Ilustración 7.79 | Deformación Peso Propio Carga Muerta y Viento V2 Semicubierto

## 7.14. Proceso Constructivo y de Montaje

La estructura puede dividirse para una mejor comprensión en un sistema estructural principal que tiene por función absorber y transmitir a las bases las acciones de la carga muerta D, sobrecarga de uso Lr y parte de las fuerzas del viento; y un sistema estructural secundario que absorbe y transmite las cargas debido a su peso propio y las restantes fuerzas del viento.

Tanto las columnas como las bases se materializarán con hormigón armado de calidad H25 y las vigas principales y secundarias con caño de acero estructural F-24, el cual fue seleccionado en función a los requerimientos de seguridad, características mecánicas de las secciones, solicitaciones, etc.

La estructura resistente principal está compuesta por una viga reticulada de 22 m de largo y un alero de 5.4 m construidos en su totalidad con caño estructural cuadrado de 100mm que descansa en dos pilares de hormigón armado de 30x50cm de sección, uno mide 4.8m de altura y el otro 6.8m. Las vigas transversales poseen una longitud de 5.7m y se construyen en obrador con el mismo material de las vigas principales.

El semicubierto se compone por cabriadas invertidas planas de 10m de longitud y una altura en la parte central de 1.7m, vigas transversales reticuladas planas de 5.9m de largo y 1m de altura, ambos elementos construidos con caño estructural y se vinculan a columnas de hormigón armado de 8m de altura y una sección transversal de 30x40cm.



Tanto la cubierta como el alero se refuerzan con cruces de San Andrés de hierro redondo de 16mm de diámetro y tirantes de caño estructural cuadrado de 100mm que absorben los esfuerzos provocados por el viento y reducen las deformaciones.

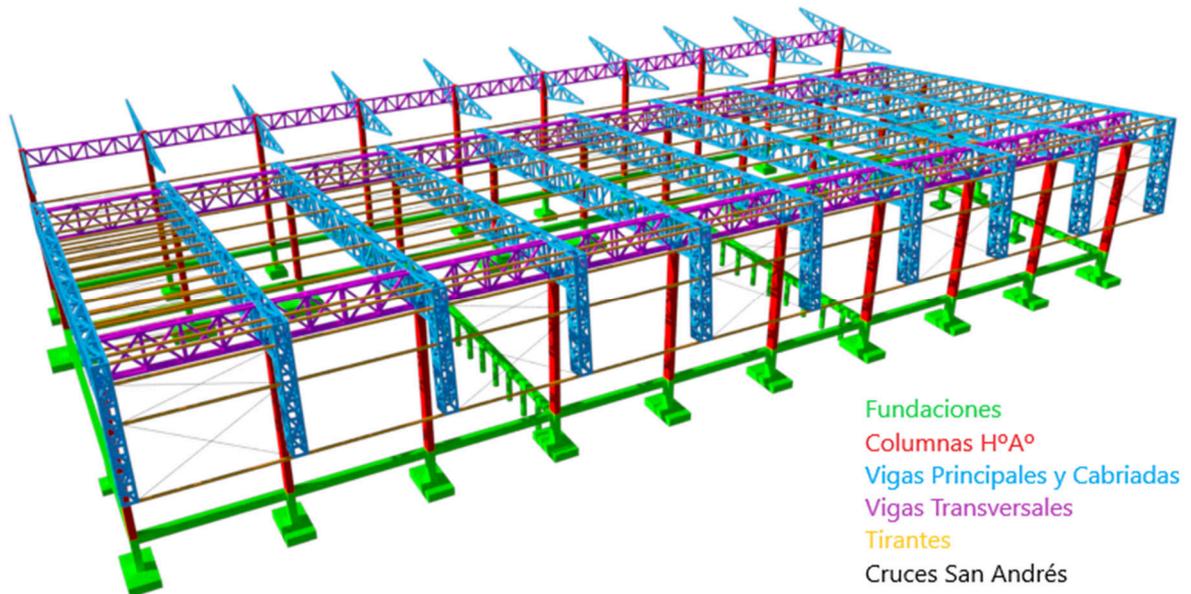


Ilustración 7.80 | Estructura Portante General Discriminando Función.

#### 7.14.1. Etapas del Proceso Constructivo y de Montaje

Se analizaron cinco etapas constructivas y de montaje las cuales fueron: fundación, colado de columnas y montaje de unión, montaje de vigas principales y colocación de vigas secundarias y colocación de tirantes y cruces de San Andrés.

##### 7.14.1.1. Fundación

Una vez se haya cercado el terreno y colocado el cartel de obra, se iniciará con las tareas de limpieza y nivelación del terreno, continuando con las tareas de replanteo de las bases y vigas de encadenado marcando el punto central del tronco de columna.

Seguidamente, se hacen los trabajos de excavación y colado de un hormigón de limpieza de calidad H8, para posteriormente apoyar las armaduras de flexión vinculada al tronco de columna que deberá ser cuidadosamente aplomada para su posterior encofrado y hormigonado.

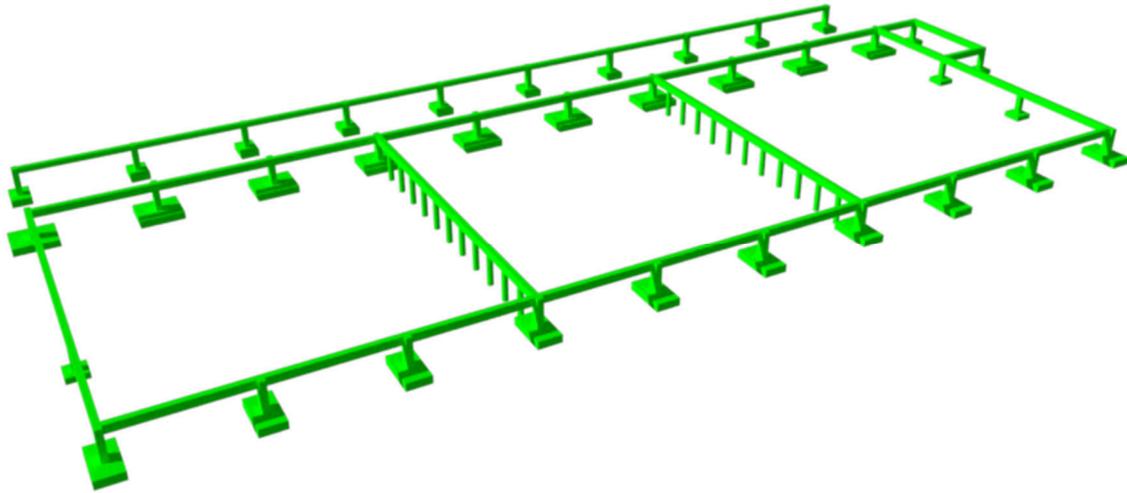


Ilustración 7.81 | Esquema Fundaciones.

#### 7.14.1.2. Colado de columnas y montaje de unión viga-columna

Una vez fraguado y curado el hormigón de las bases y troncos de columnas se vincula a la armadura de este último las de las columnas, para posteriormente ser aplomadas; encofradas y hormigonadas en etapas sucesivas con el fin de mejorar la compactación y evitar inconvenientes de llenado.

Las columnas de los pórticos principales se llenan hasta unos 90cm antes de la altura final, con esto se posibilita realizar el empalme de los aceros de la columna con los del elemento de unión (viga-columnas). Mientras que las del semicubierto se hormigonan hasta una altura de 6.3m con el fin de fijar las cabriadas a las armaduras longitudinales.

Finalmente se realizan las terminaciones en la cabeza de la columna logrando una inclinación de  $6^\circ$  que permita la correcta instalación de la camisa asegurándola a los elementos de fijación colocados anteriormente.

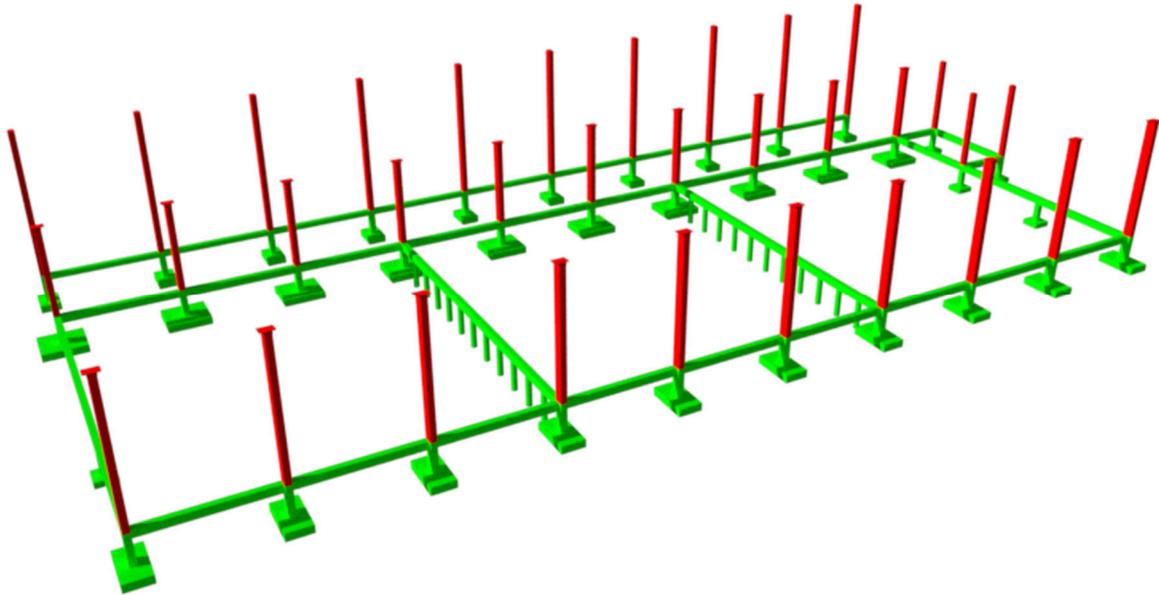


Ilustración 7.82 | Esquema Fundaciones y Columnas.

#### 7.14.1.3. Montaje de Vigas Principales y Cabriadas

Dichos elementos se construyen en el obrador con caños estructurales los cuales se unen entre sí por soldadura de filete. Para el montaje de las vigas principales se requiere del trabajo conjunto de dos camiones grúa que levantaran de cada extremo de la viga posicionándola sobre el sistema de apoyo en la parte superior de la columna.

La unión de los elementos se realiza mediante varillas roscadas y soldadura perimetral, para asegurar una correcta fijación y la transmisión de las cargas una vez que la estructura entre en servicio.

Las cabriadas se montan con la ayuda de un camión grúa ubicándolas en su lugar respectivo y fijándolas a las armaduras longitudinales expuestas de las columnas, quedando a la espera de las vigas transversales.

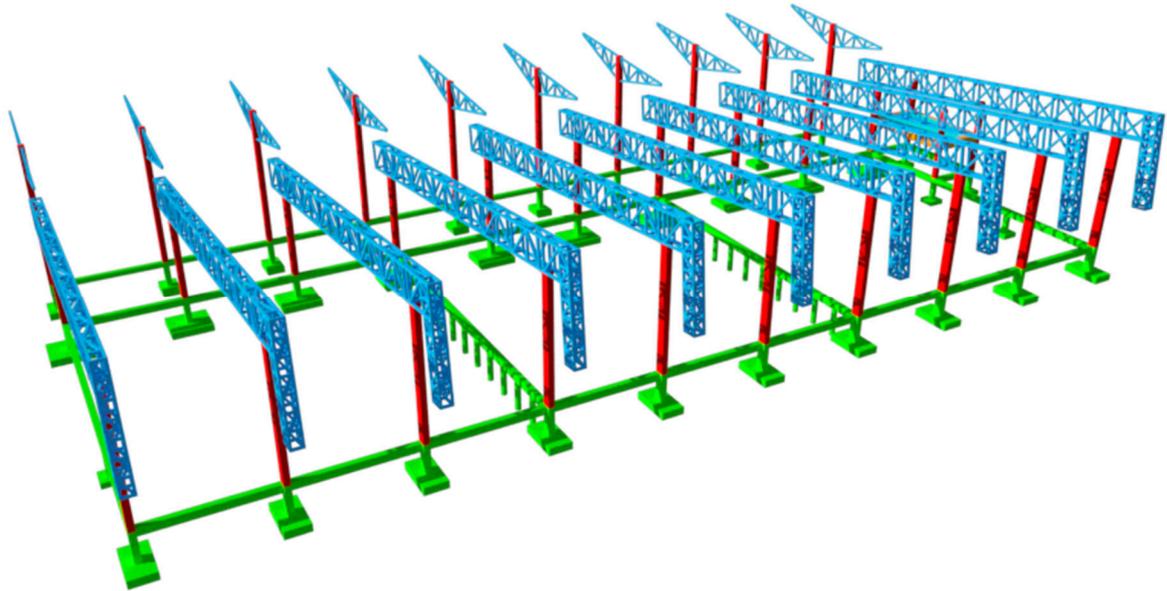


Ilustración 7.83 | Esquema Fundaciones, Columnas, Vigas Principales y Cabriadas.

#### 7.14.1.4. Colocación de Vigas Secundarias

El proceso es similar al anterior solo que al ser vigas de 5.7m de longitud su armado y el manipuleo en obra es más sencillo. En cuanto a las uniones entre los elementos de las vigas secundarias y las principales se realizan mediante soldadura de filete.

Una vez que se posicionan las vigas transversales del semicubierto, se encofra la parte superior de las columnas para finalizar el llenado de la misma, completando la estructura.

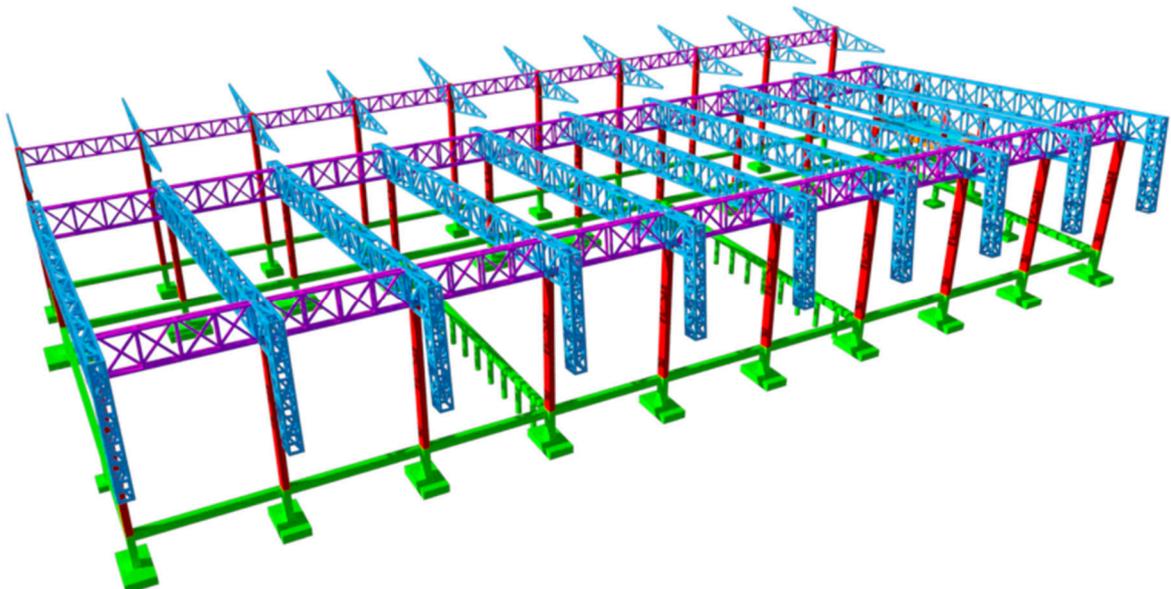


Ilustración 7.84 | Esquema Fundaciones, Columnas, Vigas Principales, Cabriadas y Vigas Transversales.



#### 7.14.1.5. Colocación de Tirantes y cruces de San Andrés

Los tirantes y cruces de San Andrés serán posicionados con un camión grúa y un sistema de aparejos para luego ser soldados por los operarios al resto de la estructura de la cubierta.

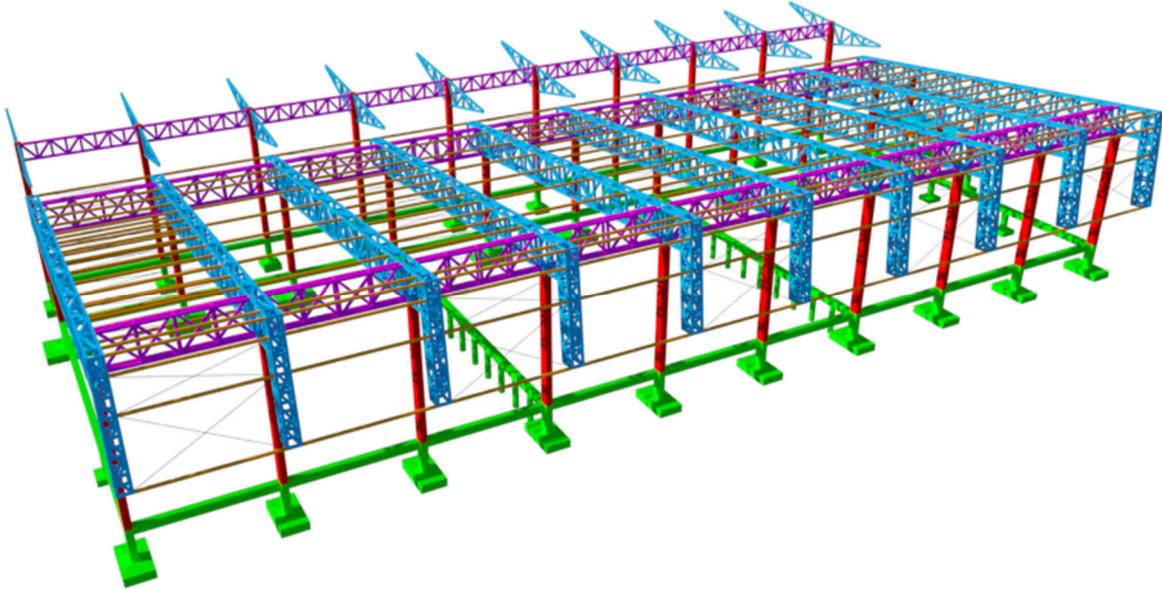


Ilustración 7.85 | Esquema Completo Estructura Portante.

#### 7.15. Cómputo y Presupuesto

Para la realización del cómputo y presupuesto se tuvo en cuenta exclusivamente todo el sistema estructural resistente del edificio, teniendo en cuenta las actividades previas necesarias para la construcción del mismo. Por lo tanto, se incluyen los siguientes rubros:

- Trabajos Preliminares: comprende limpieza y nivelación del terreno, obrador, depósitos y sanitarios.
- Procedimientos y cumplimientos: abarca replanteo, cartel y cerco de obra.
- Movimientos de suelo: incluye excavaciones para bases y para vigas de encadenado.
- Estructuras de hormigón armado: tiene en cuenta las columnas de tipo 1 y 2, bases y vigas de encadenado.
- Estructuras metálicas: se divide en estructuras reticuladas y unión viga-columna.

En las siguientes tablas se computan los materiales necesarios para la construcción de la estructura, especificando las unidades métricas y discriminando por rubros según lo descripto anteriormente:



### 7.15.1. Computo Movimientos de suelo

Tabla 7.53 | Computo Métrico Movimientos de Suelo.

<b>Computo Movimientos de Suelo</b>				
<b>Excavaciones para Fundaciones</b>				
<b>Elemento</b>	<b>Dimensiones</b>	<b>Volumen [m3]</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Volumen [m3]</b>
<b>Zapata Tipo 1</b>	2m x 2,2m	8,80	10	<b>88,00</b>
<b>Zapata Tipo 2</b>	1,2m x 2,2m	5,28	10	<b>52,80</b>
<b>Zapata Tipo 3</b>	1m x 1,5m	3,00	10	<b>30,00</b>
<b>Zapata Tipo 4</b>	1m x 1m	2,00	5	<b>10,00</b>
<b>Pilotines</b>	Φ30cm x 1,65m	0,12	22	<b>2,57</b>
<b>Observaciones:</b>	Zapata Tipo 1: Corresponde a las dimensiones de la Zapata 36 Zapata Tipo 2: Corresponde a las dimensiones de la Zapata 37 Zapata Tipo 3: Corresponde a la tipología de zapatas del semicubierto Zapata Tipo 4: Corresponde a la tipología de zapatas de la sala de máquinas			
<b>Excavaciones para Vigas de Encadenado</b>				
<b>Elemento</b>	<b>Dimensiones</b>	<b>Volumen [m3]</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Volumen [m3]</b>
<b>Tipo 1</b>	0,3m x 0,4m x 3,8m	0,46	9	<b>4,10</b>
<b>Tipo 2</b>	0,3m x 0,4m x 4,8m	0,58	9	<b>5,18</b>
<b>Tipo 3</b>	0,3m x 0,3m x 5m	0,45	9	<b>4,05</b>
<b>Tipo 4</b>	0,3m x 0,4m x 44,9m	6,91	1	<b>6,91</b>
<b>Tipo 5</b>	0,3m x 0,4m x 29,7m	3,56	1	<b>3,56</b>
<b>Observaciones:</b>	Las excavaciones para las vigas de encadenado Tipo 4 y Tipo 5 se asociaron debido a que comparten tipología pero difieren en longitudes.			



### 7.15.2. Computo estructura de hormigón armado

Tabla 7.54 | Computo Métrico Estructuras de Hormigón Armado.

Computo Estructura de Hormigon Armado						
Fundaciones						
Material	Designacion	Elemento	Vol [m3] Peso [Kg]	Cantidad	Desperdicio	Vol [m3] Peso [Kg]
Hormigon	H8	Zapata Tipo 1	0,44	10	10%	4,84
		Zapata Tipo 2	0,26	10	10%	2,90
		Zapata Tipo 3	0,15	10	10%	1,65
		Zapata Tipo 4	0,10	5	10%	0,55
	H25	Zapata Tipo 1	1,76	10	10%	19,36
		Zapata Tipo 2	1,06	10	10%	11,62
		Zapata Tipo 3	0,60	10	10%	6,60
		Zapata Tipo 4	0,30	5	10%	1,65
		Pilotines	0,12	22	10%	2,823
		Vigas de Encadenado	28,46	1	10%	31,30
ADN420	Φ 16	Zapata Tipo 1	57,20	10	10%	629,16
	Φ 16	Zapata Tipo 2	34,16	10	10%	184,62
	Φ 12	Zapata Tipo 3	19,89	10	10%	191,18
	Φ 12	Zapata Tipo 4	7,99	5	10%	43,96
	Φ 10	Pilotines	5,09	22	10%	123,18
	Φ 8		4,35	22	10%	105,15
	Φ 8	Vigas de Encadenado	563,90	1	10%	620,29
	Φ 10		390,75		10%	429,82
	Φ 12		539,19		10%	593,11
	Φ 16		289,14		10%	318,05
Observaciones:	Zapata Tipo 1: Corresponde a las dimensiones de la Zapata 36 Zapata Tipo 2: Corresponde a las dimensiones de la Zapata 37 Zapata Tipo 3: Corresponde a la tipología de zapatas del semicubierto Zapata Tipo 4: Corresponde a la tipología de zapatas de la sala de máquinas					
Columnas						
Material	Designacion	Elemento	Vol [m3] Peso [Kg]	Cantidad	Desperdicio	Vol [m3] Peso [Kg]
Hormigon	H25	Columna Tipo 1	0,95	10	10%	10,40
		Columna Tipo 2	1,25	10	10%	13,70
		Columna Tipo 3	1,15	10	10%	12,672
ADN420	Φ 8	Columna Tipo 1	9,16	10	10%	100,80
	Φ 16		41,84	10	10%	460,22
	Φ 25		114,27	10	10%	1256,95
	Φ 6	Columna Tipo 2	6,62	10	10%	72,82
	Φ 12		101,94	10	10%	1121,37
	Φ 6	Columna Tipo 3	13,81	10	10%	151,94
Φ 12	94,80		10	10%	1042,80	
Observaciones:	Columna Tipo 1: corresponde a las dimensiones de la Columna 36 Columna Tipo 2: corresponde a las dimensiones de la Columna 37 Columna Tipo 3: corresponde a la tipologia de columna del Semicubierto					



### 7.15.3. Computo estructura metálica

Tabla 7.55 | Computo Métrico Estructura Metálica.

Computo Estructura Metalica						
Estructura Reticulada						
Material	Designacion	Elemento	Peso [kg]	Cantidad	Desperdicio	Peso [kg]
Caño Estructural	100*6,35mm	Viga Principal	4622,17	10	10%	50843,85
		Viga Transv. Ppal	1216,77	18	10%	24091,97
		Alero/Pantalla	1178,76	10	10%	12966,36
		Cabriada Invertida	666,18	10	10%	7327,96
		Viga Transv. Semi	482,22	9	10%	4773,98
		Tirantes	98,23	156	10%	16856,27
ADN420	Φ 16	Tensores	182,02	5	10%	1001,09
Apoyos						
Material	Designacion	Elemento	Peso [kg]	Cantidad	Desperdicio	Peso [kg]
Chapa de A°	F24	Union Viga-Columna	46,16	20	10%	1015,48
Perfiles	L 6*6*7/16"		25,74	20	10%	566,28

### 7.15.4. Calculo de gastos generales y Coeficiente de Resumen K

Para llevar a cabo el presupuesto, primeramente, es necesario calcular los gastos generales de la obra, cuyo porcentaje forma parte del coeficiente de resumen k, con el cual se obtiene el precio final de la obra. Dichos cálculos se desarrollan en las siguientes tablas:

#### 7.15.4.1. Detalle de seguros para el cálculo del gasto general

Tabla 7.56 | Detalle de Seguros para Gasto General.

Detalle de Seguros	%	Monto Base	Alicuota Anual	Costo Anual
		(\$)	(%)	(\$)
Seguro de caucion Mantenimiento de Oferta	1%	\$ 58.922.776,97	2,5%	\$ 1.473.069,42
Seguro de caucion Garantia de la Ejecucion	5%		2,5%	\$ 1.473.069,42
Seguro de caucion Anticipo Financiero	15%		2,5%	\$ 1.473.069,42
Seguro de caucion Sustitucion Fondo de Reparó	5%		2,5%	\$ 1.473.069,42
Seguro de Responsabilidad Civil	30%		1,5%	\$ 883.841,65
			Costo anual total	\$ 6.776.119,35
			Costo mensual total	\$ 564.676,61



#### 7.15.4.2. Gastos directos que dependen del plazo de obra.

Tabla 7.57 | Resumen Gastos Directos Dependientes del Plazo de Obra.

<b>1. DIRECTOS</b>	
<b>1.1 QUE DEPENDEN DEL PLAZO DE OBRA</b>	
<b>1.1.1 Direccion, Conduccion y Administracion de Obra</b>	
<b>UNIDAD</b>	<b>(\$/mes)</b>
Representante tecnico	\$ 102.253,19
Capataz	\$ 68.168,79
Segundo Capataz	\$ 56.954,34
Administrativo pañolero	\$ 56.075,49
Pañolero	\$ 56.075,49
Sereno	\$ 91.824,64
<b>1.1.2 Servicios</b>	
Energia Electrica	\$ 15.000,00
Agua/gas	\$ 5.000,00
Telefono/celulares	\$ 4.950,00
<b>1.1.3 Gastos Operativos</b>	
Medicamentos	\$ 4.000,00
Elementos de Limpieza	\$ 2.000,00
<b>1.1.5 Costo de Moviles asignados a las obras</b>	
Camionetas/ Autos	\$ 8.000,00
<b>1.1.6 Personal</b>	
Equipamiento de Seguridad	\$ 20.000,00
<b>TOTAL</b>	<b>\$ 490.301,94</b>

#### 7.15.4.3. Gastos directos que no dependen del plazo de obra

Tabla 7.58 | Resumen Gastos Directos No Dependientes del Plazo de Obra.

<b>1.2 QUE NO DEPENDEN DEL PLAZO DE OBRA</b>	
<b>1.2.1 Infraestructura</b>	
<b>UNIDAD</b>	<b>(\$/mes)</b>
Casilla para oficinas	\$ 9.000,00
Traslado de maquinas y equipos	\$ 50.000,00
Carteles de seguridad	\$ 7.000,00
<b>1.2.2 Herramientas</b>	
Herramientas menores de albañileria	\$ 20.000,00
Herramientas para mantenimientos de equipos	\$ 30.000,00
<b>1.2.3 Otros</b>	
Calculo estructural	\$ 50.000,00
Documentacion de obra	\$ 70.000,00
Documentacion conforme a obra	\$ 70.000,00
Elementos varios para oficina y Licencias	\$ 15.000,00
<b>TOTAL</b>	<b>\$ 321.000,00</b>



#### 7.15.4.4. Gastos directos e indirectos no amortizados

Tabla 7.59 | Gastos No Amortizados.

<b>2 NO AMORTIZADOS (DIRECTOS E INDIRECTOS)</b>			
<b>2.1 Asesoramiento</b>			
<b>UNIDAD</b>	<b>(\$)</b>	<b>Cantidad</b>	<b>(\$)</b>
Higiene y seguridad industrial	\$ 70.000,00	8	\$ 560.000,00
Tecnico	\$ 50.000,00	8	\$ 400.000,00
Legal y escribania	\$ 30.000,00	8	\$ 240.000,00
Impositivo economico	\$ 30.000,00	8	\$ 240.000,00
<b>2.2 Estudios, ensayos y pruebas</b>			
Topografia y agrimensura	\$ 80.000,00	1	\$ 80.000,00
Estudio de Suelos	\$ 45.000,00	1	\$ 45.000,00
Ensayos de Hormigones (2 roturas minimo)	\$ 2.600,00	60	\$ 156.000,00
Ensayos varios	\$ 5.000,00	7	\$ 35.000,00
<b>2.3 Impuestos</b>			
Impuestos municipales (derecho de edificacion)	\$ 58.922.776,97	1,50%	\$ 883.841,65
Impuesto al cheque	\$ 58.922.776,97	0,60%	\$ 353.536,66
<b>2.4 Sellados, seguros, multas, derechos y garantias</b>			
Seguro de caucion Mantenimiento de Oferta	\$ 1.473.069,42	1	\$ 1.473.069,42
Seguro de caucion Garantia de la Ejecucion	\$ 1.473.069,42	1	\$ 1.473.069,42
Seguro de caucion Anticipo Financiero	\$ 1.473.069,42	1	\$ 1.473.069,42
Seguro de caucion Sustitucion Fondo de Reparacion	\$ 1.473.069,42	1	\$ 1.473.069,42
Seguro de Responsabilidad Civil	\$ 883.841,65	1	\$ 883.841,65
Sellado contrato de obra	\$ 58.922.776,97	1%	\$ 589.227,77
<b>2.5 Otros</b>			
Gastos financieros	\$ 72.039.649,89	1,50%	\$ 1.080.594,75
<b>TOTAL</b>			<b>\$ 11.439.320,19</b>

#### 7.15.4.5. Gastos directos provisión a la inspección / administración

Tabla 7.60 | Gastos Directos Provisión a la Inspección/Administración.

<b>3 PROVISION A LA INSPECCION/ ADMINISTRACION (DIRECTOS)</b>			
<b>UNIDAD</b>	<b>(\$)</b>	<b>Cantidad</b>	<b>(\$)</b>
<b>3.1 Equipamientos de oficina</b>			
Elementos varios	\$ 50.000,00	1	\$ 50.000,00
<b>TOTAL</b>			<b>\$ 50.000,00</b>

#### Resumen de resultados

Tabla 7.61 | Resumen de Resultados de Gastos Generales.

<b>Resumen de Resultados</b>	
Gasto generales total	\$ 12.300.622,12
Presupuesto total del anteproyecto	\$ 58.922.776,97
<b>Porcentaje de Gastos Generales</b>	<b>20,88%</b>



Tabla 7.62 | Cálculo Coeficiente de Resumen K.

Coeficiente K		
<b>Costo-Costo (C)</b>		1
<b>Gastos Generales (D)</b>	21% C	0,21
<b>Beneficio (E)</b>	15% (C+D)	0,18
<b>Costo Financiero (F)</b>	2,5% (C+D+E)	0,03
<b>I.V.A (G)</b>	21% (C+D+E+F)	0,30
<b>Coeficiente K</b>	C+D+E+F+G	<b>1,73</b>

### 7.15.5. Análisis de precios

A continuación, se realizará el análisis de precio de los rubros antes mencionados, con el fin de obtener el costo y posteriormente el precio de cada unidad técnica. En las siguientes tablas se especifican materiales, equipos y mano de obra interviniente en cada uno:

#### 7.15.5.1. Análisis de precios de los trabajos preliminares

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	LIMPIEZA Y NIVELACION				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	Limpieza y Nivelacion	m2/m2	1,00	\$ 424,60	\$ 424,60	\$ 424,60
	SUBTOTAL					
	k					
	PRECIO TOTAL					\$ 732,44
OBSERVACIONES	Se considera el area dentro del cerco de obra.					

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	OBRADOR, DEPOSITOS Y SANITARIOS				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	Obrador y deposito 3,66m x 4,88m	GL/GL	2	\$ 21.501,87	\$ 43.003,74	\$ 61.430,24
	Sanitarios	\$/GL	2	\$ 7.364,50	\$ 14.729,00	
	Casilla de vigilancia	\$/GL	1	\$ 3.697,50	\$ 3.697,50	
	SUBTOTAL					1,73
k						
PRECIO TOTAL					\$ 105.967,16	
OBSERVACIONES	El costo del sanitario, casilla de vigilancia se calcula para 5 meses					

#### 7.15.5.2. Análisis de precios de procedimientos y cumplimientos

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	REPLANTEO				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	Replanteo	m2/GL	1	\$ 180,10	\$ 180,10	\$ 310,67
	SUBTOTAL					
OBSERVACIONES	Se tuvo en cuenta la mano de obra, materiales y equipos obteniendo el costo total del item, en el consumo no se considera la obra vial.					



ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	CARTEL DE OBRA				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	Cartel de chapa N°27	m2/m2	1	\$ 2.998,71	\$ 2.998,71	\$ 2.998,71
	SUBTOTAL					
	k					1,73
	PRECIO TOTAL					\$ 5.172,77
OBSERVACIONES	El costo unitario tiene en cuenta el montaje.					

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	CERCO DE OBRA				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	Cerco olimpico	ML/ML	1	\$ 1.172,24	\$ 1.172,24	\$ 1.172,24
	SUBTOTAL					
	k					1,73
	PRECIO TOTAL					\$ 2.022,11
OBSERVACIONES	El costo unitario tiene en cuenta el montaje.					

### 7.15.5.3. Análisis de precios de movimientos de suelo

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	EXCAVACION DE SUELOS PARA BASES				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA	AYUDANTE	h/m3	4,00	\$ 148,17	\$ 592,68	\$ 942,80
	OFICIAL	h/m3	2,00	\$ 175,06	\$ 350,12	
	SUBTOTAL					1,73
	k					
PRECIO TOTAL					\$ 1.626,33	

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	EXCAVACION DE SUELOS PARA VIGAS DE ENCADENADO				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA	AYUDANTE	h/m3	3,00	\$ 148,17	\$ 444,51	\$ 619,57
	OFICIAL	h/m3	1,00	\$ 175,06	\$ 175,06	
	SUBTOTAL					1,73
	k					
PRECIO TOTAL					\$ 1.068,76	

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	EXCAVACION DE SUELOS PARA PILOTINES				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA	AYUDANTE	h/m3	3,00	\$ 148,17	\$ 444,51	\$ 619,57
	OFICIAL	h/m3	1,00	\$ 175,06	\$ 175,06	
	SUBTOTAL					1,73
	k					
PRECIO TOTAL					\$ 1.068,76	



#### 7.15.5.4. Análisis de precios de estructuras de hormigón armado

ANALISIS DE PRECIOS								
CONCEPTO	COLUMNAS TIPO 1 (4,8m)				UNIDAD TECNICA			
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL		
MATERIALES Y EQUIPOS	HORMIGON ELABORADO H25	m3/m3	1,10	\$ 7.195,00	\$ 7.914,50	\$ 29.218,22		
	ACERO	kg/m3	192,38	\$ 93,32	\$ 17.952,90			
	TABLA EUCALIPTO 1"x5"	m2/m3	2,75	\$ 853,02	\$ 2.345,80			
	ALAMBRE N°16	kg/m3	0,66	\$ 273,57	\$ 180,56			
	CLAVOS	kg/m3	2,20	\$ 343,56	\$ 755,82			
	PUNTAL DE PINO 3"x3"	ml/m3	1,58	\$ 43,33	\$ 68,64			
SUBTOTAL								
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/m3	17	\$ 148,17	\$ 2.518,89	\$ 5.144,79		
	OFICIAL	hs/m3	15	\$ 175,06	\$ 2.625,90			
	SUBTOTAL							
	k							
						1,73		
PRECIO TOTAL						\$ 59.276,19		

ANALISIS DE PRECIOS								
CONCEPTO	COLUMNAS TIPO 2 (6,8m)				UNIDAD TECNICA			
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL		
MATERIALES Y EQUIPOS	HORMIGON ELABORADO H25	m3/m3	1,1	\$ 7.195,00	\$ 7.914,50	\$ 20.216,57		
	ACERO	kg/m3	95,92	\$ 93,32	\$ 8.951,25			
	TABLA EUCALIPTO 1"x5"	m2/m3	2,75	\$ 853,02	\$ 2.345,80			
	ALAMBRE N°16	kg/m3	0,66	\$ 273,57	\$ 180,56			
	CLAVOS	kg/m3	2,2	\$ 343,56	\$ 755,82			
	PUNTAL DE PINO 3"x3"	ml/m3	1,584	\$ 43,33	\$ 68,64			
SUBTOTAL								
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/m3	17	\$ 148,17	\$ 2.518,89	\$ 5.144,79		
	OFICIAL	hs/m3	15	\$ 175,06	\$ 2.625,90			
	SUBTOTAL							
	k							
						1,73		
PRECIO TOTAL						\$ 43.748,35		

ANALISIS DE PRECIOS								
CONCEPTO	COLUMNAS TIPO 3 SEMICUBIERTO (8m)				UNIDAD TECNICA			
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL		
MATERIALES Y EQUIPOS	HORMIGON ELABORADO H25	m3/m3	1,10	\$ 7.195,00	\$ 7.914,50	\$ 19.926,35		
	ACERO	kg/m3	92,81	\$ 93,32	\$ 8.661,03			
	TABLA EUCALIPTO 1"x5"	m2/m3	2,75	\$ 853,02	\$ 2.345,80			
	ALAMBRE N°16	kg/m3	0,66	\$ 273,57	\$ 180,56			
	CLAVOS	kg/m3	2,2	\$ 343,56	\$ 755,82			
	PUNTAL DE PINO 3"x3"	ml/m3	1,584	\$ 43,33	\$ 68,64			
SUBTOTAL								
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/m3	17	\$ 148,17	\$ 2.518,89	\$ 5.144,79		
	OFICIAL	hs/m3	15	\$ 175,06	\$ 2.625,90			
	SUBTOTAL							
	k							
						1,73		
PRECIO TOTAL						\$ 43.247,71		

ANALISIS DE PRECIOS								
CONCEPTO	BASES				UNIDAD TECNICA			
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL		
MATERIALES Y EQUIPOS	HORMIGON H-8	m3/m3	0,10	\$ 6.250,00	\$ 625,00	\$ 11.944,08		
	HORMIGON ELABORADO H 25	m3/m3	1,10	\$ 7.195,00	\$ 7.914,50			
	ACERO	kg/m3	35,75	\$ 93,32	\$ 3.336,19			
	ALAMBRE N°16	kg/m3	0,25	\$ 273,57	\$ 68,39			
SUBTOTAL								
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/m3	12,00	\$ 148,17	\$ 1.778,04	\$ 3.003,46		
	OFICIAL	hs/m3	7,00	\$ 175,06	\$ 1.225,42			
	SUBTOTAL							
	k							
						1,73		
PRECIO TOTAL						\$ 25.784,51		



ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	VIGAS DE ENCADENADO TIPO V1				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	HORMIGON ELABORADO H 25	m3/m3	1,10	\$ 7.195,00	\$ 7.914,50	\$ 15.705,42
	ACERO	kg/m3	55,78	\$ 93,32	\$ 5.205,39	
	TABLA EUCALIPTO 1"X5"	m2/m3	2,50	\$ 853,02	\$ 2.132,55	
	ALAMBRE N°16	kg/m3	0,40	\$ 273,57	\$ 109,43	
	CLAVOS	kg/m3	1,00	\$ 343,56	\$ 343,56	
SUBTOTAL						
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/m3	12,00	\$ 148,17	\$ 1.778,04	\$ 6.154,54
	OFICIAL	hs/m3	25,00	\$ 175,06	\$ 4.376,50	
	SUBTOTAL					
k						1,73
PRECIO TOTAL						\$ 37.708,43

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	VIGAS DE ENCADENADO TIPO V2				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	HORMIGON ELABORADO H 25	m3/m3	1,10	\$ 7.195,00	\$ 7.914,50	\$ 19.856,29
	ACERO	kg/m3	100,26	\$ 93,32	\$ 9.356,26	
	TABLA EUCALIPTO 1"X5"	m2/m3	2,50	\$ 853,02	\$ 2.132,55	
	ALAMBRE N°16	kg/m3	0,40	\$ 273,57	\$ 109,43	
	CLAVOS	kg/m3	1,00	\$ 343,56	\$ 343,56	
SUBTOTAL						
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/m3	12,00	\$ 148,17	\$ 1.778,04	\$ 6.154,54
	OFICIAL	hs/m3	25,00	\$ 175,06	\$ 4.376,50	
	SUBTOTAL					
k						1,73
PRECIO TOTAL						\$ 44.868,69

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	VIGAS DE ENCADENADO TIPO V3				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	HORMIGON ELABORADO H 25	m3/m3	1,10	\$ 7.195,00	\$ 7.914,50	\$ 15.639,16
	ACERO	kg/m3	55,07	\$ 93,32	\$ 5.139,13	
	TABLA EUCALIPTO 1"X5"	m2/m3	2,50	\$ 853,02	\$ 2.132,55	
	ALAMBRE N°16	kg/m3	0,40	\$ 273,57	\$ 109,43	
	CLAVOS	kg/m3	1,00	\$ 343,56	\$ 343,56	
SUBTOTAL						
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/m3	12,00	\$ 148,17	\$ 1.778,04	\$ 6.154,54
	OFICIAL	hs/m3	25,00	\$ 175,06	\$ 4.376,50	
	SUBTOTAL					
k						1,73
PRECIO TOTAL						\$ 37.594,13

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	PILOTINES				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	HORMIGON ELABORADO H 25	m3/m3	1,10	\$ 7.195,00	\$ 7.914,50	\$ 15.462,22
	ACERO	kg/m3	80,88	\$ 93,32	\$ 7.547,72	
SUBTOTAL						
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/m3	12,00	\$ 148,17	\$ 1.778,04	\$ 3.003,46
	OFICIAL	hs/m3	7,00	\$ 175,06	\$ 1.225,42	
	SUBTOTAL					
k						1,73
PRECIO TOTAL						\$ 31.853,30



### 7.15.5.5. Análisis de precios de estructuras metálicas

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	ESTRUCTURA RETICULADA				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	Caño Rectangular de 10 cmx10 cm	Kg/GL	116860,38	\$ 231,44	\$ 27.046.166,58	\$ 27.666.665,15
	Tensor db=16mm	Kg/GL	1001,09	\$ 93,33	\$ 93.431,54	
	Pintura fondo convertidor de oxido "Alba" 2 capas	m <sup>2</sup> /GL	2617,23	\$ 76,85	\$ 201.134,13	
	Soldadura por filete	mL/GL	2713,62	\$ 120,11	\$ 325.932,90	
<b>SUBTOTAL</b>						
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/GL	568,00	\$ 148,17	\$ 84.160,56	\$ 175.336,80
	OFICIAL	hs/GL	284,00	\$ 175,06	\$ 49.717,04	
	OFICIAL ESP	hs/GL	164,00	\$ 252,80	\$ 41.459,20	
	<b>SUBTOTAL</b>					
k						1,73
<b>PRECIO TOTAL</b>					<b>\$ 48.027.453,36</b>	

ANALISIS DE PRECIOS						
CONCEPTO	UNION				UNIDAD TECNICA	
	DENOMINACION	U/UT	CONSUMO	COSTO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES Y EQUIPOS	Chapa de Acero F-24 3/8"	Kg/GL	1015,48	\$ 189,73	\$ 192.666,26	\$ 1.207.989,54
	Perfil Angulo 6"x6"x7/16"	Kg/GL	566,28	\$ 1.750,90	\$ 991.499,65	
	Pintura fondo convertidor de oxido "Alba" 2 capas	m <sup>2</sup> /GL	24,93	\$ 76,85	\$ 1.915,56	
	Soldadura por filete	mL/GL	182,40	\$ 120,11	\$ 21.908,06	
<b>SUBTOTAL</b>						
MANO DE OBRA	AYUDANTE	hs/GL	48,00	\$ 148,17	\$ 7.112,16	\$ 20.414,40
	OFICIAL	hs/GL	24,00	\$ 175,06	\$ 4.201,44	
	OFICIAL ESP	hs/GL	36,00	\$ 252,80	\$ 9.100,80	
	<b>SUBTOTAL</b>					
k						1,73
<b>PRECIO TOTAL</b>					<b>\$ 2.118.996,80</b>	



### 7.15.6. Presupuesto

A continuación, utilizando todo lo calculado anteriormente, se procede a realizar el presupuesto de la estructura resistente.

Tabla 7.63 | Presupuesto Proyecto Ejecutivo Terminal de Ómnibus Concepción del Uruguay.

OBRA: EDIFICIO TERMINAL DE OMNIBUS						
FECHA: 27/02/2021						
CIUDAD: CONCEPCION DEL URUGUAY						
PRESUPUESTO						
RUBRO	ITEM	DENOMINACION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PARCIAL
Trabajo Preliminares	1.1	Limpieza y Nivelacion	m2	5000	\$ 732,44	\$ 3.662.175,00
	1.2	Obrador, Deposito y Sanitario	GL	-	\$ 105.967,16	\$ 105.967,16
<b>SUB TOTAL</b>						<b>\$ 3.768.142,16</b>
Procedimientos y Cumplimientos	2.1	Replanteo	m2	1705	\$ 310,67	\$ 529.696,61
	2.2	Cartel de Obra	m2	10	\$ 5.172,77	\$ 51.727,75
	2.3	Cerco de Obra	ml	300	\$ 2.022,11	\$ 606.634,20
<b>SUB TOTAL</b>						<b>\$ 1.188.058,56</b>
Movimientos de Suelo	3.1	Excavaciones para Bases	m3	180,80	\$ 1.626,33	\$ 294.040,46
	3.2	Excavaciones para Pilotines	m3	2,57	\$ 1.068,76	\$ 2.746,71
	3.3	Exc. p/ Vigas de Encadenado	m3	23,82	\$ 1.068,76	\$ 25.461,03
<b>SUB TOTAL</b>						<b>\$ 322.248,204990</b>
Estructura de H° A°	4.1	Columna Tipo 1	m3	10,40	\$ 59.276,19	\$ 616.176,01
	4.2	Columna Tipo 2	m3	13,70	\$ 43.748,35	\$ 599.133,65
	4.3	Columna Tipo 3	m3	12,67	\$ 43.247,71	\$ 548.034,98
	4.4	Bases	m3	49,17	\$ 25.784,51	\$ 1.267.824,40
	4.5	Pilotines	m3	2,82	\$ 31.853,30	\$ 89.921,87
	4.6	Vigas de Encadenado V1	m3	20,03	\$ 37.196,52	\$ 745.209,99
	4.7	Vigas de Encadenado V2	m3	4,83	\$ 44.868,69	\$ 216.769,62
	4.8	Vigas de Encadenado V3	m3	5,08	\$ 37.594,13	\$ 190.929,31
<b>SUB TOTAL</b>						<b>\$ 4.273.999,81</b>
Estructuras Metalicas	5.1	Estructuras Reticuladas	GL	1	\$ 48.027.453,36	\$ 48.027.453,36
	5.2	Union Viga-Columna	GL	1	\$ 2.118.996,80	\$ 2.118.996,80
<b>SUB TOTAL</b>						<b>\$ 50.146.450,16</b>
<b>PRESUPUESTO TOTAL EN PESOS ARGENTINOS</b>						<b>\$ 59.698.898,90</b>
<b>PRESUPUESTO TOTAL EN DOLARES</b>						<b>\$ 406.114,96</b>



## 7.16. Programación de Obra

La Programación es el ordenamiento secuencial de todas las tareas necesarias para ejecutar la obra teniendo en cuenta su interdependencia y la disponibilidad de los factores de producción. Esto permitirá establecer cómo se realizará la obra, y asignar los recursos necesarios para cada trabajo. También es útil para determinar la duración, fecha de inicio y fin de cada tarea, el tiempo total que insumirá la ejecución de la obra, las tareas más importantes o críticas y las que disponen de flexibilidad en el uso del tiempo.

Desarrollar una programación significará organizar eficientemente la obra y contar con ventajas financieras al reducir el tiempo de inmovilización de la inversión. Por otra parte, una obra no programada insumirá más tiempo de construcción y será económicamente más costosa ya que no habrá sincronización en su desarrollo, y existirán tareas que comiencen tarde y otras que no podrán iniciarse por no encontrarse finalizadas las precedentes, lo que originará el mantenimiento de recursos ociosos.

### 7.16.1. Objetivos de la Programación

- Cumplir con el plazo de ejecución.
- Cumplir con el precio convenido.
- Cumplir con la calidad especificada.
- No superar el costo total previsto.
- Obtener la utilidad prevista.
- Procurar el menor costo financiero.
- Conseguir el pleno empleo de la mano de obra.
- Conseguir el pleno empleo de maquinaria y equipos.
- Evitar tiempos muertos y paralizaciones de obra.

### 7.16.2. Procedimiento para la Programación de Obras

El procedimiento para hacer una Programación de Obras se organiza en las siguientes etapas:

**Etapas de Estudio:** para poder planificar la ejecución de una obra, es necesario conocerla integralmente. Conocer su emplazamiento, la naturaleza de los trabajos a realizar, las soluciones constructivas a emplear, y la adecuada secuencia del proceso constructivo a desarrollar.

**Etapas de Planeamiento:** en esta etapa se debe definir, acorde a la envergadura de la obra, el nivel de precisión o profundidad que se necesita en la programación de la ejecución de los trabajos.



**Etapa de Programación:** en esta etapa aparece el factor tiempo. Al calcular los tiempos de duración de cada tarea y realizar la sumatoria según la diagramación o secuencia planificada, se podrá determinar fecha de comienzo y fin de cada operación y conocer el tiempo total de duración de la obra.

**Etapa de Control:** la programación es una herramienta para el control de los avances de la obra, para poder contrastar lo programado con lo realmente ejecutado, y realizar correcciones cuando el avance de la obra se aparta respecto a la programación establecida inicialmente.

Existen diversos métodos para realizar la planificación de la obra, pero se según los requerimientos del “Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares” ha de adoptarse el Diagrama de Gantt, cuyo objetivo es mostrar el tiempo de dedicación previsto para diferentes tareas o actividades a lo largo de un tiempo total determinado.

El método consiste en un diagrama de barras que permite graficar en una escala temporal la programación de la Obra. En las ordenadas se ubican las “operaciones” subdivididas en tantas como la obra necesite siguiendo la secuencia constructiva lógica acorde a la técnica de ejecución; y en las abscisas se coloca el “tiempo de ejecución” en la unidad elegida, dependiendo de la envergadura de la obra y de la profundidad del análisis a realizar.

El software Microsoft Project (o MSP), el cual fue diseñado para la administración de proyectos fue utilizado para construir el diagrama de Gantt. A continuación, se enuncian los pasos que se deben seguir.

#### Listado de Operaciones

Se realiza un listado acorde a la profundidad del análisis que se pretende realizar. Se desglosa a la obra en Rubros, Ítems u operaciones según el detalle o precisión necesaria en la programación.

#### Ordenamiento del Listado

Se realiza un ordenamiento descendente siguiendo aproximadamente la secuencia constructiva deseada la cual brinda una mayor facilidad de lectura de la programación.



### 7.16.3. Cálculo de la duración de cada operación

Para determinar aproximadamente la duración en horas de cada ítem de la obra se utiliza la siguiente formula.

$$Tiempo = \frac{Cantidad}{Rendimiento \times Jornada \times N^{\circ} \text{ de Operarios}}$$

Esta expresión como puede verse varia proporcionalmente con la cantidad total de la unidad técnica del ítem y es inversamente proporcional al rendimiento de la mano de obra, las horas de trabajo por día y el número de operarios que realizan la actividad.

La jornada laboral que se adopta es de 8hs y está dividida en 2 turnos, el primero da inicio a las 8:00 hasta las 12:00 luego se realiza un descanso de 12: a 13:00 donde los obreros podrán almorzar y/o distenderse para luego volver a sus actividades de 13:00 hasta las 17:00.

Para los ítems en los cuales la formula no tuvo gran precisión se recurrió a la experiencia de profesionales de la construcción para determinar los tiempos.

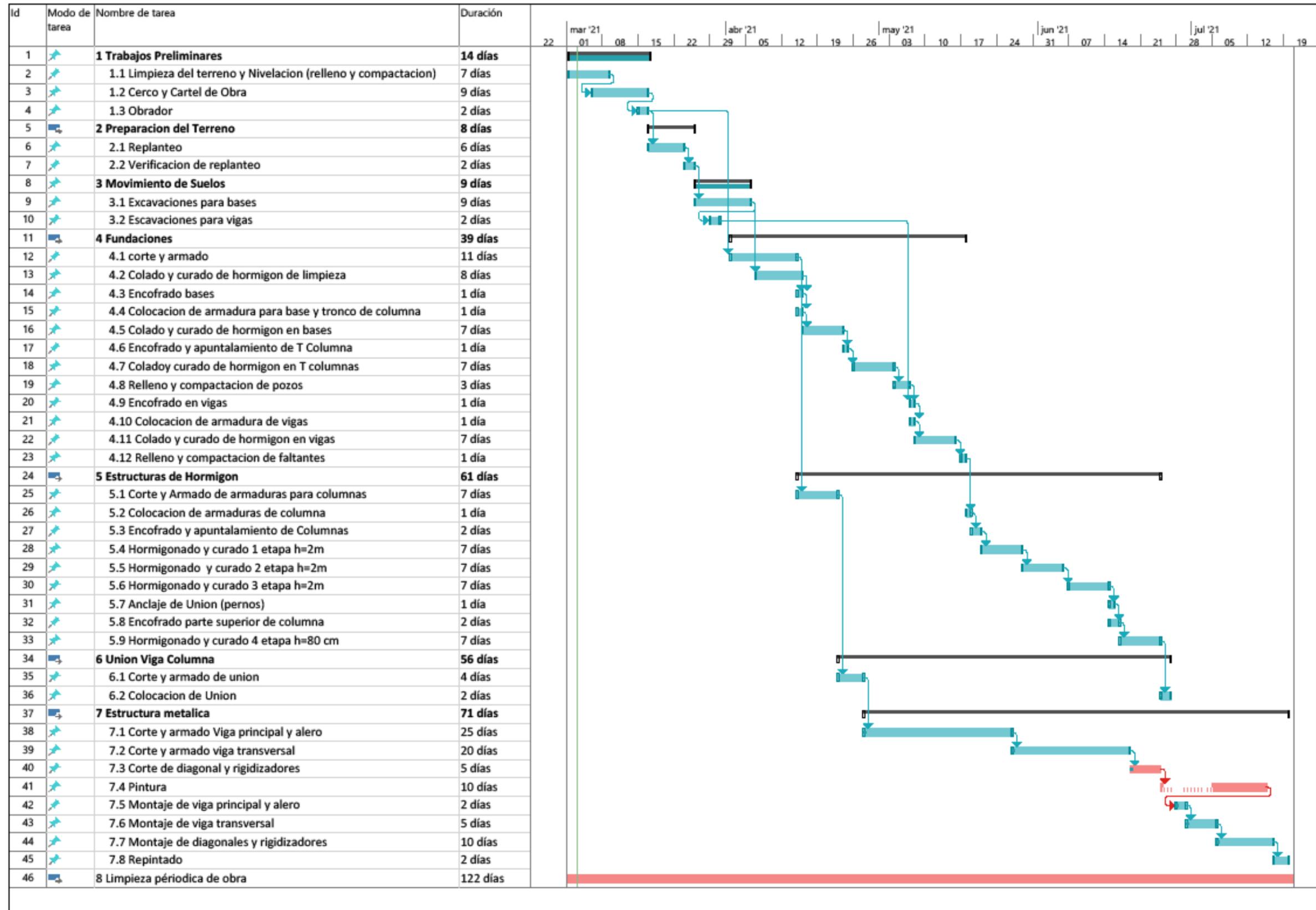
Tabla 7.64 | Calculo Tiempos de Mano de Obra.

Item	M. Obra	Consumos	Rendimiento	Jornada	N° Operarios	UT tot	Dias
		(h/UT)	(UT/h)	(hs/día)			
<b>Excavaciones p/ bases</b>	Ayudante	4	0,25	8	9	140,8	<b>7,8</b>
<b>Excavaciones p/ V encadenado</b>	Ayudante	3	0,33		3	9,2	<b>1,2</b>
<b>Columna tipo 2</b>	Ayudante	17	0,06		12	13,7	<b>2,4</b>
<b>Columna tipo 1</b>	Ayudante	17	0,06		12	10,4	<b>1,8</b>
<b>Bases</b>	Ayudante	12	0,08		12	38,72	<b>4,8</b>
<b>V. Encadenado</b>	Ayudante	12	0,08		12	13,54	<b>1,7</b>

### 7.16.4. Construcción del Diagrama de Gantt

Una vez establecida las tareas, el orden; la duración en días y el/los día/s de la semana no laborables el software Project determina la fecha por calendario de inicio y fin de las actividades, resta establecer manualmente que actividades son las predecesoras a cada tarea, obteniendo así un camino lógico de las etapas constructivas.

Al estudiar este “camino” podemos concluir que de comenzar la obra la fecha 1/3/2021 y respetando los plazos para finalizarla el 20/7/2021 la duración de la misma es de 201 días de calendario. Además, el diagrama permite identificar las que representan una mayor demanda de mano de obra. En nuestro proyecto el ítem de pintura es el que puede causar demoras significativas, por lo que de ser posible se debe garantizar que el proceso sea eficiente y demore lo menos posible, esto podría lograrse con un mayor número de trabajadores que el planificado inicialmente.





## 7.17. Análisis Financiero

Contando con la información brindada por el cómputo y presupuesto de la obra, y su plan de trabajo, fue posible determinar el avance mensual en porcentaje y en pesos. Además, hallar la incidencia de cada actividad en por ciento respecto al precio total de la estructura.

### 7.17.1. Calculo de incidencias por ítems

Tabla 7.65 | Incidencias por ítems.

TERMINAL CONCEPCION DEL URUGUAY			
RUBRO/ITEM	DESIGNACION	PRECIO	INC.
1	TRABAJOS PRELIMINARES	\$ 3.768.142,16	6,31%
2	PROC. Y CUMPLIMIENTO	\$ 1.188.058,56	1,99%
3	MOVIMIENTO DE TIERRA	\$ 322.248,21	0,54%
4	FUNDACIONES	\$ 2.510.655,18	4,21%
5	ESTRUCTURAS DE HORMIGON	\$ 1.763.344,64	2,95%
6	UNION	\$ 2.118.996,80	3,55%
7	ESTRUCTURA METALICAS	\$ 48.027.453,36	80,45%
<b>TOTAL:</b>		<b>\$ 59.698.898,90</b>	<b>100,00%</b>

### 7.17.2. Plan de avance % de tareas

Conforme a la programación de la obra se confecciono la siguiente tabla de avance porcentual.

Tabla 7.66 | Avance Mensual de Tareas en Por ciento.

PLAN DE TRABAJO % DE AVANCE DE TAREAS						
MESES						
RUBRO	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	CONTROL
1	100,00%					100%
2	100,00%					100%
3	55,00%	45,00%				100%
4		64,00%	36,00%			100%
5		17,50%	30,00%	52,50%		100%
6		67,00%		33,00%		100%
7		4,20%	36,60%	36,60%	22,60%	100%

### 7.17.3. Avance mensual porcentual de incidencias

Partiendo del porcentaje de avance mensual expuesto anteriormente y teniendo en cuenta la incidencia de cada ítem, se confecciona la siguiente tabla y los gráficos correspondientes.



Tabla 7.67 | Avance Mensual de Incidencias en Porciento.

AVANCE MENSUAL %					
MESES					
RUBRO	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5
1	6,31%				
2	1,99%				
3	0,30%	0,24%			
4		2,69%	1,51%		
5		0,52%	0,89%	1,55%	
6		2,38%		1,17%	
7		3,38%	29,44%	29,44%	18,18%
<b>Mensual</b>	8,60%	9,21%	31,84%	32,17%	18,18%
<b>Acumulado</b>	8,60%	17,81%	49,65%	81,82%	100,00%

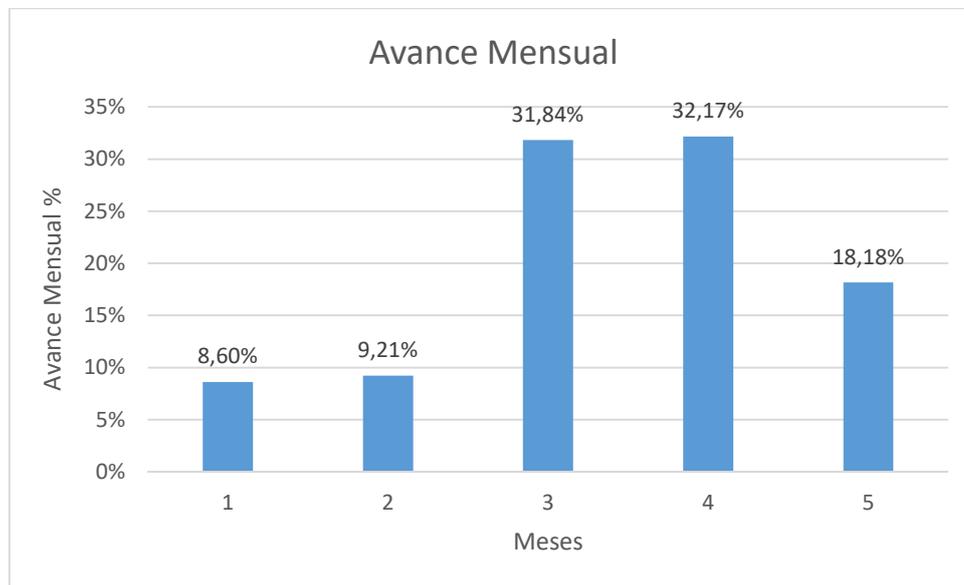


Ilustración 7.86 | Grafico de Barras Avance Mensual en Porciento.

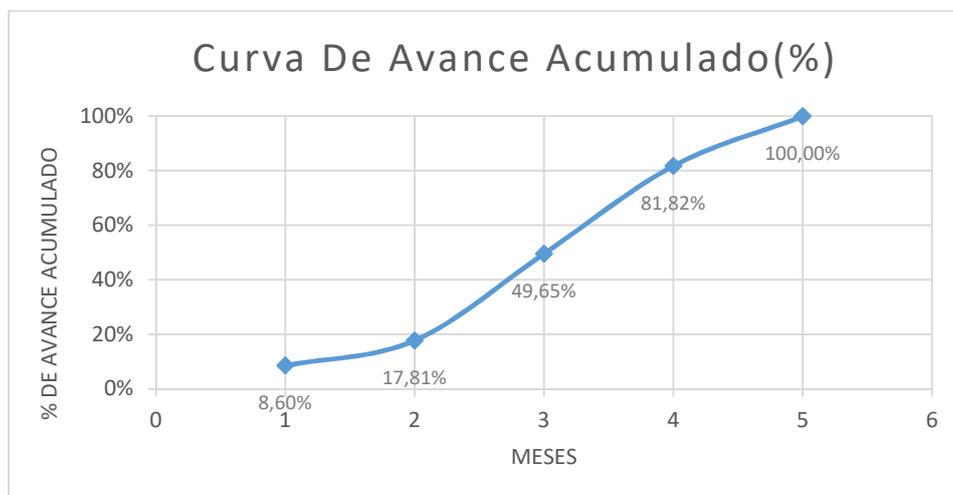


Ilustración 7.87 | Curva de Avance Acumulado Porcentual.



#### 7.17.4. Avance mensual de obra en pesos

En este caso, teniendo en cuenta la información expresada en la tabla de incidencias por ítems, el precio de cada uno y su avance mensual, fue posible determinar el capital necesario para cada mes de obra y el acumulado consecuente. Los resultados se expresan en la siguiente tabla y gráficos.

Tabla 7.68 | Avance Mensual en Pesos.

AVANCE DE OBRA EN \$					
MESES					
RUBRO	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5
1	\$ 3.768.142,16				
2	\$ 1.188.058,56				
3	\$ 177.236,51	\$ 145.011,69			
4		\$ 1.606.819,31	\$ 903.835,86		
5		\$ 308.585,31	\$ 529.003,39	\$ 925.755,93	
6		\$ 1.419.727,85		\$ 699.268,94	
7		\$ 2.017.153,04	\$ 17.578.047,93	\$ 17.578.047,93	\$ 10.854.204,46
<b>Mensual</b>	<b>\$ 5.133.437,24</b>	<b>\$ 5.497.297,21</b>	<b>\$ 19.010.887,18</b>	<b>\$ 19.203.072,81</b>	<b>\$ 10.854.204,46</b>
<b>Acumulado</b>	<b>\$ 5.133.437,24</b>	<b>\$ 10.630.734,45</b>	<b>\$ 29.641.621,63</b>	<b>\$ 48.844.694,44</b>	<b>\$ 59.698.898,90</b>

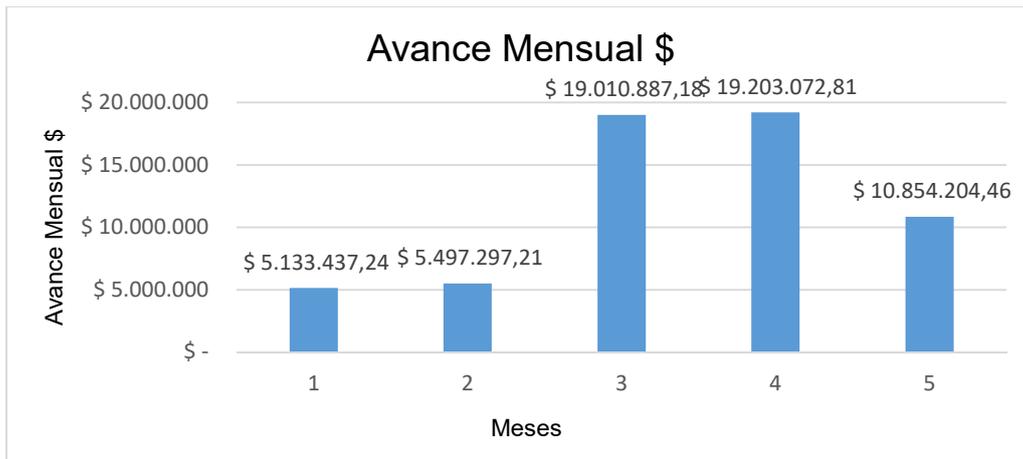


Ilustración 7.88 | Grafico de Barras Avance Mensual en Pesos.

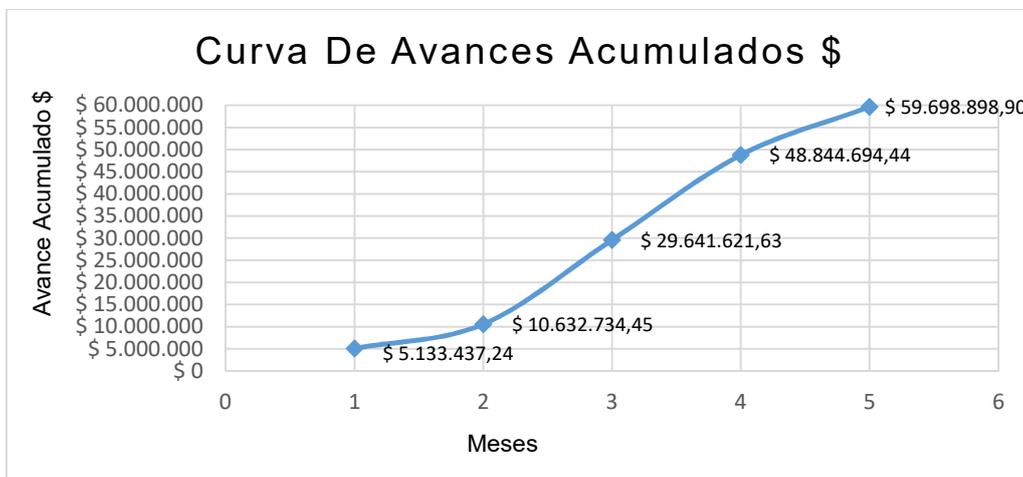


Ilustración 7.89 | Curva de Avance Acumulado en Pesos.



## 7.18. Pliego de Cláusulas Particulares

**ARTÍCULO 1º - DESCRIPCIÓN DE LA OBRA:** las obras que se licitan comprenden el proyecto y ejecución de la Obra: **ESTRUCTURA RESISTENTE DE NUEVO EDIFICIO TERMINAL DE ÓMNIBUS – LOCALIDAD CONCEPCION DEL URUGUAY – DEPARTAMENTO URUGUAY.** A implantarse en un terreno que es propiedad de la Municipalidad de Concepción del Uruguay, con una superficie de 14260 m<sup>2</sup>.

**ARTÍCULO 2º - PRESUPUESTO OFICIAL:** el Presupuesto Oficial de la Obra, objeto del presente llamado, asciende a la suma de **PESOS CINCUENTA Y OCHO MILLONES NOVECIENTOS VEINTIDOS MIL SETECIENTOS SETENTA Y SEIS CON 97/100 (\$58.922.776,97)** de acuerdo a las planillas de rubros que forman parte de la documentación, siendo el Valor del Pliego de PESOS CINCUENTA Y OCHO MIL NOVECIENTOS VEINTIDOS CON 77/100 (\$58.922.77), precios básicos al mes de Febrero/2021.-

**ARTÍCULO 3º - LUGAR Y FECHA DE APERTURA DE LAS PROPUESTAS:** la fecha y horario para la Apertura de las Ofertas se indicará en el respectivo Llamado a Licitación.

**ARTÍCULO 4º - PRESENTACIÓN DE LA OFERTA:** la Oferta deberá presentarse hasta el día y hora del Acto de Apertura.

**Las ofertas se tomarán con precios vigentes al mes anterior al de apertura de la Licitación.**

**ARTÍCULO 5º - PLAZO DE EJECUCIÓN:** el plazo de ejecución de las obras se fijó en **12 MESES**, contados a partir de la firma del Acta de iniciación de los trabajos.

**ARTÍCULO 6º - PLAZO DE GARANTÍA:** se ha fijado un plazo de garantía de **seis meses** a partir de la Recepción Provisional de las Obras. Durante ese lapso la conservación será por exclusiva cuenta del Contratista.

**ARTÍCULO 7º - CAPACIDAD DE CONTRATACIÓN:** la capacidad de contratación anual, otorgada por la Dirección General del Registro Provincial de Contratistas de Obras y Servicios y Variaciones de Costos de Entre Ríos, necesaria para la presente Obra no deberá ser inferior a la suma de PESOS CINCUENTA Y OCHO MILLONES NOVECIENTOS VEINTIDOS MIL SETECIENTOS SETENTA Y SEIS CON 97/100 (\$58.922.776,97).



#### **ARTICULO 8° - CONDUCCIÓN DE LOS TRABAJOS REPRESENTANTE**

**TÉCNICO:** para asumir la conducción de los trabajos previstos para la Obra, el Contratista o su Representante Técnico deberá poseer título de **INGENIERO CIVIL, INGENIERO EN CONSTRUCCIONES** o en la Especialidad acorde con los trabajos a realizar, expedido o revalidado por Universidades Nacionales y estar debidamente inscripto en el Colegio de Profesionales correspondiente de la Provincia de Entre Ríos, con certificado de matriculación al día, lo cual deberá acreditarlo en su propuesta.

**ARTÍCULO 9° - DE LAS OFERTAS:** se deberá acompañar a la Propuesta, junto a la documentación referida en el art 1-09 de las Bases de Licitación y en el SOBRE N° 1 los siguientes elementos:

- a) Estudio y Relevamiento de las Condiciones del lugar donde habrán de realizarse los trabajos
- b) Memoria de cálculo efectuada por el Contratista a los fines de ser aprobada. El grado de detalle de los cálculos será el mínimo necesario para poder establecer el costo de los distintos componentes de la estructura.
- c) Diagrama de Gantt y de Inversiones, teniendo en cuenta el anticipo financiero del 25% del monto contractual, el que servirá de base para el cálculo del costo financiero.
- d) Diagrama de Camino Crítico y Diagrama Calendario Programado, a fin de coordinar la ejecución de trabajos de infraestructura.

La falta de alguno de los elementos detallados en este artículo será causal de rechazo de la oferta.

#### **ARTÍCULO 10° - RECOMENDACIONES:**

- 1.- Especialmente se solicita a los señores proponentes respetar el ordenamiento detallado en el artículo correspondiente del Pliego General de Condiciones, respecto a la carpeta de documentación - Sobre N° 1 - tanto en el original como en las copias. -
- 2.- El Profesional que firma la propuesta como Director Técnico de la Empresa debe ser el mismo que figure con ese cargo en la Dirección General del Registro Provincial de Contratistas de Obras y Servicios y Variaciones de Costos de Entre Ríos. Dicho Profesional podrá desempeñar esas funciones en una sola Empresa. El Representante Técnico propuesto por el Contratista para la obra podrá firmar la documentación en forma conjunta con el Director Técnico de la Empresa.



3.- El proponente que en el período de estudio de las ofertas no dieran cumplimiento al suministro de los datos que le sean solicitados por la Administración dentro de los plazos que esta le fije, se considerará que retira su oferta, y de acuerdo con lo especificado en el Artículo 20° de la Ley de Obras Públicas N°6351, perderá el depósito de garantía en beneficio de aquella.

4.- Los proponentes deberán extremar las medidas a fin de evitar errores numéricos en las operaciones o en su volcado en planilla que, al ser detectados por la Comisión de Estudio de Propuestas, modifican el precio final de la oferta.

También debe tenerse en cuenta la claridad con que se detallarán los análisis de precios tal cual lo indican los Pliegos de Condiciones.

Destacase también que la presentación que se realiza, está reflejando en cierto modo, la seriedad con que se ha estudiado la obra a cotizar y el grado de organización técnica-administrativa de la Empresa y por lo tanto pueden servir, estos elementos de juicio, para la selección del futuro adjudicatario.

**ARTÍCULO 11° - PAGO DE APORTES DE LA LEY 4035:** la empresa que haya trabajado en la Provincia de Entre Ríos en los últimos dos (2) semestres deberá presentar junto con la propuesta una fotocopia del pago de los aportes de la Ley 4035 del último semestre anterior al correspondiente de la Licitación.

**ARTÍCULO 12° - MODALIDAD DEL SISTEMA DE CONTRATACIÓN:** las obras se contratarán por el sistema de Ajuste Alzado Relativo con reconocimiento de Variaciones de Costos, adoptando la modalidad Llave en Mano, por lo que el Contratista quedará a cargo de los suministros necesarios y la construcción asumiendo una responsabilidad global por la ejecución de la obra.

**ARTÍCULO 13° - RÉGIMEN DE REDETERMINACIÓN DE PRECIOS DE CONTRATO:** serán reconocidas las Variaciones de Costos que se produzcan durante la ejecución de los trabajos mediante la aplicación de las Disposiciones y Normas establecidas por el Gobierno de la Provincia de Entre Ríos para los Contratos de Obras Públicas Provinciales.

**ARTÍCULO 14° - PLAN DE TRABAJO Y CURVA DE INVERSIONES - PLANILLA TIPO:** el oferente deberá presentar con su propuesta, un plan de trabajo y una curva de inversiones de acuerdo con el desarrollo de la obra que ofrece realizar. La confección del mismo responderá a los lineamientos del Anexo adjunto.



### **ARTÍCULO 15° - NÓMINA COMPLETA DE EQUIPOS A PRESENTAR POR LOS**

**PROPONENTES:** los proponentes deberán presentar junto con la oferta la nómina completa de los equipos que se emplearán para llevar a cabo la obra. A tal efecto deberán llenar debidamente la "Planilla de Equipos" cuyo modelo se adjunta.

La Planilla de Equipos consta de las siguientes columnas:

**COLUMNA 1 - N° DE ORDEN INTERIOR:** para llenar esta columna, las empresas previamente deberán codificar o numerar sus equipos, lo cual facilitará su identificación para la inspección o durante el desarrollo de la obra.

**COLUMNA 2 - DESIGNACIÓN:** se refiere a la denominación del equipo o maquinaria, Ejemplo: Retroexcavadora y equipos complementarios, etc.

**COLUMNA 3 - MARCA:** se refiere al nombre de la fábrica o al nombre con que dicha fábrica denomina a la máquina ofrecida.

**COLUMNA 4 - MODELO:** indicar modelo de la máquina ofrecida por la fábrica antes mencionada.

**COLUMNA 5 - POTENCIA O CAPACIDAD:** se deberá expresar en las unidades que indique

el trabajo de la máquina en su capacidad operativa (HP, m<sup>3</sup>, t, m<sup>3</sup>/h, T/H, etc.).

**COLUMNA 6 - N° DE HORAS DE TRABAJO:** se indicará el total de horas útiles trabajadas por la máquina al momento de la oferta.

**COLUMNA 7 - ESTADO:** esta columna queda reservada para el Comitente, que deberá indicar los resultados de las inspecciones que realice a los equipos.

**COLUMNA 8 - UBICACIÓN ACTUAL:** el Contratista deberá indicar en el momento de la Licitación, donde se encuentra ubicado el equipo ofrecido para poder realizar su Inspección: Obra, taller de reparación, depósito, etc. Asimismo, indicar cuales prevé disponer por alquiler o compra.

**COLUMNA 9 - FECHA PROBABLE DE DISPONIBILIDAD:** el Contratista deberá indicar en qué fecha la máquina ofrecida queda en condiciones de ingresar a la obra.



**MODELO DE PLANILLA DE EQUIPOS A INCORPORAR A LA OBRA**

1	2	3	4	5	6	7	8	9
N° DE ORDEN	DESIGNACIÓN	MARCA	MODELO	POTENCIA CAPACIDAD	N° HORAS DE TRABAJO	ESTADO	UBICACIÓN ACTUAL	FECHA DISPONIBIL.

**ARTÍCULO 16° - CONTRATACIÓN DE SEGUROS:**

- I. Las Empresas Contratistas deberán indefectiblemente contratar con el Instituto Autárquico Provincial del Seguro de Entre Ríos los seguros de caución que constituyan por el cumplimiento de sus obligaciones, como, por ejemplo: Garantía de Oferta, Garantía de cumplimiento de Contrato, Anticipo Financiero, Sustitución de Fondo de Reparación. -
- II. Las Empresas contratistas deberán contratar seguro de accidentes de trabajo contempladas en la Ley 24.557 sobre riesgos del trabajo, cuyo marco conceptual abarca las siguientes contingencias sociales: accidente de trabajo, enfermedad profesional, accidente "in itinere", asistencia médica y farmacéutica, incapacidades, invalidez, muerte, desempleo - reinserción; seguro de responsabilidad civil como así también cualquier otro que fuera exigido expresamente por la Repartición.
- III. El incumplimiento de dicha obligación o la mora en el pago de la prima que correspondieran a los seguros contratados, impedirá el perfeccionamiento de órdenes de pago por certificados de obras aprobadas. Será condición ineludible para proceder al replanteo de la obra, la acreditación por parte del Contratista del cumplimiento de las obligaciones precedentes.
- IV. Al procederse a la recepción definitiva de las obras, el Contratista deberá acreditar el pago total correspondiente a los seguros contratados como requisito previo a la devolución de las garantías que se hubieran constituido con el cumplimiento de sus obligaciones.
- V. El presente artículo tiene prevalencia y anula cualquier disposición en contrario contenida en este Pliego.

**ARTICULO 17° - ANÁLISIS DETALLADO DE LOS PRECIOS UNITARIOS COTIZADOS POR LOS PROPONENTES:** en el acto de la licitación, los proponentes deberán acompañar sus propuestas con los análisis de precios de cada uno de los ítems que integran la oferta, con excepción de aquellos cuyo monto no supere el dos por



ciento (2%) del monto total de la misma, y sin sobrepasar en conjunto el cinco por ciento (5%) de dicho total; lo que incluirán en el Sobre N°2.

La eventual inadecuación de los datos contenidos en los análisis de precios, elaborados según lo que se establece a continuación, con respecto a las cantidades o proporciones de mano de obra, equipos, etc., que demanda la ejecución de los trabajos conforme a las especificaciones del proyecto, no justificarán modificación alguna en los precios unitarios del contrato.

El incumplimiento de lo establecido en el presente artículo faculta a la ADMINISTRACION para disponer el rechazo de la propuesta.

**ARTICULO 18° - TERRENOS FISCALES OCUPADOS POR EL CONTRATISTA:**

serán por cuenta exclusiva del Contratista el pago de los derechos de arrendamientos u ocupaciones que corresponda satisfacer cuando el mismo ocupe terrenos fiscales, ya sean nacionales, provinciales o municipales o en zonas portuarias o ferroviarias, destinados a la instalación de depósitos para sus elementos de trabajo, materiales u otros fines correspondientes a la obra.

**ARTÍCULO 19° - RÉGIMEN DE MULTAS:**

I.- Mora en la ejecución de los trabajos:

a) Cuando la mora fuere sobre el plazo de terminación, el Contratista abonará en concepto de multa, los porcentajes que a continuación se detallan, tomados sobre el monto de obra no ejecutada, adicionándose los gastos de Inspección.

La liquidación se hará en forma mensual y acumulativa, a saber:

Porcentaje de atraso respecto al plazo contr.	% de multa
6 a 10%	3%
11 a 15%	6%
16 a 20%	8%
21 a 25%	10%



Estas multas tendrán siempre carácter definitivo y darán motivo en caso de alcanzarse al tope del 10% del monto contractual a la rescisión del Contrato, conforme se prevé en los Artículo 31 y 73 Inc. f) de la Ley 6351.

b) Por otra parte, cuando el monto total de certificación no alcance el ochenta y cinco por ciento (85%) de las previsiones del Plan de Trabajos e Inversiones aprobado, para la fecha de certificación, el Contratista abonará en concepto de multa a partir del primer certificado subsiguiente a aquel que causa el déficit de ejecución, los importes que se indican:

- Durante las dos (2) primeras semanas, por cada semana el diez por mil (10‰) del monto contractual correspondiente al déficit que acuse la certificación en que se aplique la multa, respecto al plan de trabajos aprobado.

- Durante las semanas subsiguientes se aplicará el veinte por mil (20‰) del mismo valor.

Estas penalidades por incumplimiento del Plan de Trabajos e Inversiones tendrán carácter provisorio.

Su monto total será reintegrado al Contratista con el primer certificado en el cual el monto acumulado de obra ejecutada iguale o supere las sumas previstas por el Plan de Trabajo e Inversiones. En el caso en que las obras no se encuentren totalmente terminadas dentro del plazo aprobado para su ejecución total, las penalidades que a esa fecha se hubieran aplicado adquirirán carácter definitivo y se adicionarán a las que corresponda aplicar por vencimiento de plazos y gastos de Inspección.

En los casos que corresponda devolución de multas, dicha devolución no generará pago de intereses.

A efectos de la aplicación de a) y b) se define como "Monto o importe contractual" al que resulte, según las dos posibilidades que se detallan a continuación:

a) Está en vigencia el contrato primitivo: en este caso, para el cual no hay modificaciones de obras aprobadas, será el importe total o parcial del Contrato (parcial si existen plazos diferentes según grupos de ítem).

b) Hay modificaciones de obra aprobadas: Difiere del procedimiento indicado en a) solamente en lo siguiente: En lugar del importe contrato primitivo se tomará el



monto del rubro "Obras a ejecutar" de la última modificación de obra aprobada. De esta manera quedan contemplados, si existieran, ítem con distintos orígenes.

En ambos casos a) y b) no se tendrán en cuenta los importes certificados en concepto de adelantos por acopios de materiales.

c) Cuando el Pliego Complementario de Condiciones establezca plazos parciales y expirasen estos sin quedar terminados los trabajos que corresponda, el Contratista será pasible de la aplicación de los siguientes porcentajes en concepto de multas, los que se calcularán sobre los importes contractuales de los trabajos correspondientes a cada uno de los plazos vencidos:

- Durante las cuatro (4) primeras semanas de mora: 3‰ (tres por mil) por cada semana o fracción.
- Durante las cuatro (4) semanas subsiguientes: 5‰ (cinco por mil) de semana o fracción.
- Durante las ocho (8) semanas subsiguientes: 6‰ (seis por mil) por cada semana o fracción.
- Durante las semanas subsiguientes: 7‰ (siete por mil) por cada semana o fracción.

Los importes de las multas se descontarán a partir del primer certificado que se emita y en todos los que se emitan posteriormente, hasta la entrega de los trabajos correspondientes a los plazos vencidos. Los importes descontados no son reintegrables.

Cuando el monto líquido del Certificado no alcanzase a cubrir el importe a descontar en concepto de multa, se descontará el mismo sobre las garantías constituidas. En este caso el Contratista deberá reponer la suma afectada en el plazo perentorio de DIEZ (10) días corridos de notificado.

Cuando la mora fuese sobre el plazo de la terminación total de la obra, el Contratista pagará además los gastos de Inspección producidos durante la misma.

#### *II.- Ausencia del Contratista o del Representante Técnico:*

Toda ausencia en la obra del Contratista, o de su representante Técnico, que no obedezca a razones justificadas a juicio de la Repartición, dará motivo a la aplicación de las siguientes penalidades por día de ausencia:



- ARQUITECTO - INGENIERO en CONSTRUCCIONES - INGENIERO CIVIL
- . El monto equivalente a quince (15) Jornales obreros.

Se tomará a los fines antes citados, el jornal básico para el oficial especializado de la INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN, vigente a la fecha de producida la ausencia.

### III.- *Suspensión injustificada del Trabajo:*

Cuando el Contratista interrumpa o suspenda los trabajos injustificadamente a juicio de la Repartición por un período de OCHO (8) días corridos o mayor, se hará pasible a una multa equivalente al cinco por ciento (5%) del monto de los trabajos previstos a realizar en dicho período:

En caso de reincidencia, la multa se duplicará, calculándose su monto de la misma forma anterior.

### IV.- Penalidades por incumplimiento de Órdenes de Servicios y falta de señalamientos diurno y nocturno:

El incumplimiento de Órdenes de Servicio y falta de señalamiento diurno y nocturno motivará una multa equivalente a TREINTA (30) jornales obreros, por la primera orden incumplida a partir de la cual la falta de cumplimiento de las Órdenes de

Servicio motivará la sucesiva duplicación de los montos a aplicar.

Se tomará a los fines citados al jornal básico para el Oficial Especializado de la INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN vigente a la fecha de producida la inobservancia de la Orden de Servicio.

**ARTÍCULO 20º - PRESENTACIÓN DE LOS PLANOS CONFORME A OBRA EJECUTADA:** el Contratista deberá presentar una vez finalizada las obras, planos conforme a obra ejecutada que serán firmados por el Contratista, Director Técnico de la Empresa e Inspección de las Obras.

Todos los planos serán dibujados en tinta negra y agregado de colores convencionales, en escalas similares a la de los planos correspondientes del proyecto y en láminas de papel vegetal de 90grs. La presentación títulos, leyendas y dibujos de detalles, serán de índole similar a las de los planos del proyecto.



En los mismos se dibujará el rótulo o carátula para la inscripción de datos, el cual será de iguales características al sello que utiliza el Organismo, vigente a la fecha que se presenten los planos o el rótulo que exija el Ente que debe aprobar los Planos.

Los originales de los planos conforme a obra deberán ser presentados en forma completa, antes de la recepción provisional de la obra, y de no merecer observaciones por parte de la Administración, ser acompañados de tres copias y un soporte magnético.

En el caso de merecer algunas observaciones, estas deberán ser corregidas presentando nuevamente los originales y tres copias y el soporte magnético dentro del plazo de garantía, requisito sin el cual no podrá efectuarse la recepción definitiva.

Asimismo, deberá confeccionar y gestionar para su aprobación los planos de las instalaciones frente a los Organismos Competentes pertinentes. Presentando ante la Administración los comprobantes del trámite cumplido y certificaciones pagas a su costa. Si correspondiera (zona urbana) deberá confeccionar los Planos Municipales, gestionando y tramitando su aprobación, de acuerdo a las reglamentaciones vigentes, presentando en dicho caso a la Administración los comprobantes del trámite cumplido.

Todos los gastos correspondientes a la confección, presentación, gestión y/o aprobación de los planos de acuerdo a lo establecido en este artículo, serán por cuenta del Contratista, quien deberá incluirlos en el ítem correspondiente o en los gastos generales de la obra.

Todos los gastos correspondientes a la preparación de los planos originales y de los juegos de copias respectivas, cuya confección estará a cargo del Contratista de acuerdo a lo establecido en este artículo, serán por cuenta del mismo, quien deberá incluirlos en los gastos generales de la obra.

**ARTÍCULO 21º - ACLARACIONES SOBRE EL PROYECTO:** La Repartición podrá formular aclaraciones de oficio o evacuar consultas que por escrito formulen los interesados, las cuales se llevarán a conocimiento de todos los participantes. Dichas comunicaciones aclaratorias se formularán hasta SIETE (7) días hábiles anteriores a la fecha establecida para la apertura de la Licitación, excluida ésta última.

**ARTÍCULO 22º - AMPLIACIÓN DEL PLAZO DE EJECUCIÓN POR CAUSAS DE LLUVIA:** el Contratista deberá considerar, al elaborar su propuesta, los días que se verá afectada la marcha de la obra por las lluvias consideradas normales. A los efectos recabará del ORGANISMO correspondiente los días de las lluvias acaecidas durante



los seis años calendario anteriores al año correspondiente a la presente Licitación, a lo que llamaremos Registro de Lluvias.

A partir de ese Registro se deducirán los promedios mensuales de las precipitaciones, valores estos que se considerarán normales y que el Oferente tendrá en cuenta al preparar su Plan de Trabajos.

La ampliación del Plazo de Ejecución de la obra por causas de lluvia se justificará cuando las lluvias caídas sobrepasen, ya sean en milímetros caídos y/o número de días de precipitación, a los promedios trimestrales considerados normales y se calculará de acuerdo a lo siguiente:

1. Se tomarán lapsos trimestrales calendarios a partir de la fecha de Replanteo en Obra.
2. Se sumarán los milímetros de lluvias caídas en los meses del trimestre considerado, que han ocurrido en los seis (6) años que constan en el Registro de Lluvias. Esta suma se dividirá por seis (6) años con lo que se obtiene el "PROMEDIO DE MILÍMETROS CAÍDOS EN EL LAPSO" (PMML).
3. Se sumarán las cantidades de días de precipitaciones ocurridas en el trimestre considerado en los seis (6) años que constan en el Registro de Lluvias. Esta suma se dividirá por seis (6) años obteniéndose así el "PROMEDIO DE DIAS DE LLUVIA DEL LAPSO" (PDL).
4. El promedio de milímetros caídos por día en el trimestre que se considerará normal será:

$$\frac{P.MM.L}{P.D.L} = p \text{ mm/día}$$

La fracción de mes que resulte desde la fecha de Replanteo de Obra hasta el fin de dicho mes se agregará al primer trimestre de la obra por lo que el primer lapso resultará de tres meses y fracción.

#### CÁLCULO DE LOS DÍAS DE AMPLIACIÓN

Al transcurrir un trimestre de Obra, teniendo los datos necesarios de la lluvia caída y el número de días de precipitaciones ocurridos pueden presentarse cuatro (4) casos.

##### CASO A

Lluvia caída (en mm) en el trimestre de obra	MMC > PMML
Nº de días de lluvias en el trimestre de obra	Nº D > PDL



Entonces se hará:

$$\frac{MM.C.-P.MM.L}{p} = "a" \text{ días de prórroga}$$

$$N^{\circ}D-P.D.L. = "b" \text{ días de prórroga}$$

Total de días de prórroga: a + b

#### CASO B

Lluvia caída (en mm) en el trimestre de obra       $MMC > PMML$

Nº de días de lluvias en el trimestre de obra       $N^{\circ} D \leq PDL$

Entonces se hará:

$$\frac{MM.C.-P.MM.L}{p} = "a" \text{ días de prórroga}$$

Total de días de prórroga: a

#### CASO C

Lluvia caída (en mm) en el trimestre de obra       $MMC \leq PMML$

Nº de días de lluvias en el trimestre de obra       $N^{\circ}D > PDL$

Entonces se hará:

$$N^{\circ}D-P.D.L. = "b" \text{ días de prórroga}$$

Total de días de prórroga: b

#### CASO D

Lluvia caída (en mm) en el trimestre de obra       $MMC \leq PMML$

Nº de días de lluvias en el trimestre de obra       $N^{\circ}D \leq PDL$

No corresponde ampliación de Plazo por no existir lluvia extraordinaria.

#### EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se supone el siguiente Registro de Lluvias de los seis (6) años calendarios anteriores al correspondiente a la obra.



AÑO	Enero	Feb	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agos	Sept	Oct	Nov	Dic
70	136	327	140	55	61	64	54	14	82	126	98	86
	4	12	3	3	6	7	5	2	9	4	4	5
71	56	316	23	40	33	6	63	34	82	71	60	81
	3	5	1	2	3	2	2	4	4	5	6	4
72	44	192	4	62	136	187	37	30	140	154	108	41
	4	8	1	5	4	7	4	3	6	3	2	8
73	37	114	15	46	208	25	9	81	25	29	94	58
	2	5	2	3	6	1	2	3	2	3	3	4
74	52	145	115	120	50	47	32	15	42	32	125	102
	1	5	4	3	2	5	2	1	2	8	7	4
75	107	184	156	180	122	34	117	109	111	146	412	268
	5	11	4	10	2	2	7	7	5	9	12	7

Considerando el trimestre julio, agosto y septiembre se toman del Registro de Lluvias los valores de milímetros caídos:

$$\begin{aligned}
 \text{Julio:} & \quad 54+63+37+9+32+117 & = 312 \text{ mm} \\
 \text{Agosto:} & \quad 14+34+30+81+15+109 & = 283 \text{ mm} \\
 \text{Septiembre:} & \quad 82+82+140+25+42+111 & = \underline{482 \text{ mm}} \\
 & & 1.077 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

El promedio de milímetros caídos en el lapso (P.MM.L.) será:

$$\text{P.MM.L.} = \frac{1.077}{6} = 179,5 \text{ mm}$$

Y tomando la cantidad de días de lluvia se tiene:

$$\begin{aligned}
 \text{Julio:} & \quad 5+2+4+2+2+7 & = 22 \text{ días} \\
 \text{Agosto:} & \quad 2+4+3+3+1+7 & = 20 \text{ días} \\
 \text{Septiembre:} & \quad 9+4+6+2+2+5 & = \underline{28 \text{ días}} \\
 & & 70 \text{ días}
 \end{aligned}$$

Con los valores precedentes se obtiene el promedio de días de lluvias en el lapso.

$$\text{P.D.L.} = \frac{70}{6} = 11,7 \text{ días}$$

Y el promedio de milímetros de lluvia caídos por día (P) será:



$$P = \frac{P.MM.L}{P.D.L} = \frac{179,5 \text{ mm}}{11,7 \text{ días}} = 15,3 \text{ mm/día}$$

Suponiendo que en la obra en el trimestre julio, agosto y septiembre ha llovido:

Julio:	80 mm	En 7 días
Agosto:	120 mm	En 10 días
Septiembre	75 mm	En 6 días
Totales	<u>275 mm</u>	<u>En 23 días</u>

Por lo tanto, siendo:

$$275 \text{ mm} > 179,5 \text{ mm}$$

$$23 \text{ días} > 11,7 \text{ días}$$

Corresponde el caso A, entonces se calcula:

$$\frac{275 \text{ mm} - 179,5 \text{ mm}}{15,3 \text{ mm/día}} = 6,24 \text{ días}$$
$$23 \text{ días} - 11,7 \text{ días} = 11,3 \text{ días}$$

$$\text{Total} = a + b = 6,24 \text{ días} - 11,3 \text{ días} = 17,54 \text{ días} = 18 \text{ días}$$

Ampliación del Plazo Contractual por el Trimestre julio, agosto y septiembre dieciocho (18) días.

**ARTÍCULO 23° - MEJORA PORCENTUAL DE LA PROPUESTA:** en los casos en que Contratista haya ofrecido en el Acto de la Licitación una mejora porcentual sobre el importe consignado de su oferta, los Certificados de Obras que se emitan serán afectados por la rebaja porcentual.

**ARTICULO 24° - REPLANTEO E INICIACIÓN DE LAS OBRAS:** la Administración comunicará al contratista, con una anticipación de QUINCE (15) días corridos, la fecha de iniciación del replanteo, que deberá realizarse dentro del plazo de TREINTA (30), días corridos, computados a partir de la fecha de la firma del Contrato. En la fecha indicada, el Inspector iniciará el replanteo con asistencia del Contratista o de su representante autorizado, estableciendo marcas, señales, estacas, mojones, puntos fijos de referencia, escalas, etc. que el Contratista queda obligado a conservar por su cuenta.

En base a dichas marcas, señales, puntos fijos, etc., el Contratista complementará, a medida que la marcha de las obras lo exija, el replanteo de detalle de acuerdo con los planos generales, y detalles del proyecto y conforme con las modificaciones que la inspección introduzca durante el curso de los trabajos.



Los gastos en concepto de jornales de peones, movilidad, útiles y materiales que ocasionen el replanteo, así como los de revisión de los replanteos de detalles, que la Administración considere conveniente realizar, son por cuenta exclusiva del Contratista.

En general el replanteo comprenderá la entrega al Contratista de los terrenos necesarios para las obras a ejecutar y se efectuará íntegramente.

Cuando por circunstancias especiales no fuese posible efectuar el replanteo total de las obras, se efectuará un replanteo parcial de las mismas. En este caso, el replanteo parcial deberá comprender como mínimo, una sección continúa de la Obra, en la que se pueden efectuar trabajos que tengan un valor no inferior a la mitad del monto total de contrato.

El replanteo deberá ser completado totalmente antes de transcurrido un tercio del plazo contractual, a contar desde la fecha en que se efectúe el primer replanteo parcial. Si el replanteo no fuese completado totalmente dentro del término indicado en el párrafo precedente, por causas no imputables al Contratista, este podrá exigir: a) ampliación del plazo contractual, pero solo si demostrase que con ello se le ha obstaculizado la prosecución de los trabajos según un plan proporcionado a la naturaleza e importancia de la obra y el plazo contractual; b) resarcimiento de mayores gastos, siempre que demostrase fehacientemente, que al no haberse completado el replanteo en el término establecido se le han ocasionado daños o perjuicios materiales.

Terminado el replanteo se extenderá por duplicado un Acta en la que conste habérselo efectuado con arreglo al Proyecto, que será firmada por el Inspector y el Contratista o su Representante.

Cualquier observación que desee formular el Contratista, relacionada con el replanteo y que pudiera dar lugar a reclamos, deberá constar al pie del Acta en forma de reserva, sin cuyo requisito no se considerará válido reclamo alguno.

Todo reclamo relacionado con las reservas efectuadas en el Acta de replanteo deberá ser presentado dentro de los VEINTE (20) días corridos posteriores a la firma de dicha Acta, vencido este plazo el Contratista perderá los derechos respectivos y se tendrá por no efectuada la reserva.

El plazo contractual se contará a partir de la fecha del primer replanteo. Si el Contratista no concurriese al replanteo inicial se fijará una nueva fecha con DIEZ (10) días corridos de anticipación.



Si tampoco concurriese a esta segunda citación sin que existan, a exclusivo juicio de la Administración, causas justificadas que le hayan impedido asistir, o si habiendo concurrido, se negase a firmar el acta que se labrará con tal motivo, con la certificación de testigos o autoridad competente, se considerará que el Contratista hace abandono de la Obra contratada, pudiendo en ese caso la Administración declarar rescindido el Contrato con las penalidades que corresponden. Se deja establecido que las obras deberán iniciarse dentro del plazo máximo de TREINTA (30) días corridos a partir de la fecha del primer replanteo, quedando entendido que el plazo contractual no sufrirá ninguna ampliación en virtud de lo precedentemente expuesto.

**ARTÍCULO 25° - SEGUROS POR ACCIDENTES DE TRABAJO Y DE RESPONSABILIDAD CIVIL:** el Contratista deberá presentar con 48 horas de anticipación al comienzo del replanteo de la obra, ante la Repartición:

**Seguro por Accidentes de Trabajo:** contempladas en la Ley 24.557 sobre riesgos del trabajo, cuyo marco conceptual abarca las siguientes contingencias sociales: accidente de trabajo, enfermedad profesional, accidente “in itinere”, asistencia médica y farmacéutica, incapacidades, invalidez, muerte, desempleo–reinserción, de todo el personal empleador y obreros que se desempeñan en la obra, en forma nominal. Además, deberá constituir un seguro de idénticas características para todo el personal designado por el Comitente para la Inspección.

**Seguro de responsabilidad civil** por un monto no inferior al VEINTE (20) POR CIENTO del valor del presupuesto oficial.

**ARTICULO 26° - VARIANTES – “NO SE AUTORIZA”.**

**ARTICULO 27° - ANTICIPO:** dentro de los diez días de suscripto el Contrato, se efectivizará un anticipo financiero equivalente al 25% del monto contratado, el que será deducido proporcionalmente de los pagos que se realicen durante el transcurso de los trabajos. Dicho anticipo congelará los Mayores Costos que pudieran producirse en la misma proporción. Para poder percibir el anticipo, el Contratista deberá constituir una Garantía Bancaria o Póliza de Caucción a favor de la Municipalidad de Concepción del Uruguay.

**ARTICULO 28° - ACOPIO – “NO SE AUTORIZA”.**



## 7.19. Pliego de especificaciones técnicas particulares

El contenido de éstas Cláusulas Técnicas Particulares completa y delimita las generales caracterizando el material, sistema o forma de realización de la obra en aquellas en que las descripciones sean variadas.

*Por común acuerdo con la Cátedra de Proyecto Final, se determinó que, en este Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares, se detallarán únicamente los rubros correspondientes a la Estructuras Resistentes y los relacionados a la misma.*

### **ARTÍCULO 1º - TRABAJOS PRELIMINARES**

#### **a) Vallado perimetral:**

El Contratista deberá ejecutar, de acuerdo a las instrucciones de la inspección, un vallado perimetral a la obra que impida el acceso de personas ajenas a la misma y con las medidas de seguridad necesarias a fin de evitar accidentes.

En el vallado de las veredas, el contratista tramitará el permiso correspondiente ante la Municipalidad, como también cumplirá con todos los requisitos que exija este organismo, tanto en la ejecución, como en el mantenimiento y retiro del vallado.

Se deberán señalar claramente los sectores de ingresos y egresos peatonales, vehiculares y materiales, así como letreros de precaución que sean necesarios de modo de evitar accidentes, daños y asegurar el normal desarrollo de las actividades.

Se tomarán los recaudos para garantizar su estabilidad y resistencia a vientos.

#### **b) Cartel de obra:**

El Contratista deberá contemplar una estructura resistente adecuada en condiciones de absorber todas las sollicitaciones (peso, viento, etc.) y duradera.

Su colocación deberá garantizar la seguridad de las personas que transiten o se encuentren cercanas a su emplazamiento, el que deberá efectuarse en el lugar que indique la inspección.

#### **c) Limpieza y preparación del terreno:**

Antes del replanteo, el Contratista deberá limpiar y emparejar el terreno, y rellenando los pozos, cegar pozos, huecos, cuevas, hormigueros, etc. Esta limpieza deberá mantenerse durante todo el transcurso de la obra.

La limpieza incluye todo el perímetro del terreno y no se limita solo a los alrededores de la obra.



**d) Obrador:**

Dentro del terreno, el Contratista construirá por su cuenta, los tinglados, depósitos, etc. necesarios para la ejecución de la obra, de tal manera que no perturbe la marcha de la misma.

El Contratista tomará los recaudos necesarios para la organización de los trabajos, ubicación y comodidades del personal a su cargo, de las herramientas y el equipo a utilizar.

El agua a utilizar para la Obra será obtenida y costeadada por el Contratista, a cuyo cargo estará el pago de todos los derechos que correspondieren por ese concepto, sin derecho a reembolso.

Se deberán instalar los sanitarios provisorios para el personal de obra, guardando las condiciones de salubridad según lo indican el Convenio Colectivo de Trabajo 76/75 y el Decreto 911/96.

**e) Replanteo:**

El Contratista ejecutará los planos de replanteo en base a planos generales y de detalle y deberá presentarlos para su aprobación al Inspector De Obra.

Una vez aprobados, el Contratista ejecutará el replanteo de acuerdo al Capítulo 24 de las C.G.-

Al finalizar se deberá solicitar la aprobación por parte de la Inspección de obra.

**ARTÍCULO 2º- MOVIMIENTOS DE SUELO**

Previo a cualquier trabajo de estructura, se procederá a realizar la nivelación del terreno a cargo del Contratista, hasta las cotas establecidas de proyecto. En plano de ubicación se indica la cota +- 0,00.-

**Relleno y Compactación:**

Deberá efectuarse un relleno que varía según el sector y el que deberá ser perfectamente compactado, según se detalla más adelante.

Para mejorar su capacidad portante y reducir las plasticidades y por ende los efectos negativos que estas producen se aconseja estabilizarlos mediante la incorporación de cal aérea hidratada en porcentajes variables de 2% a 3% pudiendo compactarse a valores de exigencias de compactación del 90% o 95% del Proctor T 99.

En caso de emplearse los suelos naturales se deberá aconsejar que los mismos se compactan con húmedos mayores en 1 a 2 puntos de la humedad óptima del Proctor T99: este humedecimiento permitirá lograr el mayor hinchamiento inicial.



Aconsejándose fundamentalmente no sobrecompactar con bajos tenores de humedad. El grado de compactación será entonces variable entre 88% a 95% del Proctor T99.

Durante el trabajo de relleno y compactación, se tomarán cada 0,30 m de espesor 3 (tres) muestras cada 100 m<sup>2</sup> en presencia y lugar que indique la Inspección, las cuales se analizarán en el laboratorio a fin de determinar si cumple las exigencias técnicas de las Cláusulas.

El análisis de laboratorio determinará el índice plástico del terreno utilizado el cual tendrá que ser menor que el 10%.

Los costos que involucren los ensayos e informes estarán a cargo del adjudicatario de la Obra.

### **Excavación de pozos p/ bases y vigas de fundación:**

Las excavaciones en general se efectuarán en forma manual o mecánica, apartando cuidadosamente los mantos de tierra vegetal para su posterior utilización. Se incluyen todas las tareas necesarias para la correcta ejecución de los trabajos, tales como entubamientos, apuntalamientos provisorios, drenajes, etc., y el retiro de los excedentes de suelo que no se utilicen en los rellenos. No podrá iniciarse excavación alguna sin la autorización previa de la Inspección.

Todo excedente de excavación que supere las pautas de cómputo no será reconocido por la repartición, quedando su costo a cargo del Contratista, como asimismo los volúmenes adicionales de rellenos que deban efectuarse.

La profundidad de las excavaciones será la indicada en los planos correspondientes, al igual que el nivel cero de la obra.

Durante la ejecución se protegerá la obra de los efectos de la erosión, socavaciones, etc., por medio de cunetas o zanjas provisorias. Los productos de los deslizamientos o desmoronamientos deberán removerse y acondicionarse convenientemente en la forma indicada por la Inspección de Obra.

El Contratista deberá tomar todos los recaudos necesarios para evitar la inundación de las excavaciones, ya sea por infiltraciones o debido a los agentes atmosféricos, debiendo realizar todas y cada una de las tareas u obras provisorias a tal fin. De ocurrir estos hechos, el Contratista deberá proceder a desagotar en forma inmediata, por lo que deberá mantener permanentemente en obra los equipos necesarios para tales tareas.

Luego de realizadas las excavaciones para fundaciones de hormigón armado, se procederá a ejecutar una capa de hormigón de limpieza de espesor mínimo 5 cm y calidad mínima H-8, en forma inmediata a la conclusión de cada excavación. Si



ocurriese un anegamiento previo a la ejecución de esta capa de hormigón, y como consecuencia de la presencia de agua el Inspector apreciará un deterioro del suelo, podrá ordenar al Contratista la profundización de la excavación hasta encontrar suelo firme. Estarán a cargo del Contratista los gastos originados por estas tareas y los que deriven de ellas.

Una vez ejecutados los trabajos necesarios de fundaciones u otros, se procederá al relleno y compactación de las excavaciones, realizándose mediante capas sucesivas de 20 cm de suelo humedecido de aprobada calidad por la Dirección de Obra.

### **ARTÍCULO 3º - ESTRUCTURA DE HORMIGÓN Y ACERO**

La estructura metálica y la estructura de hormigón armado utilizará las características de los materiales especificados en los planos y para su ejecución se seguirá las especificaciones en los respectivos capítulos de las Cláusulas Técnicas Particulares. Atento a que el Contratista asume la responsabilidad civil de la obra, deberá realizar una completa revisión de la documentación obrante en el presente Pliego, tanto en las planillas como en detalles. Dicha verificación deberá tomar como base la disposición que figura en los planos de tal manera de no modificar el proyecto arquitectónico.

La modificación de las dimensiones y/o en la complejidad de los elementos estructurales no generará adicional alguno en el presupuesto total de la obra.

Las normas y reglamentaciones de aplicación serán las siguientes:

- CIRSOC 101: Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de edificios.
- CIRSOC 102: Acción del viento sobre las construcciones.
- CIRSOC 201: Reglamento argentino de estructuras de hormigón.
- CIRSOC 301: Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios.
- CIRSOC 302: Elementos estructurales de tubos de acero para edificios.
- CIRSOC 304: Soldaduras de estructuras en acero.
- Normas IRAM mencionadas en los reglamentos CIRSOC anteriormente indicadas.

#### **Estructura de hormigón armado**

En bases y vigas de fundación, la obra de hormigón se hará respetando las condiciones establecidas en las presentes cláusulas y en el Pliego General de Especificaciones para Estructura de Hº Aº, y las medidas y dimensiones que figuran en planos y planillas.



Para ejecutar todos los elementos de hormigón armado se utilizará hormigón elaborado con resistencia característica H-25 ( $f'c$  25 MPa).

El hormigón a colocar en la obra deberá ser elaborado en planta fuera de ella o producido en la misma obra para lo cual deberán reunir los requisitos que a continuación se detalla.

### **Hormigón elaborado**

Para elaboración, transporte y colocación del hormigón debe disponerse de los equipos necesarios para una adecuada ejecución de los trabajos y de esta manera obtener hormigones de resistencia uniforme y cumplir con todas las especificaciones (normas IRAM 1666). No podrán utilizarse equipos, tuberías ni accesorios de aluminio, magnesio o sus aleaciones. Los equipos deben ser inspeccionados periódicamente y mantenidos permanentemente en buenas condiciones de funcionamiento.

Todos los materiales componentes de la estructura deberán cumplir las condiciones establecidas en estas Especificaciones y en el capítulo del CIRSOC 201-2005 respectivo. Antes de ser utilizados, todos los materiales deberán contar con la aprobación de la Dirección de Obra.

Desde el punto de vista mecánico, la calidad de hormigón estará definida por el valor de su resistencia característica de rotura a compresión sobre probetas cilíndricas normales moldeadas y curadas de acuerdo a lo que establece la norma IRAM 1524 y ensayadas según norma IRAM 1546.

### **Consistencia**

La consistencia del hormigón será la necesaria y suficiente para que, con los medios de colocación disponibles, el hormigón se deforme plásticamente en forma rápida, permitiendo un llenado completo de los encofrados, especialmente en los ángulos y rincones de los mismos, envolviendo perfectamente las armaduras sin solución de continuidad y asegurando una perfecta adherencia entre las barras y el hormigón. Ello deberá conseguirse sin que se produzca la segregación de los materiales sólidos, ni se acumule un exceso de agua libre, ni de lechada sobre la superficie del hormigón (Art. 4.6.3 y 5.1.1).

### **Transporte a Obra**

Durante el transporte del hormigón a Obra se adoptarán los cuidados necesarios para que llegue al lugar de colocación sin segregación, contaminación, ni agregado de agua adicional, protegiéndolo contra cualquier efecto climático.



Si se emplean moto-hormigoneras la descarga total de los vehículos se realizará antes de que transcurran 90 minutos contados a partir del momento en que el agua se puso en contacto con el cemento, salvo que se usen aditivos retardadores de fraguado.

Los métodos a utilizar deberán cumplir lo establecido en el Art. 5.4 del CIRSOC 201-2005 y estarán sujetos a la aprobación previa de la Dirección de Obra.

### **Colocación**

El Contratista deberá proveer aquellos equipos y emplear solamente aquellas disposiciones de los equipos y los métodos que reduzcan la segregación de los áridos gruesos del hormigón a un mínimo. El equipo deberá ser capaz de manipular o colocar con facilidad un hormigón con el asentamiento mínimo compatible con la buena calidad y mano de obra.

El hormigonado de los distintos elementos de la estructura no será iniciado sin autorización de la Dirección de Obra y sin que ésta no haya verificado previamente las dimensiones de la pieza, niveles, alineación y aplomado de los encofrados, las armaduras y apuntalamiento de encofrados. Dicha autorización no exime al Contratista de su total responsabilidad en lo que se refiere a la ejecución de las estructuras.

Como regla general, la interrupción de las operaciones de hormigonado será evitada en todo lo que sea posible. En todos los casos en que razones de fuerza mayor la haga necesaria, se respetará lo indicado en el Art. 4.2 del CIRSOC 201-2005.

El hormigón se colocará en los encofrados dentro de los 45 minutos del comienzo de su mezclado, cuando la temperatura ambiente sea superior a los 12° C y dentro de una hora cuando la temperatura sea de 12° C o inferior.

El hormigón deberá caer verticalmente en el centro de cualquier elemento que deba contenerlo. Cuando deba caer dentro de encofrados o en una tolva o balde, la porción inferior del derrame será vertical y libre de interferencia. La altura de caída libre del hormigón no será mayor de 1,50 m.

### **Compactación y Vibrado**

El hormigón deberá colocarse en los moldes de modo que se obtenga el más perfecto llenado de los mismos.

Para asegurar la máxima densidad posible, sin producir su segregación, el hormigón será compactado por vibración mecánica de alta frecuencia, debiendo estar éstas comprendidas entre 3000 y 4500 revoluciones por minuto.



La aplicación de vibradores, no deberá afectar la correcta posición de las armaduras dentro de la masa del hormigón, y tratará de evitarse, el contacto con los encofrados (CIRSOC 201-2005 5.7.2.8).

Una vez alcanzado el tiempo de fraguado inicial (según IRAM 1662) se evitará el vibrado de la masa de hormigón. En ningún caso se permitirá el uso de vibradores para desplazar el hormigón dentro de los moldes. Los vibradores serán de accionamiento eléctrico, electromagnético, mecánico o neumático, del tipo de inmersión.

### **Protección y Curado**

Todo hormigón deberá ser sometido a un proceso de curado continuado desde la terminación de su colocación hasta un período no inferior a 7 (siete) días. Cuando el hormigón contenga cemento de alta resistencia inicial, dicho período mínimo será de 3 (tres) días según el Art. 5.10 del CIRSOC 201-2005.

Los métodos a emplear deberán ser capaces de evitar pérdida de humedad del hormigón durante dicho período. En general el curado del hormigón se practicará manteniendo la superficie húmeda con materiales saturados de agua, por rociado mediante sistemas de cañerías perforadas, con rociadores mecánicos, con mangueras porosas o cualquier otro método aprobado por la Dirección de Obra, cuidando de no lavarse la superficie. El agua para el curado deberá cumplir los requisitos especificados en Art. 3.3 para el agua utilizada en la elaboración del hormigón. El equipo usado para el curado con agua será tal que no aumente el contenido de hierro del agua de curado, para impedir el manchado de la superficie del hormigón.

La temperatura superficial de todos los hormigones se mantendrá a no menos de 10° C, durante los primeros 4 días después de la colocación. La máxima variación gradual de temperatura de superficie del hormigón no excederá de 10° C en 24 hs.

Durante el tiempo frío, el Contratista deberá tomar las medidas necesarias para curar el hormigón en forma adecuada, sujetas a la aprobación previa de la Dirección de Obra.

Para la protección del hormigón se deberá respetar lo establecido en el Art. 5.10 del CIRSOC 201-2005.

Si en el lugar de emplazamiento de la obra existiesen aguas, líquidos o suelos agresivos para el hormigón, se los mantendrá fuera de contacto con el mismo, por lo menos durante todo el período de colocación, protección y curado. -

### **Hormigonado con Temperaturas Extremas**

En las épocas de temperaturas extremas deberá solicitarse la autorización de la Dirección de Obra para proceder al hormigonado de la estructura. -



Se evitará el hormigonado cuando la temperatura ambiente sea inferior a 4°C o pueda preverse dentro de las 48hs siguientes al momento de su colocación que la temperatura alcance valores cercanos a los 0°C. Deberá cumplirse con lo indicado en el Art. 5.11 del CIRSOC 201-2005.

### **Hormigonado en Tiempo Caluroso**

Se considera tiempo caluroso a los efectos de estas Especificaciones, a cualquier combinación alta de temperatura ambiente, baja humedad relativa y velocidad de viento, que tienda a perjudicar la calidad del hormigón fresco o endurecido, o que contribuya a la obtención de propiedades anormales del citado material. En este caso, el Contratista deberá cumplir lo establecido en el Artículo 5.12 del CIRSOC 201-2005.

### **Encofrados**

Los encofrados podrán ser de madera, plástico o metálicos. El Contratista deberá presentar con anticipación (mínimo de 15 días) a su uso en obra, un cálculo y detalles de los encofrados a utilizar.

Se emplearán maderas sanas, perfectamente planas y rectas. Los cantos serán vivos, de manera que el encofrado no presente separaciones entre tablas.

El Contratista deberá efectuar el proyecto, cálculo y construcción de los encofrados.

Tendrán la resistencia, estabilidad, forma y rigidez necesarias para no sufrir deformaciones ni desplazamientos perjudiciales y asegurar de tal modo que las dimensiones resultantes de las piezas estructurales sea la prevista en los planos de encofrado salvo las tolerancias que autorice expresamente la Dirección de Obra.

Previo al hormigonado, los encofrados serán cuidadosamente limpiados y bien mojados con agua limpia hasta lograr la saturación de la madera. En verano o en días muy calurosos esta operación de mojado se practicará momentos antes del hormigonado.

Los moldes se armarán a nivel y a plomo.

### **Armaduras**

Para las barras de acero serán de aplicación las normas correspondientes del Capítulo 7 del CIRSOC 201-2005.

En las estructuras se utilizarán aceros del tipo establecido en las Especificaciones Técnicas Particulares y/o en la documentación técnica del proyecto.

Las partidas de acero que lleguen a la obra, deberán ser acompañadas de los certificados de fabricación, que den detalles de la misma, de su composición y



propiedades físicas. La Dirección de Obra recibirá del Contratista dos copias de esos certificados, conjuntamente con los elementos que identifiquen la partida. En obra se realizarán los controles indicados para el Capítulo 7 del CIRSOC 201-2005.

Las barras de armadura se cortarán y doblarán ajustándose expresamente a las formas y dimensiones indicadas en los planos y otros documentos del proyecto. Previamente a la colocación de las armaduras se limpiará cuidadosamente el encofrado; las barras deberán estar limpias, rectas y libres de óxido.

Su correcta colocación siguiendo la indicación de los planos será asegurada convenientemente arbitrando los medios necesarios para ello (soportes o separadores metálicos o plásticos, ataduras metálicas, etc.).

Deberán cumplimentarse con las directivas de armado de la norma mencionada (CIRSOC 201-2005), recalándose especialmente en lo que se refiere a longitudes de anclaje y empalme, diámetros de mandril de doblado para ganchos o curvas, recubrimientos mínimos y separaciones.

Deberá cuidarse muy especialmente la armadura en articulaciones y apoyos, fundamentalmente en sus anclajes.

Las barras que constituyen la armadura principal se vincularán firmemente y en la forma más conveniente con demás armaduras. Para sostener o separar las armaduras en los lugares correspondientes se emplearán soportes o espaciadores metálicos, de mortero, o ataduras metálicas. No podrán emplearse trozos de ladrillos, partículas de áridos, trozos de madera ni de caños.

Todos los cruces de barras deberán atarse o asegurarse en forma adecuada, excepto en aquellos casos en que la distancia entre barras, en ambas direcciones sea menor de 30 cm. En este caso las intersecciones se atarán en forma alternada.

La separación libre entre dos barras paralelas colocadas en un mismo lecho o capa horizontal, será igual o mayor que el diámetro de la barra de mayor diámetro y mayor que 1.3 veces el tamaño máximo del árido grueso. Si se trata de barras superpuestas sobre una misma vertical, la separación libre entre barras podrá reducirse a 0.75 del tamaño máximo del árido grueso. En ningún caso la separación libre será menor de 2 cm.

Cuando las barras se coloquen en dos o más capas superpuestas, los centros de las barras de las capas superiores se colocarán sobre la misma vertical que los correspondientes a la capa inferior.

Para las ataduras se utilizará alambre negro recocido y todas ellas serán hechas con tres vueltas de este alambre para barras mayores de 20 mm de diámetro y de dos vueltas para barras de diámetros menores. -



## **Fundaciones**

Las Fundaciones serán ejecutadas con bases superficiales del tipo Centradas y Excéntricas construidas en hormigón armado H-25 y Acero ADN 420, en las cantidades y dimensiones mínimas definidas en los planos de fundaciones resultantes posterior al Cálculo.

Se deberá tener en cuenta todas las disposiciones previstas en el Capítulo 15 de la Reglamenteo CIRSOC 201-2005 para Zapatas.

El anclaje de la armadura en las zapatas y bases superficiales debe cumplir con lo especificado en el Capítulo 12 del CIRSOC 201-2005.-

## **Estructura metálica**

Los trabajos aquí especificados incluirán, en general, todos los materiales, herramientas, equipos, transporte y mano de obra necesarios para la ejecución de las estructuras metálicas de las obras, incluyendo las mismas estructuras, los elementos de anclaje y vinculación y las soldaduras.

## **Documentación**

El Contratista tendrá a su cargo la verificación del cálculo de las estructuras que se indican en los planos de proyecto, así como todos los planos y/o croquis de detalles, que pudieran ser necesarios para la ejecución de los trabajos. El Contratista entregará a la Inspección de Obra, para su aprobación la documentación pertinente, quince (15) días antes del comienzo previsto para la fabricación en taller.

## **Materiales**

Los materiales se recibirán y almacenarán en lugares secos y protegidos. Se deberán proteger del óxido y otros daños. Se retirarán de la obra los materiales dañados, que serán repuestos sin costo para el Comitente. Cumplirán con las siguientes características: Los materiales a utilizar para la estructura metálica será: acero tipo F24 para las vigas reticuladas Y los tirantes entre pórticos; y acero ADN420 para las cruces de San Andrés. El dimensionado responderá a las especificaciones en planos y a la memoria de cálculo.

## **Soldaduras**

Todas las soldaduras deberán efectuarse por arco eléctrico. Los bordes y extremos que deben unirse a tope, tendrán que ser biselados, ranurados o con la forma que se indique; deberán cepillarse y/o esmerilarse. En los trabajos de soldadura



continúa se empleará todo recurso posible, tomando y aplicando las precauciones y métodos necesarios, para evitar deformaciones de los elementos. Las soldaduras continuas, deberán resultar de costuras espaciadas de manera que se eviten calentamientos excesivos de metal, es decir, que la continuidad del filete deberá lograrse mediante la aplicación de soldaduras cortas e intermitentes. Las soldaduras deberán quedar completamente rígidas y como parte integral de las piezas metálicas que se unen; igualmente deberán quedar libres de picaduras, escorias y otros defectos. Todas las soldaduras serán inspeccionadas antes de ser pintadas. Cualquier deficiencia que aparezca en las soldaduras durante la ejecución de la obra, deberá darse a conocer inmediatamente a la Inspección de Obra.

### **Montaje**

Serán de aplicación el capítulo M del reglamento CIRSOC 301, el Art. 1.5 del reglamento CIRSOC 302 y el capítulo 5 del reglamento CIRSOC 304.

Aprobación previa del montaje: Antes de proceder al montaje de la estructura metálica, el Contratista solicitará a la Inspección de Obra, la autorización correspondiente. En caso de errores y/o defectos, el Contratista deberá proponer a la Inspección de Obra las medidas correctivas del caso.

### **Medios de unión**

Las uniones soldadas se calcularán de acuerdo a los capítulos 3, 4 y 5 del reglamento CIRSOC 304, ejecutándose de acuerdo a los requisitos del capítulo 2 de dicho reglamento.

Protección anticorrosiva: Las protecciones responderán en general al Art. M.3 y M.4.6 del reglamento CIRSOC 301. La estructura metálica luego de colocada quedará terminada con dos manos de pintura de fondo convertidor de óxido "Alba" y dos manos de esmalte sintético.

Los daños a las capas protectoras que se pudieran haber producido durante el montaje, serán reparados por el Contratista, a satisfacción de la Inspección de Obra.

### **Inspecciones en obra**

Todo elemento terminado será inspeccionado y deberá ser aceptado en obra. Tal aceptación, sin embargo, no exime al Contratista de su obligación de reemplazar o corregir cualquier material o trabajo defectuoso de dimensiones erróneas o mal hecho, aun cuando ello se advirtiera después de la inspección. El Contratista será responsable por todas las consecuencias que el rechazo de materiales acarree, tanto en lo que respecta a su propio Contrato, como en lo que afecte el trabajo de otros rubros, ya sea



por costos directos o bien por perjuicios ocasionados por demoras o cualquier otra razón.

#### **ARTICULO 4º- LIMPIEZA PARCIAL Y FINAL DE LA OBRA**

La obra será entregada completamente limpia y libre de materiales excedentes y residuos. La limpieza se hará permanentemente en forma de mantener la obra limpia y transitable.

Una vez terminada la obra de acuerdo con el contrato y antes de la recepción provisoria de la misma, el Contratista estará obligado a efectuar la limpieza periódica de la obra como así también otras de carácter general que detallen en las Especificaciones Técnicas.

Se incluyen en este ítem todos los útiles y materiales de limpieza, abrasivos, ácidos, etc. a efecto de dejar perfectamente limpios los pisos, revestimientos, revoques, carpintería, vidrios, etc.-



Ilustración 7.90 | Vista desde Ingreso de Ómnibus.



Ilustración 7.91 | Vista desde Ingreso de Automóviles.



Ilustración 7.92 | Vista desde Egreso de Automóviles.



Ilustración 7.93 | Vista desde Ingreso Peatonal.



Ilustración 7.94 | Vista hacia Plataformas.



Ilustración 7.95 | Vista desde Espera Exterior hacia Plataformas.



Ilustración 7.96 | Vista desde Espera Exterior hacia el Interior.



Ilustración 7.97 | Vista desde Espera Exterior hacia Plataformas.



Ilustración 7.98 | Vista Frente.



Ilustración 7.99 | Vista Interior a Zona de Boleterías.



Ilustración 7.100 | Vista Interior Ingreso Principal.

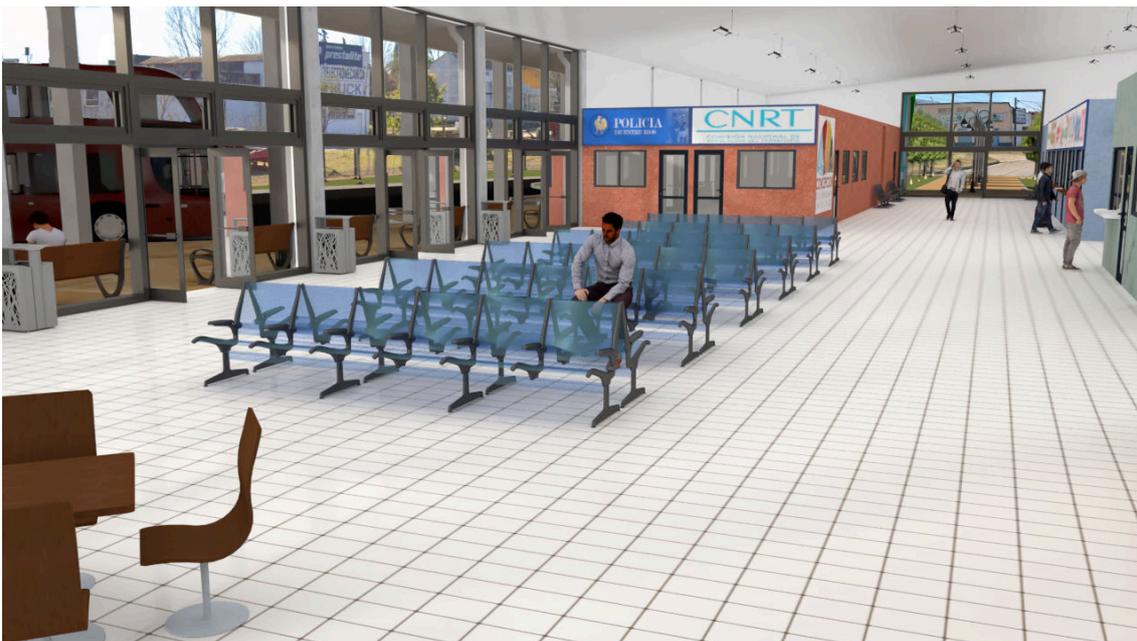


Ilustración 7.101 | Vista Interior a Sala de Espera.



Ilustración 7.102 | Vista Interior a Local de Comidas.



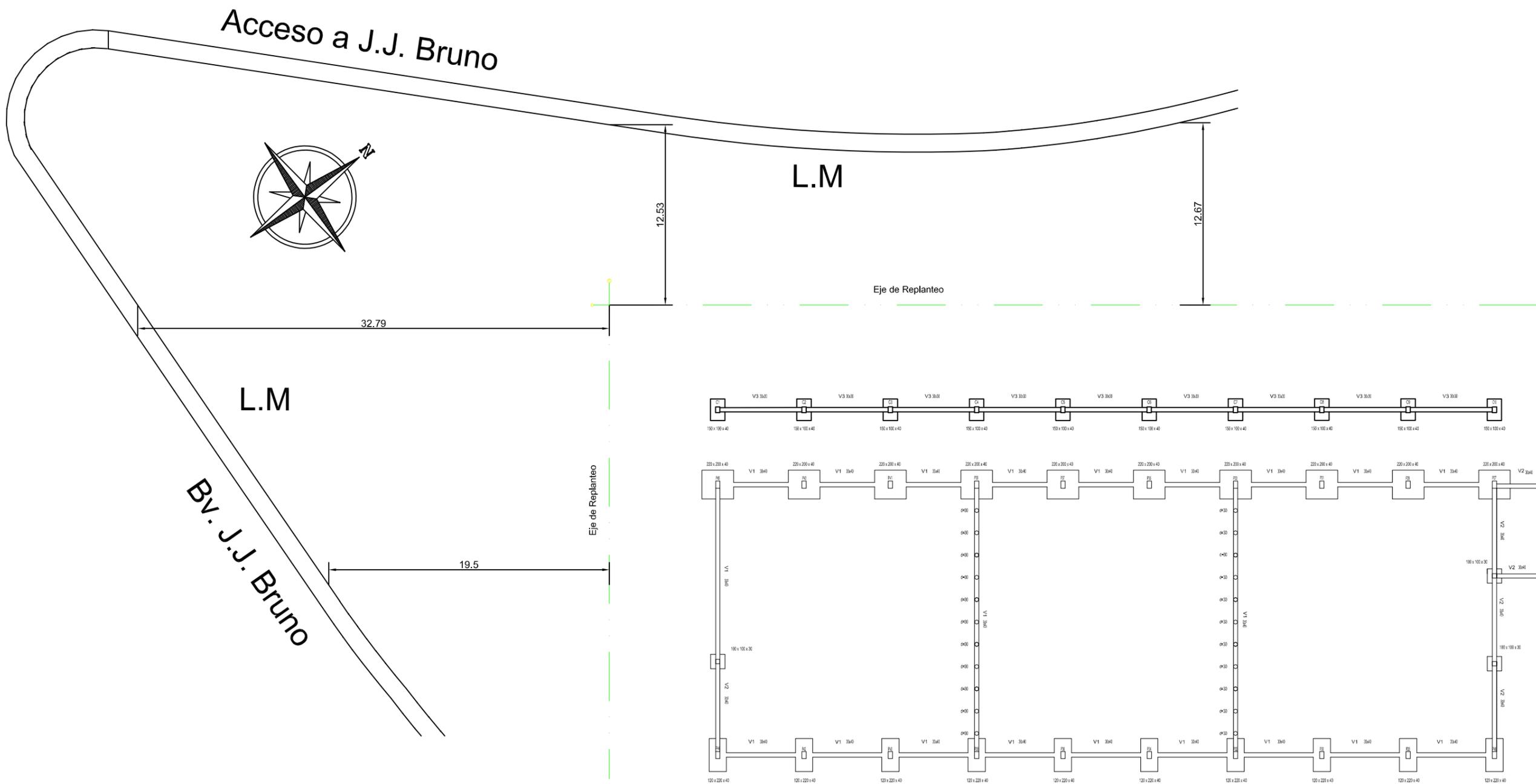
Ilustración 7.103 | Vista Interior a Boleterías.



Ilustración 7.104 | Vista Interior desde Zona de Comidas.

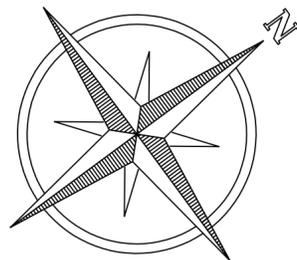
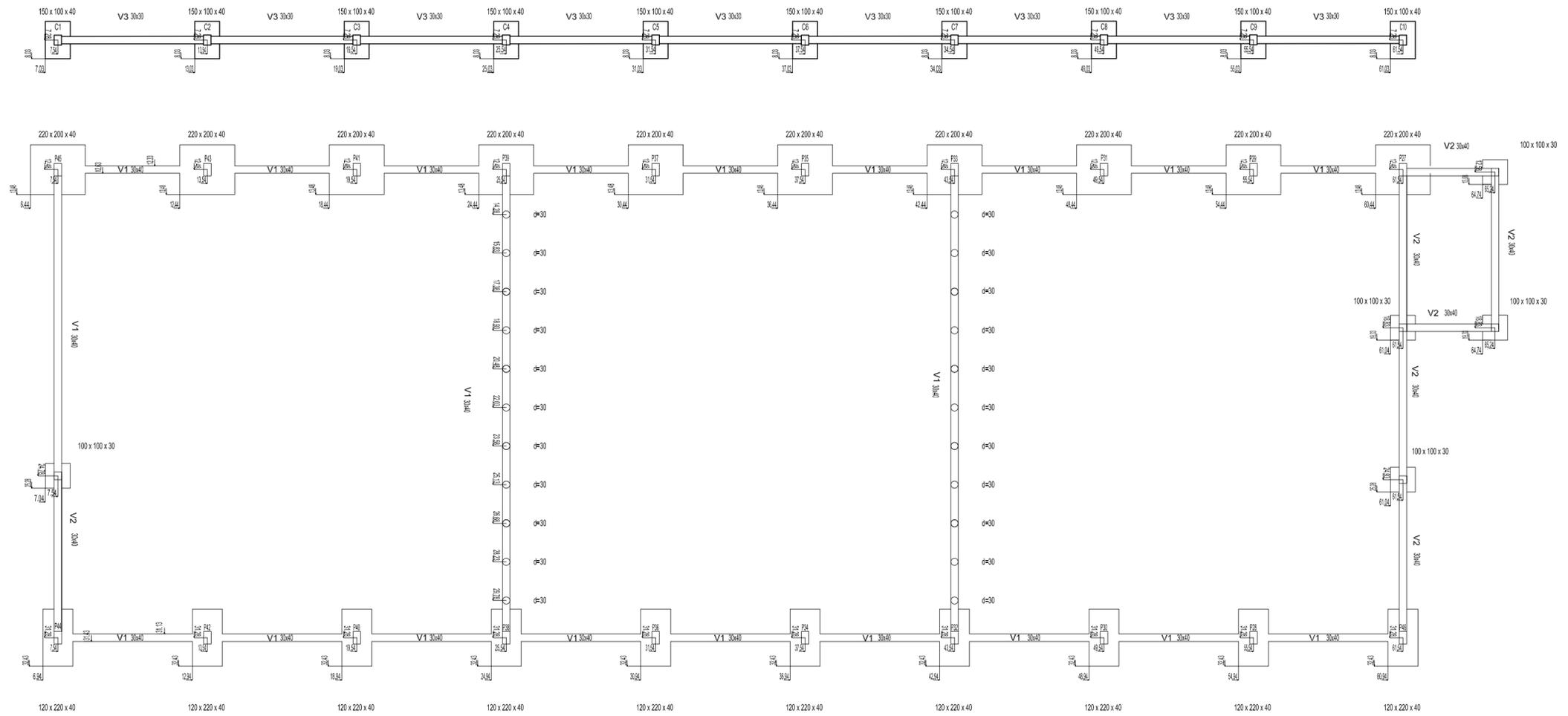


Ilustración 7.105 | Vista Interior desde Ingreso Peatonal.

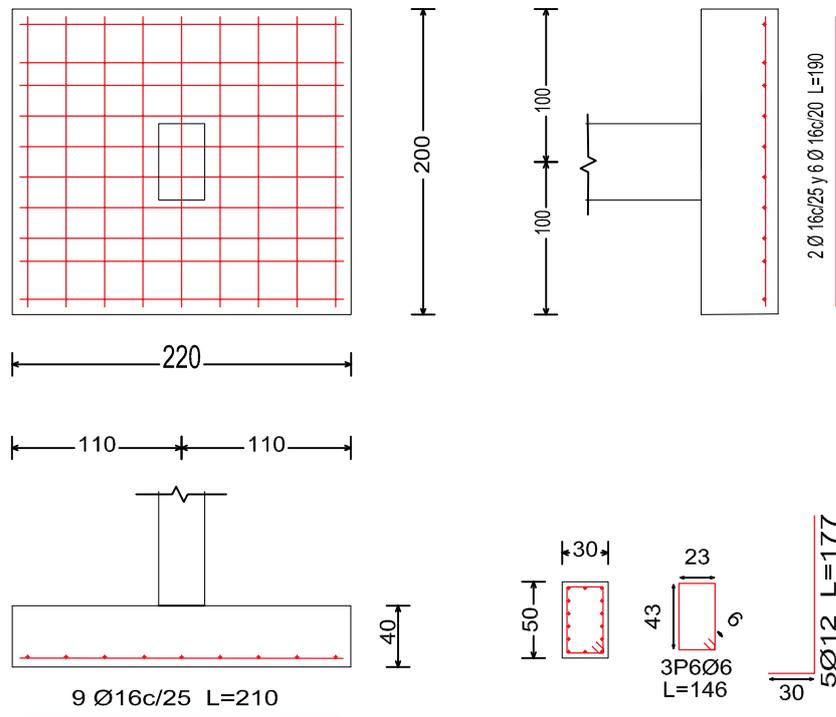


# Eje de Replanteo

Eje de Replanteo



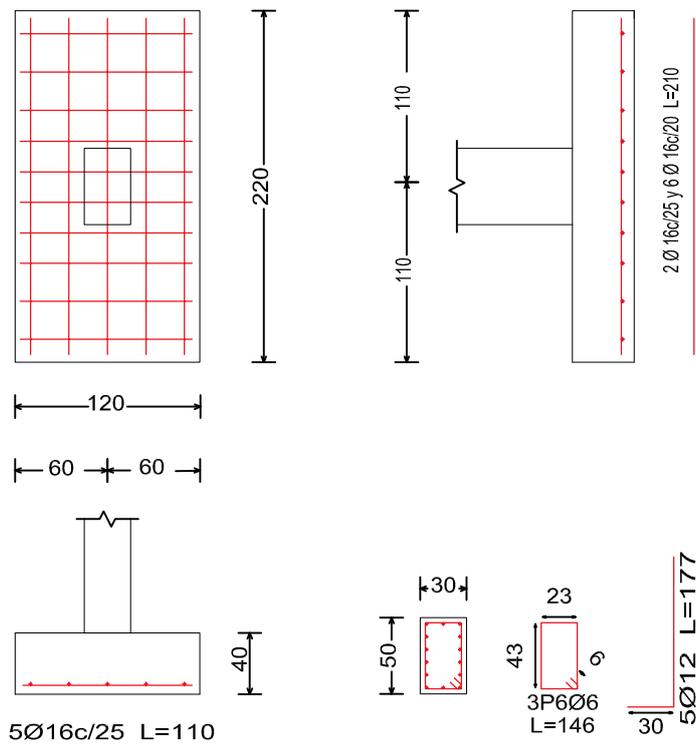




## CUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDACIÓN

Referencias	Dimensiones	Altura [cm]	Armado X	Armado Y
Zapata 36	200 x 220	40	6Ø16c/20+ 2Ø16c/25	9Ø16c/25
Elemento	Diámetro	Cantidad	Longitud [cm]	Long. Total
Zapata 36	Ø16	9	190	1520
	Ø16	10	210	2100

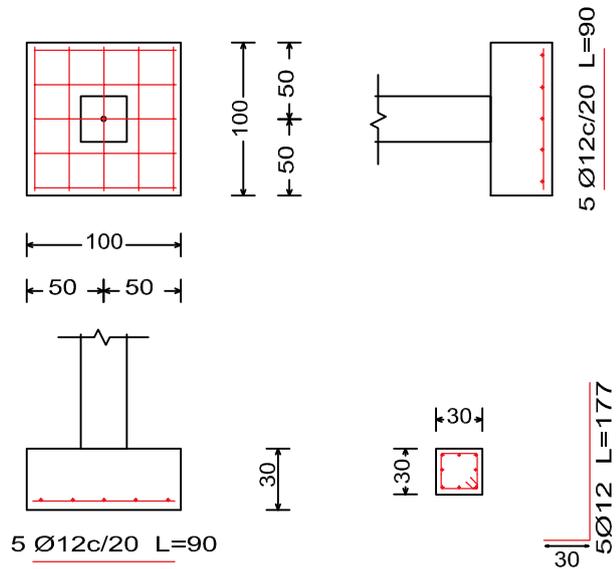
Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°4 Detalle Zapata 36
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



## CUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDACIÓN

Referencias	Dimensiones	Altura [cm]	Armado X	Armado Y
Zapata 37	200 x 120	40	6Ø16c/20+ 2Ø16c/25	5Ø16c/25
Elemento	Diámetro	Cantidad	Longitud [cm]	Long. Total
Zapata 37	Ø16	5	110	550
	Ø16	10	210	2100

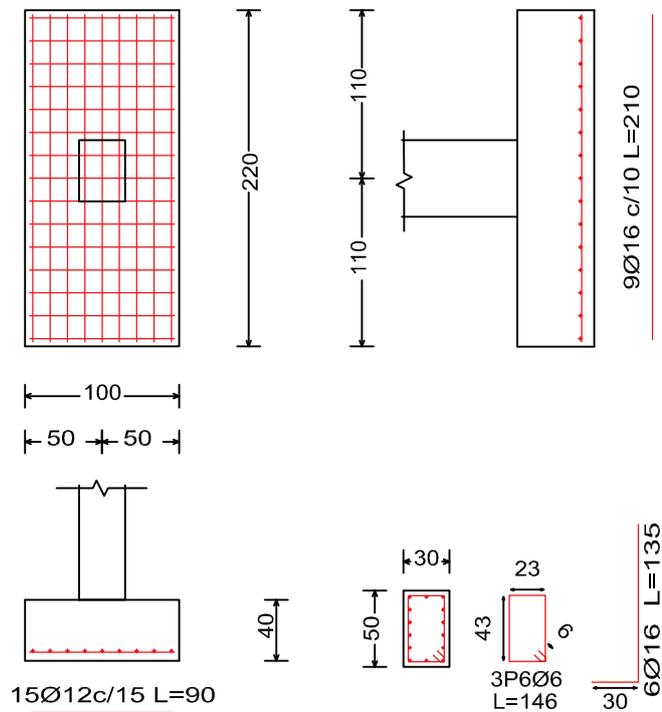
Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°5 Detalle Zapata 37
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



## CUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDACIÓN

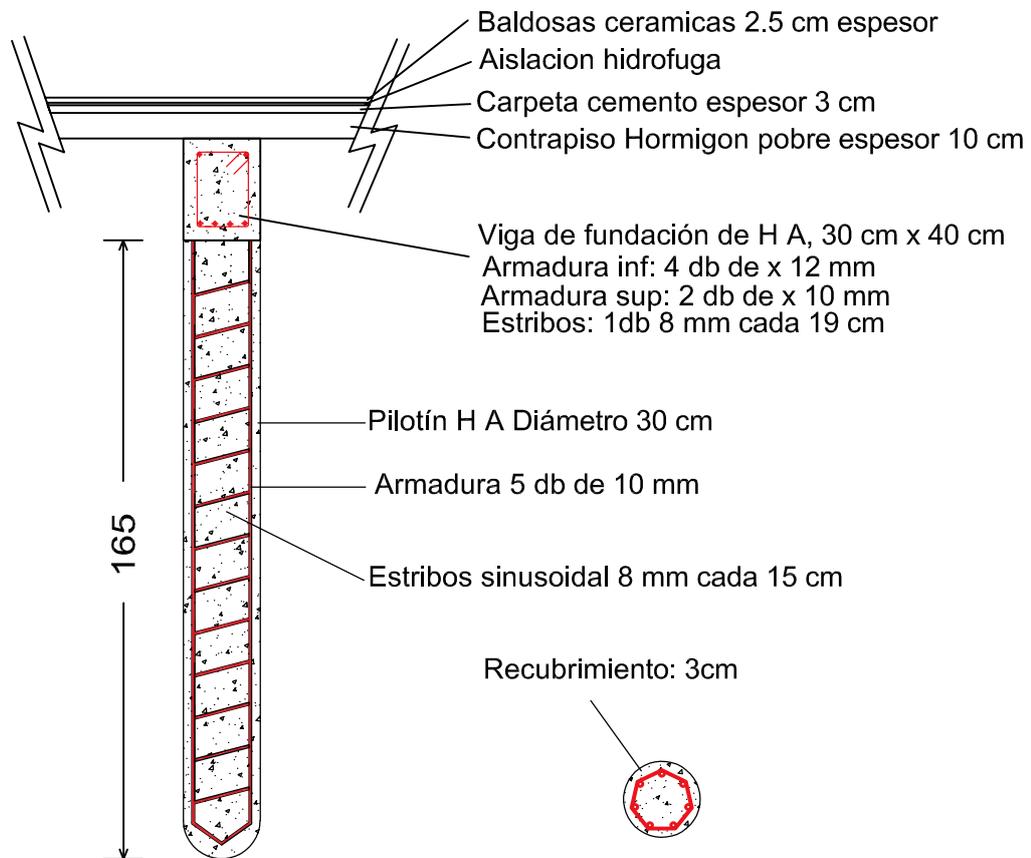
Referencias	Dimensiones	Altura [cm]	Armado X	Armado Y
Zapata S.M.	100 x 100	30	$5 \varnothing 12c/20$	$5 \varnothing 12c/20$
Elemento	Diámetro	Cantidad	Longitud [cm]	Long. Total
S. Máquinas	$\varnothing 12$	10	90	900

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°6 Detalle Zapata 4
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



CUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDACIÓN				
Referencias	Dimensiones	Altura [cm]	Armado X	Armado Y
Zapata SC.	220 x 100	40	15Ø12c/15	9Ø16c/10
Elemento	Diámetro	Cantidad	Longitud [cm]	Long. Total
Semicubierto	Ø12	15	90	1350
	Ø16	9	210	1890

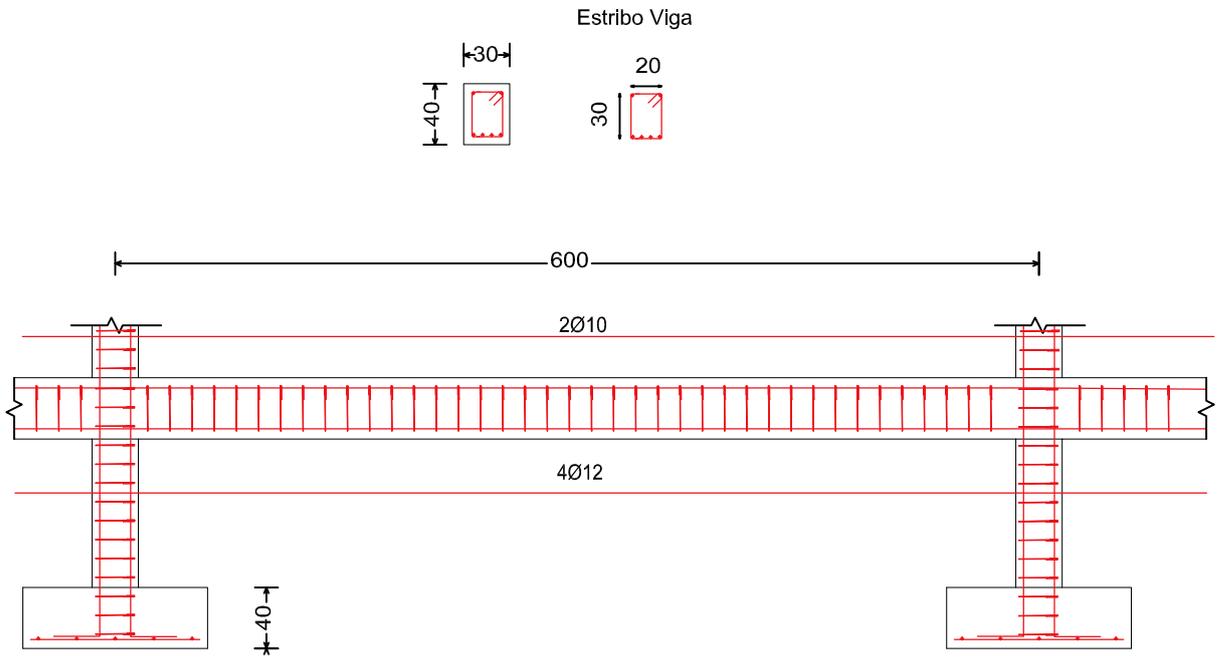
Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°7 Detalle Zapata Semicubierto
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



## CUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDACIÓN

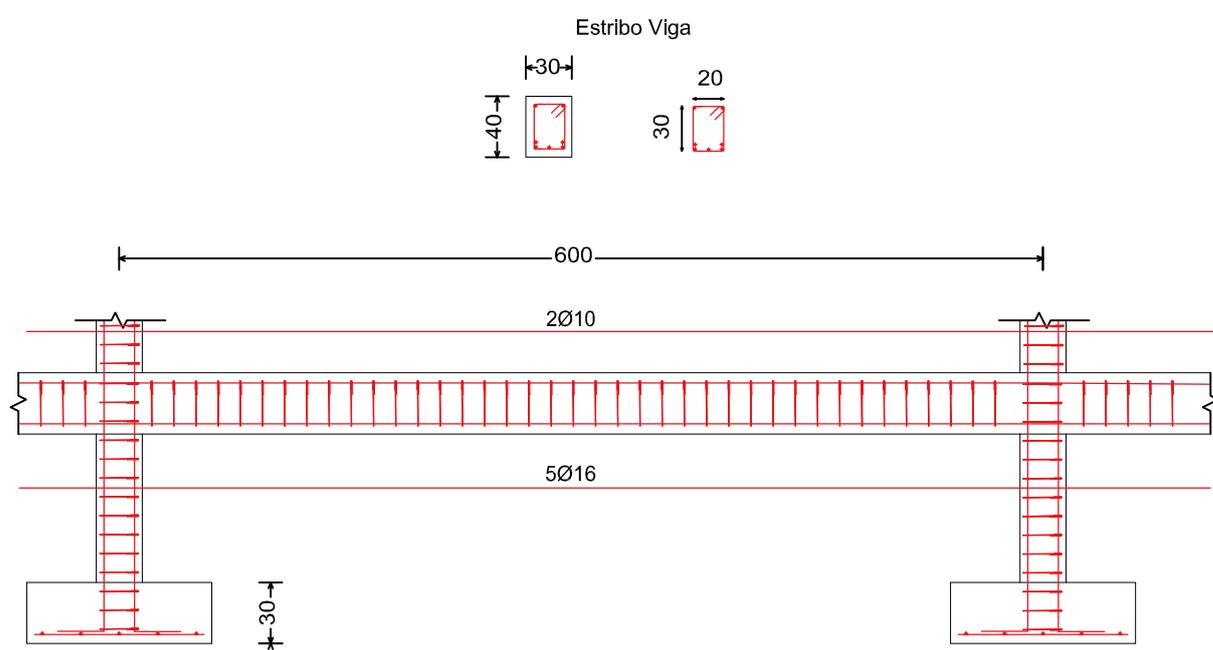
Referencias	Diámetro [cm]		Altura [cm]
Pilotines	30		165
Diámetro	Cantidad	Longitud [cm]	Longitud Total
Ø10	5	165	825
Ø8	1	1100	1100

Escala 1:30	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°8 Detalle Pilotín
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



<b>VIGA DE ENCADENADO V1</b>	
	<p style="margin: 0;">Arm. sup.: 2Ø10</p> <p style="margin: 0;">Arm. inf.: 4Ø12</p> <p style="margin: 0;">Estribos: 1xØ8c/19</p>

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°9 Detalle Viga de Encadenado
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



**VIGA DE ENCADENADO V2**

← 30 →

40

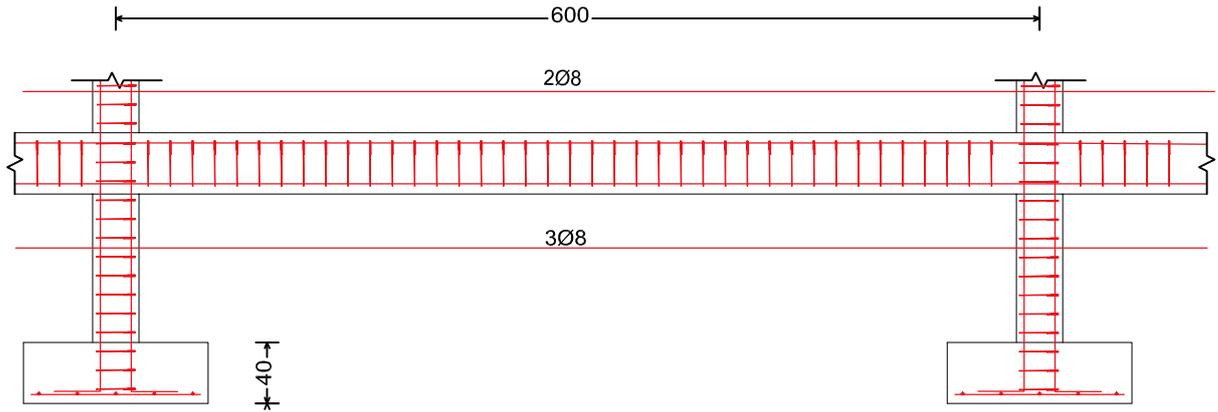
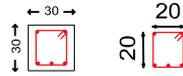
Arm. sup.: 2Ø10

Arm. inf.: 5Ø16

Estribos: 1xØ8c/15

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°10 Detalle Viga de Encadenado S.Máquinas
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay

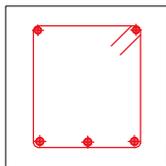
Estribo Viga



### VIGA DE ENCADENADO V3

← 30 →

→ 30 ←

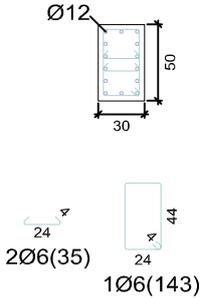
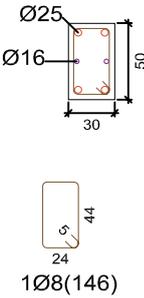
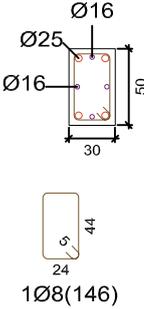


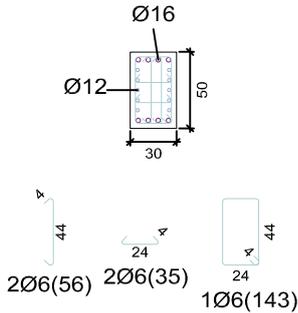
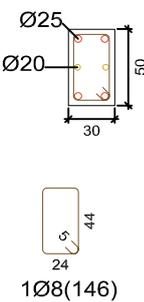
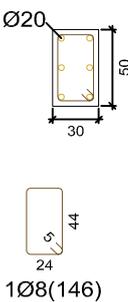
Arm. sup.: 2Ø10

Arm. inf.: 3Ø10

Estribos: 1xØ8c/19

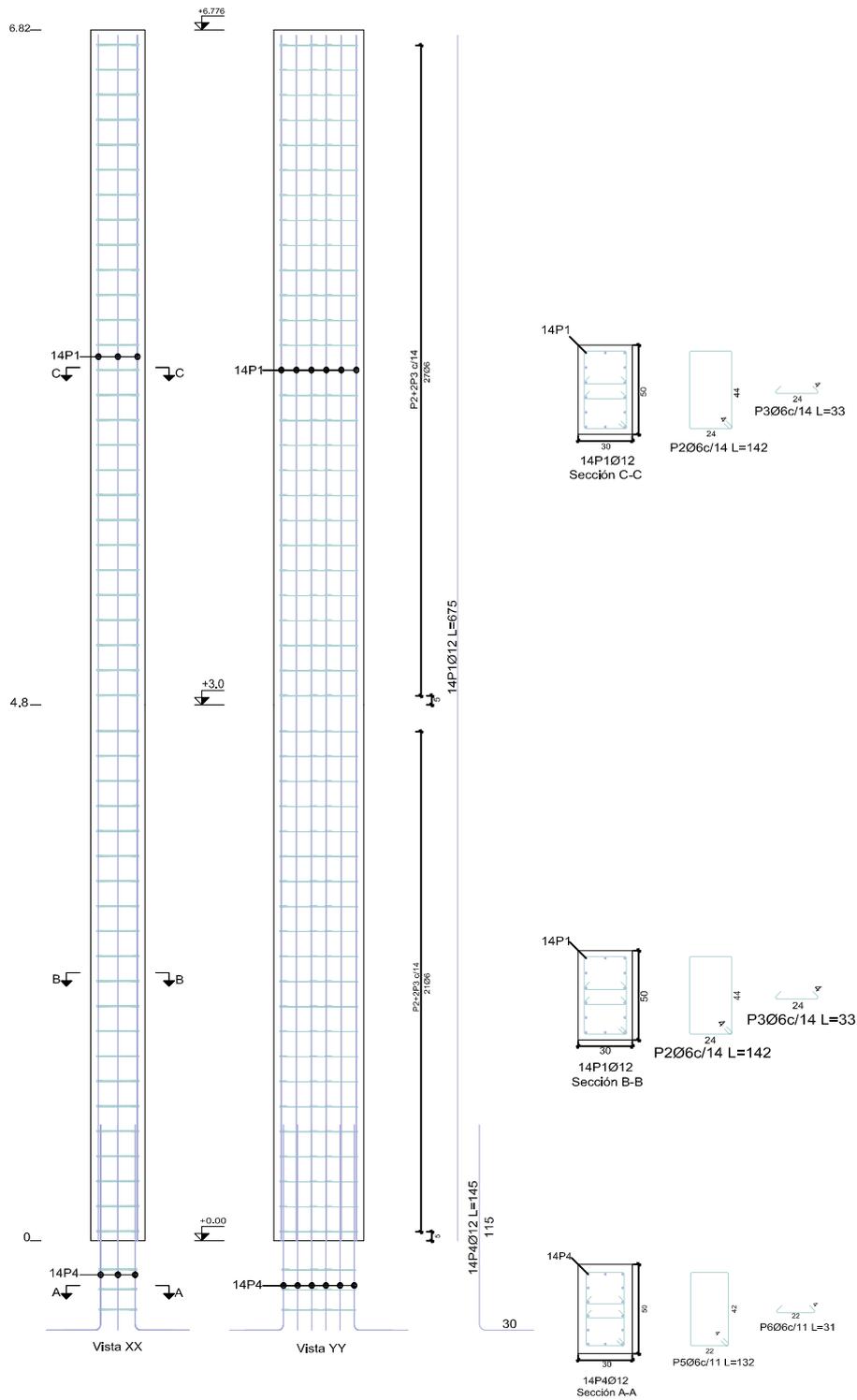
Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°11 Detalle Viga de Encadenado Semicubierto
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay

P27=P29=P31=P33=P35=P37 P39=P41=P43=P45	P28=P42=P46	P30=P34=P36=P38	6.82																																																															
			4.8																																																															
 <p>Ø12 30 50 24 44 2Ø6(35) 1Ø6(143)</p> <table border="1"> <tr><td colspan="3">Arm. Long.: 14Ø12</td></tr> <tr><td colspan="3">Arranque: 14Ø12</td></tr> <tr><td colspan="3">Estribos: Ø6</td></tr> <tr><th>Intervalo (cm)</th><th>Nº</th><th>Separación (cm)</th></tr> <tr><td>300 a 678</td><td>27</td><td>14</td></tr> <tr><td>0 a 300</td><td>21</td><td>14</td></tr> <tr><td>Arranque</td><td>3</td><td>-</td></tr> </table>	Arm. Long.: 14Ø12			Arranque: 14Ø12			Estribos: Ø6			Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)	300 a 678	27	14	0 a 300	21	14	Arranque	3	-	 <p>Ø25 Ø16 30 50 24 44 1Ø8(146)</p> <table border="1"> <tr><td colspan="3">Arm. Long.: 4Ø25+2Ø16</td></tr> <tr><td colspan="3">Arranque: 4Ø25+2Ø16</td></tr> <tr><td colspan="3">Estribos: Ø8</td></tr> <tr><th>Intervalo (cm)</th><th>Nº</th><th>Separación (cm)</th></tr> <tr><td>300 a 480</td><td>10</td><td>19</td></tr> <tr><td>0 a 300</td><td>16</td><td>19</td></tr> <tr><td>Arranque</td><td>3</td><td>-</td></tr> </table>	Arm. Long.: 4Ø25+2Ø16			Arranque: 4Ø25+2Ø16			Estribos: Ø8			Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)	300 a 480	10	19	0 a 300	16	19	Arranque	3	-	 <p>Ø16 Ø25 Ø16 30 50 24 44 1Ø8(146)</p> <table border="1"> <tr><td colspan="3">Arm. Long.: 4Ø25+4Ø16</td></tr> <tr><td colspan="3">Arranque: 4Ø25+4Ø16</td></tr> <tr><td colspan="3">Estribos: Ø8</td></tr> <tr><th>Intervalo (cm)</th><th>Nº</th><th>Separación (cm)</th></tr> <tr><td>300 a 480</td><td>10</td><td>19</td></tr> <tr><td>0 a 300</td><td>16</td><td>19</td></tr> <tr><td>Arranque</td><td>3</td><td>-</td></tr> </table>	Arm. Long.: 4Ø25+4Ø16			Arranque: 4Ø25+4Ø16			Estribos: Ø8			Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)	300 a 480	10	19	0 a 300	16	19	Arranque	3	-	0
Arm. Long.: 14Ø12																																																																		
Arranque: 14Ø12																																																																		
Estribos: Ø6																																																																		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)																																																																
300 a 678	27	14																																																																
0 a 300	21	14																																																																
Arranque	3	-																																																																
Arm. Long.: 4Ø25+2Ø16																																																																		
Arranque: 4Ø25+2Ø16																																																																		
Estribos: Ø8																																																																		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)																																																																
300 a 480	10	19																																																																
0 a 300	16	19																																																																
Arranque	3	-																																																																
Arm. Long.: 4Ø25+4Ø16																																																																		
Arranque: 4Ø25+4Ø16																																																																		
Estribos: Ø8																																																																		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)																																																																
300 a 480	10	19																																																																
0 a 300	16	19																																																																
Arranque	3	-																																																																

P32	P40	P44	6.82																																																															
			4.8																																																															
 <p>Ø16 Ø12 30 50 44 24 2Ø6(56) 2Ø6(35) 1Ø6(143)</p> <table border="1"> <tr><td colspan="3">Arm. Long.: 8Ø16+10Ø12</td></tr> <tr><td colspan="3">Arranque: 8Ø16+10Ø12</td></tr> <tr><td colspan="3">Estribos: Ø6</td></tr> <tr><th>Intervalo (cm)</th><th>Nº</th><th>Separación (cm)</th></tr> <tr><td>300 a 480</td><td>13</td><td>14</td></tr> <tr><td>0 a 300</td><td>21</td><td>14</td></tr> <tr><td>Arranque</td><td>3</td><td>-</td></tr> </table>	Arm. Long.: 8Ø16+10Ø12			Arranque: 8Ø16+10Ø12			Estribos: Ø6			Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)	300 a 480	13	14	0 a 300	21	14	Arranque	3	-	 <p>Ø25 Ø20 30 50 24 44 1Ø8(146)</p> <table border="1"> <tr><td colspan="3">Arm. Long.: 4Ø25+2Ø20</td></tr> <tr><td colspan="3">Arranque: 4Ø25+2Ø20</td></tr> <tr><td colspan="3">Estribos: Ø8</td></tr> <tr><th>Intervalo (cm)</th><th>Nº</th><th>Separación (cm)</th></tr> <tr><td>300 a 480</td><td>8</td><td>24</td></tr> <tr><td>0 a 300</td><td>13</td><td>24</td></tr> <tr><td>Arranque</td><td>3</td><td>-</td></tr> </table>	Arm. Long.: 4Ø25+2Ø20			Arranque: 4Ø25+2Ø20			Estribos: Ø8			Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)	300 a 480	8	24	0 a 300	13	24	Arranque	3	-	 <p>Ø20 30 50 24 44 1Ø8(146)</p> <table border="1"> <tr><td colspan="3">Arm. Long.: 6Ø20</td></tr> <tr><td colspan="3">Arranque: 6Ø20</td></tr> <tr><td colspan="3">Estribos: Ø8</td></tr> <tr><th>Intervalo (cm)</th><th>Nº</th><th>Separación (cm)</th></tr> <tr><td>300 a 480</td><td>8</td><td>24</td></tr> <tr><td>0 a 300</td><td>13</td><td>24</td></tr> <tr><td>Arranque</td><td>3</td><td>-</td></tr> </table>	Arm. Long.: 6Ø20			Arranque: 6Ø20			Estribos: Ø8			Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)	300 a 480	8	24	0 a 300	13	24	Arranque	3	-	0
Arm. Long.: 8Ø16+10Ø12																																																																		
Arranque: 8Ø16+10Ø12																																																																		
Estribos: Ø6																																																																		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)																																																																
300 a 480	13	14																																																																
0 a 300	21	14																																																																
Arranque	3	-																																																																
Arm. Long.: 4Ø25+2Ø20																																																																		
Arranque: 4Ø25+2Ø20																																																																		
Estribos: Ø8																																																																		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)																																																																
300 a 480	8	24																																																																
0 a 300	13	24																																																																
Arranque	3	-																																																																
Arm. Long.: 6Ø20																																																																		
Arranque: 6Ø20																																																																		
Estribos: Ø8																																																																		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)																																																																
300 a 480	8	24																																																																
0 a 300	13	24																																																																
Arranque	3	-																																																																

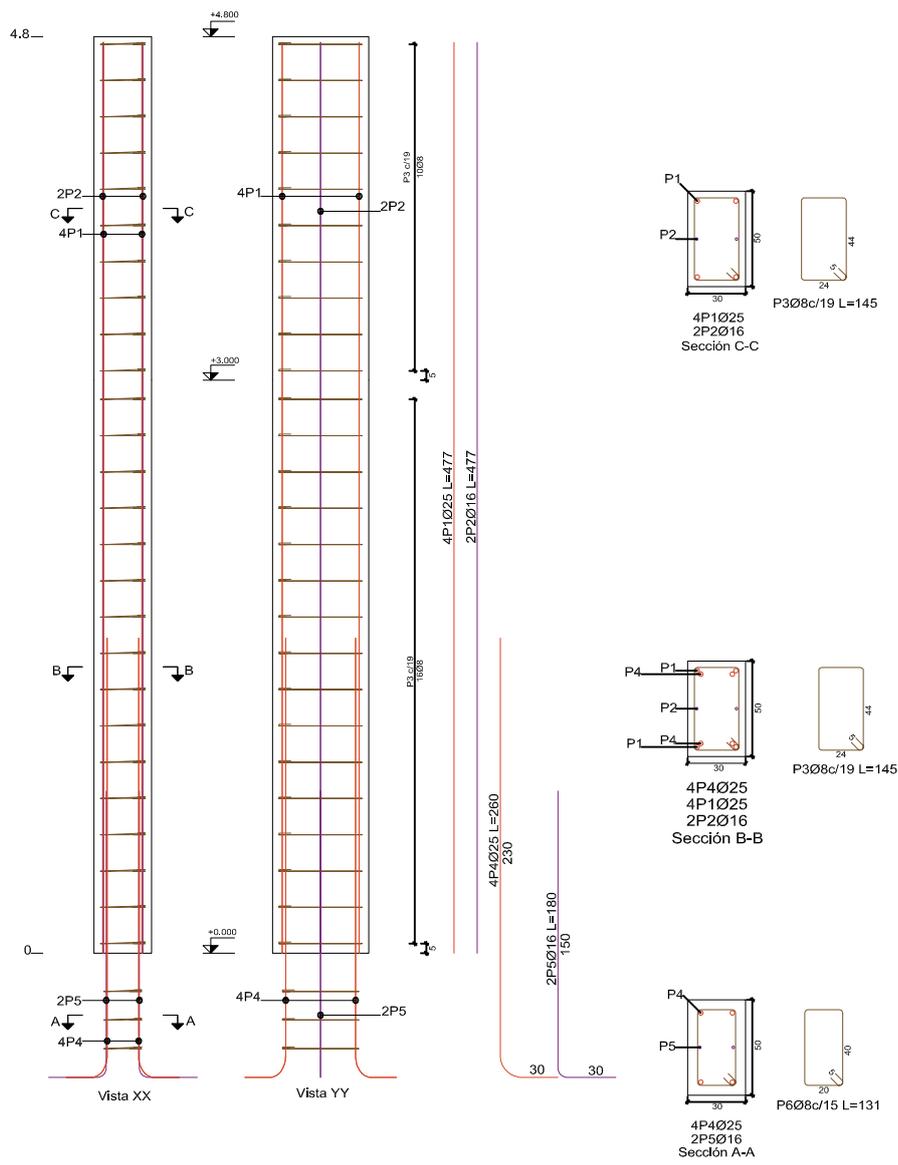
Resumen de Acero Cuadro de Columnas			
ADN 420	Long. Total [m]	ADN 420	Long. Total [m]
Ø6	1172.7	Ø16	198.1
Ø8	359.8	Ø20	54.0
Ø12	1206.6	Ø25	236.6

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°12 Detalle de Tronco de Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



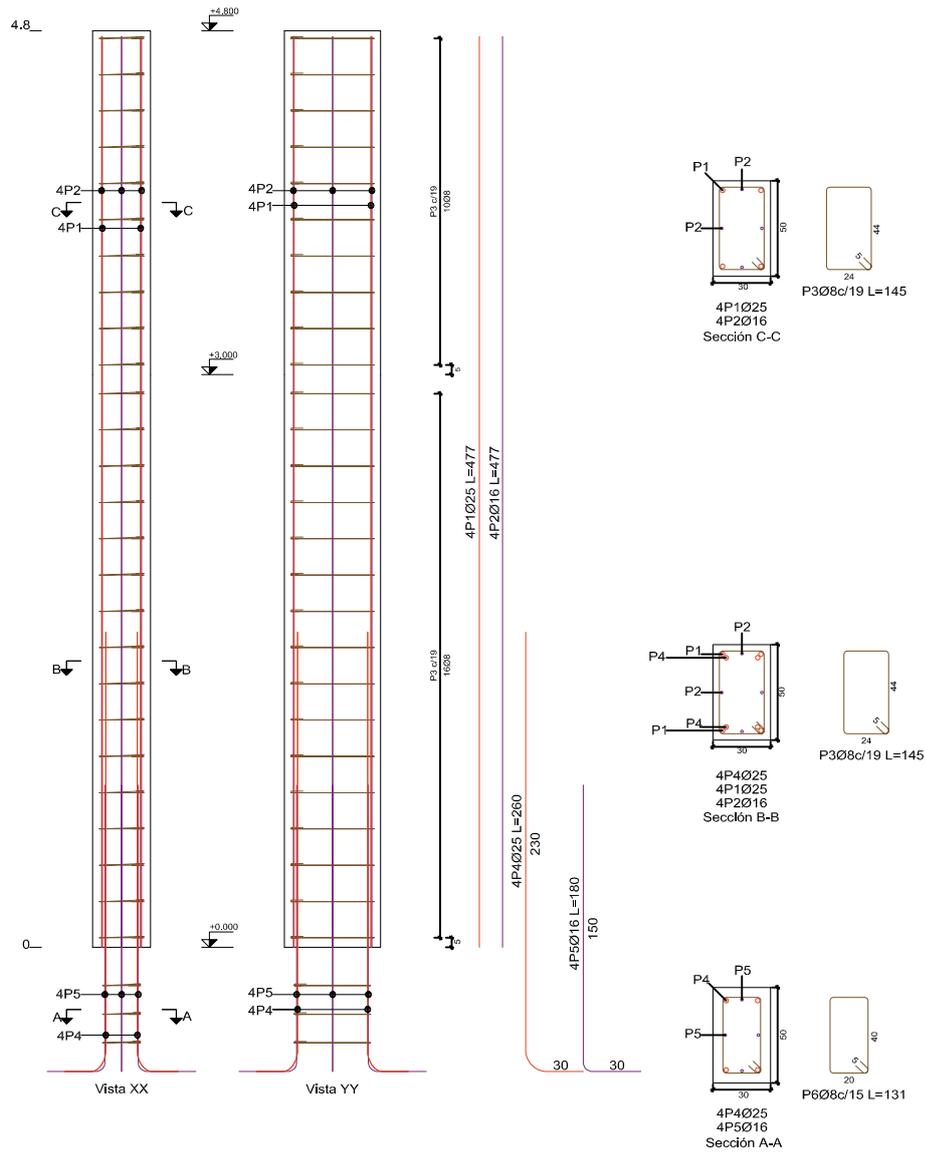
Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P34 P37 P41 P43	1	Ø12	14	675	675	9450	83.9
	2	Ø6	48		142	6816	15.1
	3	Ø6	96		33	3168	7.0
	4	Ø12	14	115	145	2030	18.0
	5	Ø6	3		132	396	0.9
	6	Ø6	6		31	186	0.4
						Total+ 10% (x4):	137.8 551.2

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°13 Detalle Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



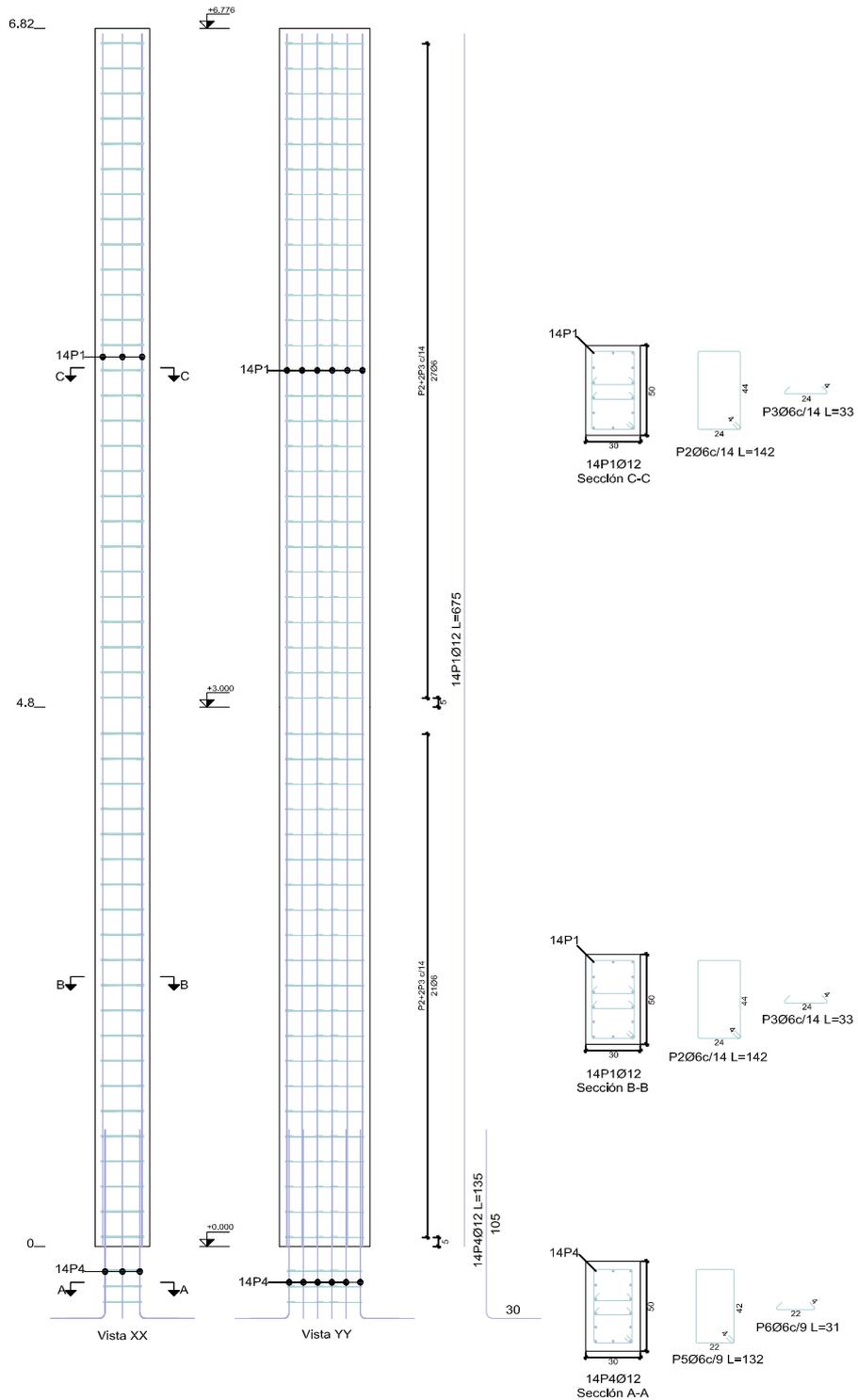
Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P28 P24 P46	1	Ø25	4	_____ 477 _____	477	1908	73.5
	2	Ø16	2	_____ 477 _____	477	954	15.1
	3	Ø8	26		145	3770	14.9
	4	Ø25	4		280	1040	40.1
	5	Ø16	2		180	360	5.7
	6	Ø8	3		131	393	1.6
						Total+10%: (x3):	166.0 498.0

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°14 Detalle de Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



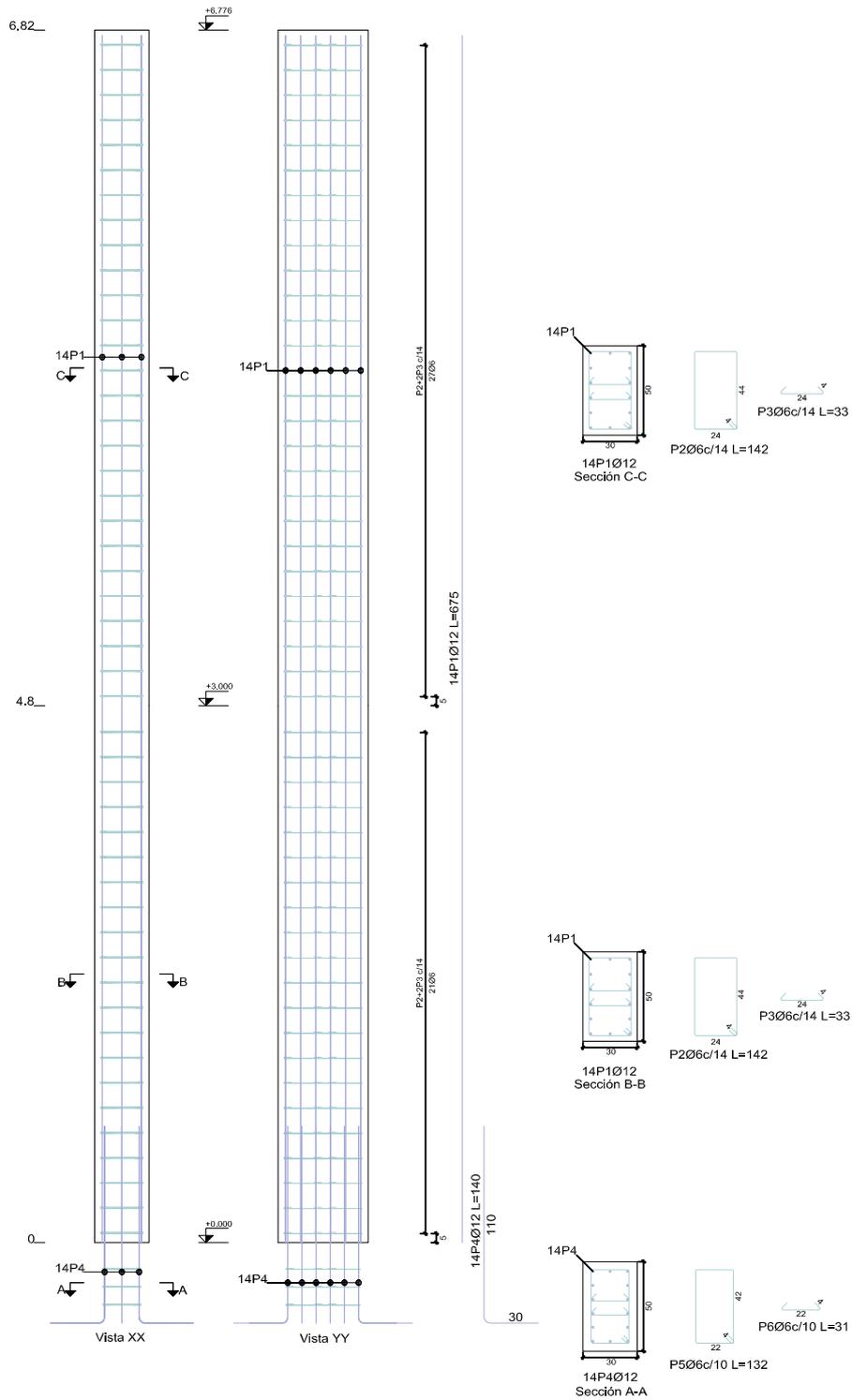
Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P30	1	Ø25	4	_____ 477 _____	477	1908	73.5
	2	Ø16	4	_____ 477 _____	477	1908	30.1
	3	Ø8	26		145	3770	14.9
	4	Ø25	4		260	1040	40.1
	5	Ø16	4		180	720	11.4
	6	Ø8	3		131	393	1.6
<b>Total+10%:</b>						<b>188.8</b>	

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°15 Detalle de Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



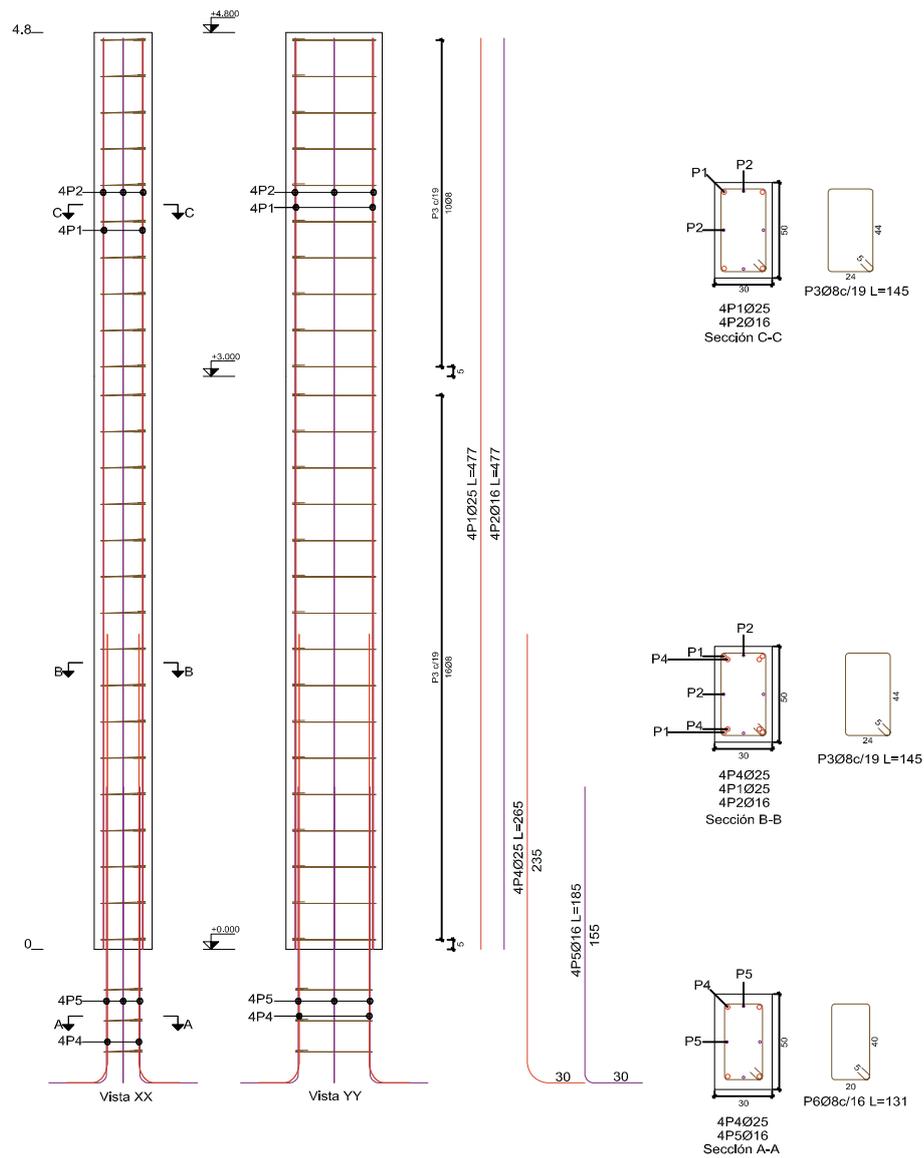
Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P27 P29	1	Ø12	14	_____ 675 _____	675	9450	83.9
	2	Ø6	48		142	6816	15.1
	3	Ø6	96		33	3168	7.0
	4	Ø12	14		135	1890	16.8
	5	Ø6	3		132	396	0.9
	6	Ø6	6		31	186	0.4
						Total+10% (x2):	136.5 273.0

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°16 Detalle de Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



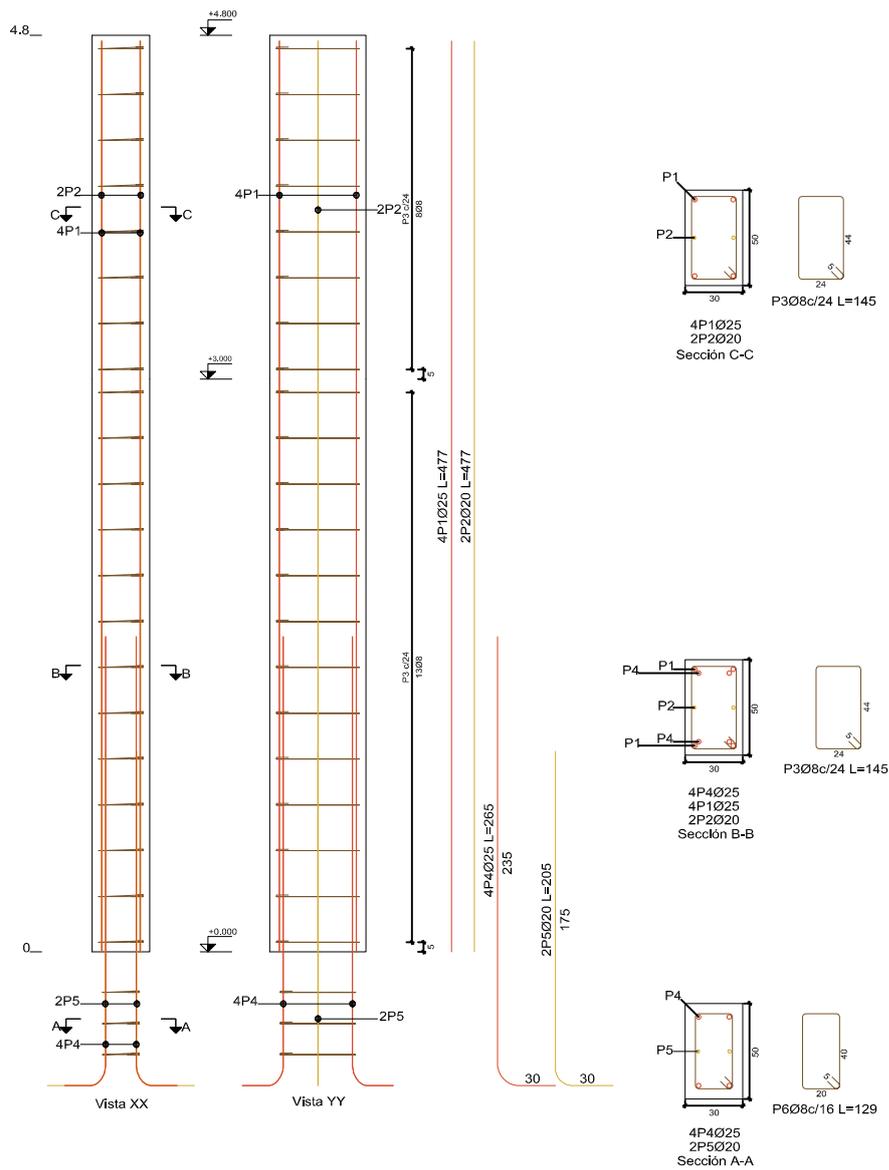
Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P31 P35 P39 P45	1	Ø12	14	675	675	9450	83.9
	2	Ø6	48		142	6816	15.1
	3	Ø6	96		33	3168	7.0
	4	Ø12	14	110	140	1960	17.4
	5	Ø6	3		132	396	0.9
	6	Ø6	6		31	186	0.4
						Total+10% (x4):	137.2 548.4

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°17 Detalle Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



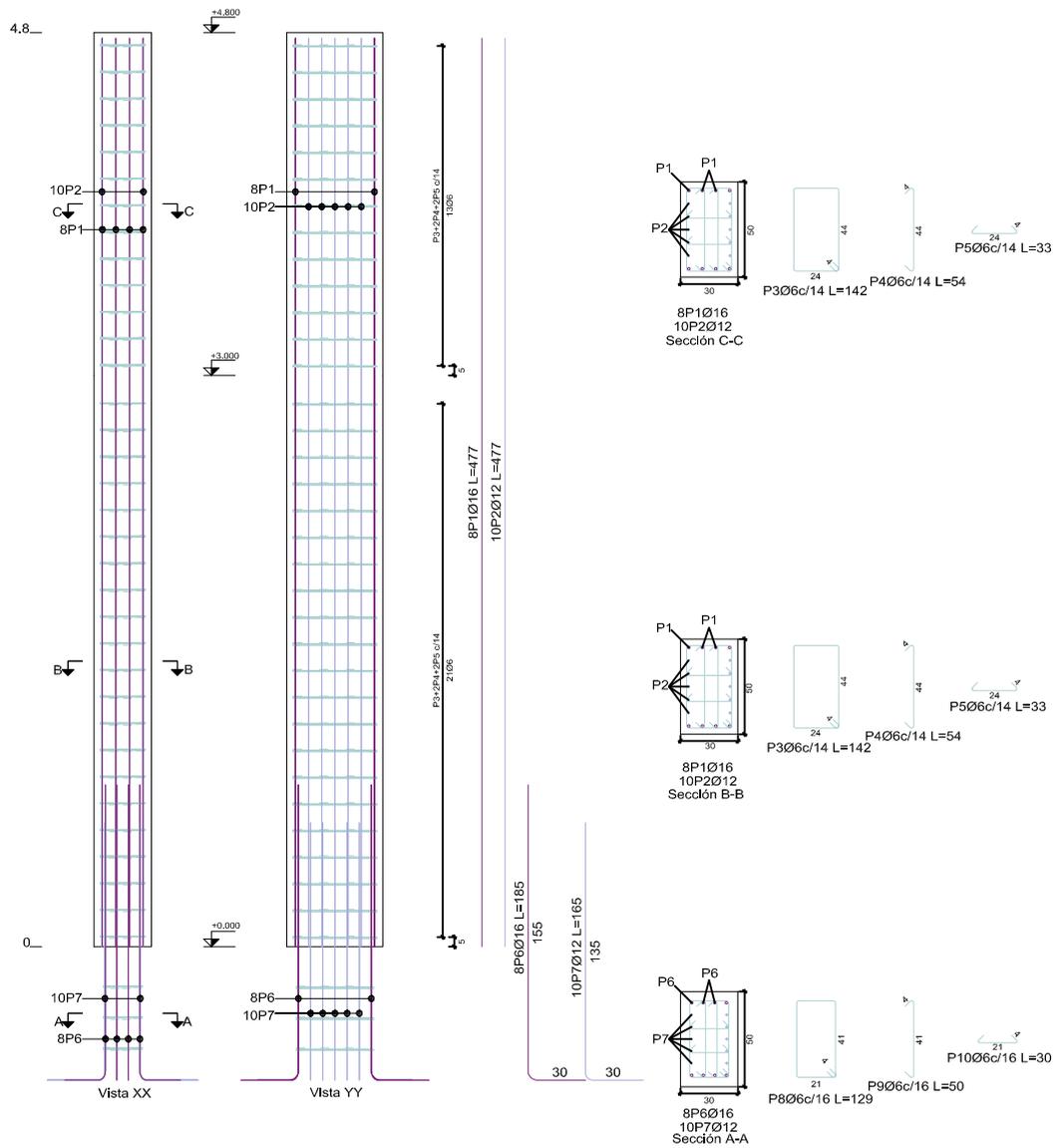
Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P34 P36 P38	1	Ø25	4	_____ 477 _____	477	1908	73.5
	2	Ø16	4	_____ 477 _____	477	1908	30.1
	3	Ø8	26		145	3770	14.9
	4	Ø25	4		265	1060	40.8
	5	Ø16	4		185	740	11.7
	6	Ø8	3		131	393	1.6
						Total+10% (x3):	189.9 569.7

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°18 Detalle de Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



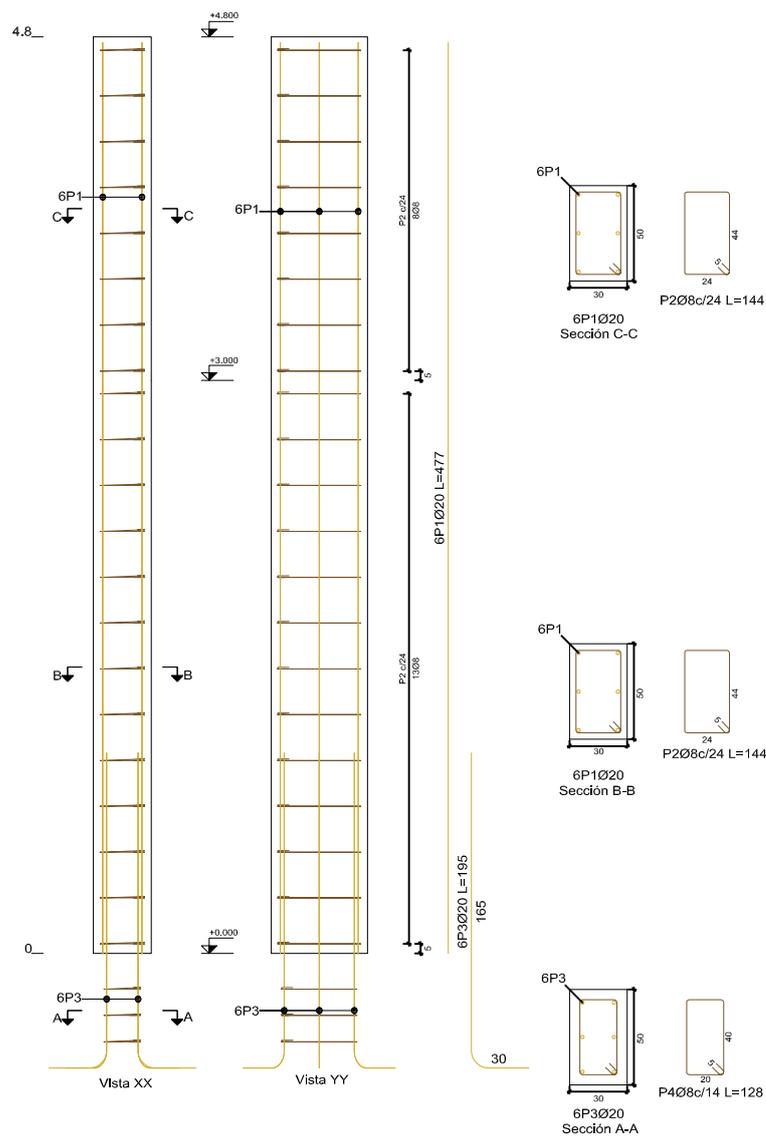
Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P40	1	Ø25	4		477	1909	73.5
	2	Ø20	2		477	954	23.5
	3	Ø8	21		44	3045	12.0
	4	Ø25	4		265	1060	40.8
	5	Ø20	2		205	410	10.1
	6	Ø8	3		40	387	1.5
<b>Total+10%:</b>						<b>177.5</b>	
						Ø8:	14.8
						Ø20:	37.0
						Ø25:	125.7
						Total:	177.5

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°19 Detalle de Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



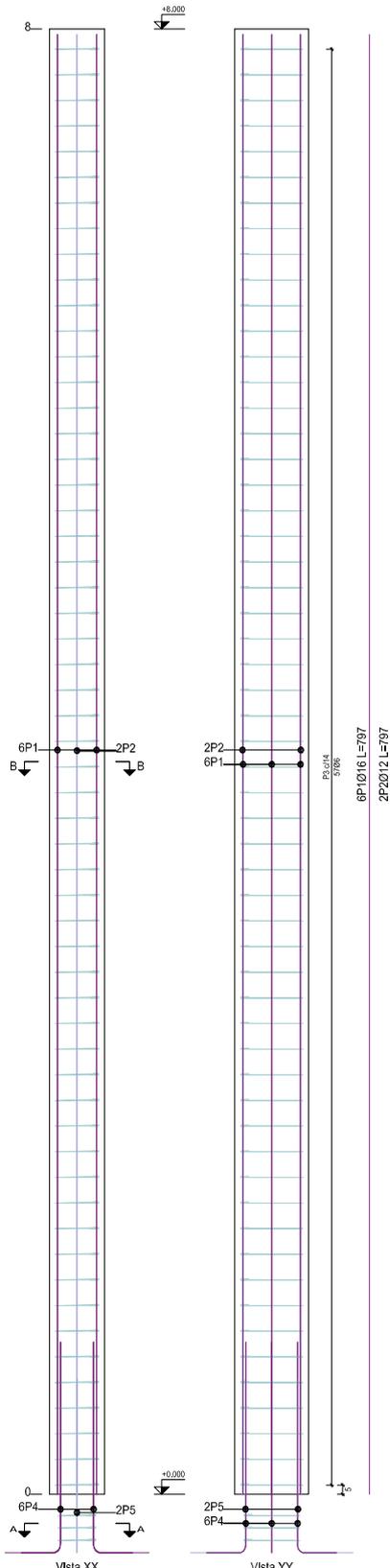
Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P27 P29	1	Ø16	8	_____ 477 _____	477	3816	60.2
	2	Ø12	10	_____ 477 _____	477	4770	42.3
	3	Ø6	34		142	4828	10.7
	4	Ø6	68		54	3672	8.2
	5	Ø6	68		33	2244	5.0
	6	Ø16	8		185	1480	23.4
	7	Ø12	10		165	1650	14.6
	8	Ø6	3		129	387	0.9
	9	Ø6	6		50	300	0.7
	10	Ø6	6		30	180	0.4
<b>Total+10%:</b>						<b>183.0</b>	
						Ø6:	28.4
						Ø12:	62.6
						Ø16:	92.0
						Total:	183.0

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°20 Detalle de Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay

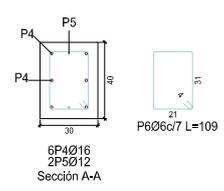
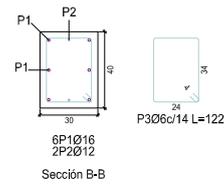


Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P21	1	Ø20	6	_____ 477 _____	477	2862	70.6
	2	Ø8	21		144	3024	11.9
	3	Ø20	6		195	1170	28.9
	4	Ø8	3		128	384	1.5
	<b>Total+10%:</b>						<b>124.2</b>
						Ø8:	14.7
						Ø20:	109.5
						Total:	124.2

Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°21 Detalle Columna
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



Elemento	Pos.	Diam.	Cant.	Esquema [cm]	Long.	Total	ADN 420
P1-P10	1	Ø16	6		797	4782	75.5
	2	Ø12	2		797	1594	14.2
	3	Ø6	57		122	6954	15.5
	4	Ø16	6		145	870	13.8
	5	Ø12	2		125	250	2.2
	6	Ø6	3		109	327	0.8
						Total+10%: (x10):	134.2 1342.0
						Ø6:	179.3
						Ø12:	180.4
						Ø16:	982.3
						Total:	1342.0



Escala 1:50	Proyecto Ejecutivo	Lamina N°22 Detalle de Columna Semicubierto
Alza, Lautaro. Tauber, Fernando.		UTN - Facultad Regional Concepcion del Uruguay



# Capítulo 8

## Estudio de Impacto Ambiental





## 8. Estudio de Impacto Ambiental

Existen diversos métodos para la detección y evaluación de los impactos ambientales que provoca este tipo de proyecto civil, que varían entre listas de control, diagramas de flujo, matrices y cartografía ambiental. Entre los más conocidos se encuentra el uso de matrices causa-efecto, método que será utilizado para la evaluación de este proyecto. Estas matrices se pueden construir para cada acción en particular y se trata de identificar en una de las entradas, sean filas o columnas, los factores ambientales a impactar, y por la otra entrada identificar las acciones de modo tal de establecer los impactos en el casillero en el que se cruzan filas y columnas. Una vez finalizada se posee una visión integrada de los impactos.

Se adoptó para dicha evaluación la metodología propuesta por el Geólogo Norberto Jorge Bejerman, mediante la cual resulta posible categorizar la importancia de los impactos que se generan como consecuencia de la ejecución de las tareas que componen la obra. Como resultado de ella se elabora una matriz de carácter cromático, que permite comunicar los resultados de la Evaluación de Impacto Ambiental a usuarios técnicos o no, que desarrollan sus tareas en otros campos del conocimiento, o de las disciplinas medioambientales.

El análisis está basado en una expresión matemática, que toma en cuenta el algoritmo utilizado para definir la interrelación acciones/factores ambientales. Luego cada atributo es valorado numéricamente, y a continuación por medio de la expresión matemática, se define la importancia del impacto.

Los atributos seleccionados para el análisis son los siguientes:

- **Naturaleza:** hace referencia al carácter beneficioso o perjudicial de las acciones. También se califica el carácter “Previsible pero difícil de calificar”, para el caso de efectos cambiantes difíciles de predecir.
- **Intensidad (I):** se refiere al grado de incidencia de la acción sobre el factor ambiental.
- **Extensión (EX):** es el área de influencia del impacto.
- **Momento en el que se produce (MO):** alude al plazo de manifestación del impacto, es decir el tiempo que transcurre entre la aparición de la acción y el comienzo del efecto.
- **Persistencia (PE):** se refiere al tiempo que, presuntamente, permanecería el efecto desde su aparición y a partir del cual el factor ambiental retornaría a las



condiciones previas a la acción, ya sea naturalmente o por la implementación de medidas correctoras.

- **Reversibilidad (RV):** se refiere a la posibilidad de reconstrucción de las condiciones iniciales una vez producido el efecto. Es decir, la posibilidad de retornar a las condiciones previas a la acción por medios naturales y una vez que esta deja de actuar sobre el medio.
- **Recuperabilidad (RE):** se refiere a la posibilidad de reconstrucción, total o parcial, del factor afectado como consecuencia de la acción ejecutada. Es decir, que refleja la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la actuación por medio de la intervención humana (introducción de medidas correctoras).

## 8.1. Ponderación de los atributos

La ponderación de cada atributo es efectuada de acuerdo al esquema planteado en la tabla 8.1. En el algoritmo la secuencia es: Naturaleza – Intensidad – Extensión – Momento en el que se produce – Persistencia – Reversibilidad del efecto – Recuperabilidad. En el caso de los impactos beneficiosos no se valoran Reversibilidad ni Recuperabilidad.

Tabla 8.1 | Ponderación de Atributos.

1. NATURALEZA		2. INTENSIDAD (I)		3. EXTENSIÓN (EX)		4. MOMENTO EN QUE SE PRODUCE (MO)	
+	Beneficioso	1	Baja	a	Puntual	A	Inmediato
-	Perjudicial	2	Media	b	Parcial	B	Mediato
X	Previsible pero difícil de calificar	3	Alta	c	Extenso (todo el ámbito)	C	Largo plazo
5. PERSISTENCIA (PE)		6. REVERSIBILIDAD DEL EFECTO (RV)				7. RECUPERABILIDAD (RE)	
1	Fugaz	a	Corto plazo		A	Mitigable, totalmente recuperable de manera inmediata	
2	Temporal	b	Mediano plazo		B	Mitigable, totalmente recuperable a mediano plazo	
3	Permanente	c	Largo plazo		C	Mitigable, parcialmente recuperable.	
		d	Irreversible		D	Irrecuperable	

## 8.2. Importancia del impacto

La importancia del impacto se refiere al efecto de una acción sobre un factor ambiental.

Con el objeto de poder definir la importancia del impacto, a los diversos atributos del algoritmo que resulta de establecer la interrelación acciones-factores ambientales le



es asignado un valor numérico de acuerdo a la siguiente tabla en función de la metodología de Bejerman.

Tabla 8.2 | Valoración de Atributos.

1. NATURALEZA		2. INTENSIDAD (I)		3. EXTENSIÓN (EX)		4. MOMENTO EN QUE SE PRODUCE (MO)	
Categoría	Valor	Categoría	Valor	Categoría	Valor	Categoría	Valor
Beneficioso	+	Baja	1	Puntual	1	Inmediato	1
Perjudicial	-	Media	3	Parcial	3	Mediato	3
Previsible pero difícil de calificar	X	Alta	6	Extenso (todo el ámbito)	6	Largo plazo	6
5. PERSISTENCIA (PE)		6. REVERSIBILIDAD DEL EFECTO (RV)		7. Recuperabilidad (RE)			
Categoría	Valor	Categoría	Valor	Categoría	Valor	Categoría	Valor
Fugaz	1	Corto plazo	1	Mitigable, totalmente recuperable de manera inmediata	1		
Temporal	3	Mediano plazo	3	Mitigable, totalmente recuperable a mediano plazo	3		
Permanente	6	Largo plazo	6	Mitigable, parcialmente recuperable.	6		
		Irreversible	10	Irrecuperable	10		

La expresión utilizada para definir la importancia del impacto es la siguiente:

$$I = 3 * I + 2 * EX + MO + PE + RV + RE$$

Para definirla se necesita que el algoritmo, inicialmente obtenido, incluya todos los atributos.

Considerando los diferentes valores numéricos que se pueden obtener, se definieron cuatro categorías de impacto las cuales se aprecian en la siguiente tabla:

Tabla 8.3 | Identificación Colorimétrica de Impactos Perjudiciales.

Categoría	Valor	Color Identificadorio
Irrelevante	< 14	
Moderado	15 - 27	
Severo	28 - 44	
Crítico	> 45	

En el caso de los impactos beneficiosos la expresión a utilizar es la siguiente:

$$I = 3 * I + 2 * EX + MO + PE$$

Una vez utilizada la expresión precedente, se deberá definir la categoría de impacto de acuerdo a la siguiente tabla:



Tabla 8.4 | Identificación Colorimétrica de Impactos Beneficiosos.

Categoría	Valor	Color Identificadorio
Beneficioso	< 17	
Muy Beneficioso	18 – 27	
Sumamente beneficioso	> 28	

### 8.3. Determinación del área de influencia

Se denomina entorno o área de influencia a la parte del ambiente que interacciona con el proyecto en términos de fuente de recursos y materias primas y receptor de efluentes a través de los vectores ambientales (aire, agua, suelo), así como de otras salidas (empleo, conflictividad social, etc.).

El ámbito geográfico del entorno corresponde al área de extensión de las interacciones que se pretenden analizar. El ámbito total es la envolvente del territorio afectado por el proyecto, pudiendo ser superficies continuas y próximas al mismo, o áreas alejadas y aisladas.

Con respecto a los distintos subsistemas se considera que el proyecto afecta directa o indirectamente en los siguientes aspectos:

- **Subsistema natural:** suelos, aire, ruidos, hidrología, vegetación, fauna, paisaje.
- **Subsistema socio-cultural:** efectos en la población activa, dinámica poblacional, cambios en las condiciones de circulación, modificación de costumbres.
- **Subsistema socio-económico:** generación de empleo, usos del territorio, actividades económicas inducidas, cambios en el uso del suelo, costo del transporte, modificación urbanística.

### 8.4. Calculo de matriz de impacto ambiental

Para resolver la matriz es necesario haber definido el área de influencia y los factores ambientales más relevantes, también se necesita establecer las tareas desarrolladas durante el proceso de construcción al igual que durante su vida útil y finalizada está, a continuación, se listarán para cada etapa las tareas que producen impacto ambiental.

**Etapla constructiva:** se dividió en siete rubros para que representan de forma general todas las actividades que se realizan en ellos.



- Trabajos preliminares (Construcción de cerco y cartel de obra, limpieza y nivelación del terreno, replanteo, etc.),
- Construcción y funcionamiento de obrador, depósito y oficina,
- Excavaciones para fundaciones,
- Encofrado y hormigonado de fundaciones y columnas.
- Construcción de Estructuras metálicas (corte y armado de vigas principales, de vigas secundarias, tensores, cruces de San Andrés y uniones Viga - columna),
- Construcción de Cerramientos en general,
- Trabajos de cavado (Se realizan las tareas de acabado en todo el edificio)

**Etapa de Funcionamiento:** se divide en cinco actividades que engloban el uso del edificio durante su vida útil.

- Entrada y Salida de colectivos,
- Entrada y salida de Vehículos particulares,
- Uso de las instalaciones (comercios, baños, sala de espera, boletería, etc.),
- Mantenimiento de las instalaciones y su entorno.

**Etapa de Cierre:** Se considera dos posibles fines luego de cumplida la vida útil, uno puede ser la reutilización del edificio para desarrollar actividades de interés público, o la demolición completa de la estructura con posibilidad de realizar otro emprendimiento en un futuro.

A continuación, se desarrolló el algoritmo para cada etapa analizando para cada tarea si produce un efecto positivo o negativo sobre su entorno.

Cabe aclarar que solo se mitigaran las acciones que generen un impacto crítico (color rojo), dicho esto siempre debe buscarse la manera de generar el menor impacto ambiental posible a la hora de construir por lo que se deberá respetar las recomendaciones del manual de Buenas Prácticas Ambientales en la Construcción del CIMPAR “Comisión público y privada para la sustentabilidad ambiental”.

Como se puede observar en la siguiente matriz los impactos no sobrepasan de severos por lo cual no es necesario implementar medidas de mitigación.

ACCIONES		ETAPA CONSTRUCTIVA							ETAPA DE FUNCIONAMIENTO				ETAPA DE CIERRE		
		Trabajos preliminares	Construcción y Funcionamiento de Obradores, Depósitos y Oficina	Excavaciones de Fundaciones	Encofrado y hormigonado de fundaciones y columnas	Elaboración y colocación de estructuras metálicas	Construcción de Cerramientos	Trabajos de Acabado	Entrada/Salida de Colectivos	Ingreso/Egreso de Usuarios	Uso de instalaciones	Mantenimiento	Demolicion de las instalaciones	Reutilización de las Instalaciones	
FACTORES AMBIENTALES															
SUBSISTEMA NATURAL	Geomorfología	Modificación del relieve (morfología)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		Estabilidad de taludes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Suelos	Modificación calidad edáfica	-1bA3aB	-	-2aA3bB	-1aA3bB	-	-	-	-	-	-	-	-1bA3aB	-
		Remoción horizonte superficial	-2bA3aB	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Erosión	-1bA2aA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Calidad de aire	Aumento niveles emisión	-1aA2aA	-1aA2aA	-1aA2aA	-1aA2aA	-3bA2aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-2bA2aA	-1bA2aA	-	-1aA1aA	-1bA2aA	-
	Ruido	Incremento niveles sonoros	-1aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-2bA1aA	-3aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-2bA2aA	-1bA2aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-2bA2aA	-
		Aumento de las vibraciones	-1aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-2bA1aA	-	-	-	-2bA2aA	-1bA2aA	-	-	-2bA2aA	-
	Hidrología subterránea	Modificación calidad del agua subterránea	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Recarga nivel freático	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Hidrología superficial	Efecto barrera	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Cambio en los flujos de caudales	-1bA3aB	-1aA1aA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Reservorios artificiales	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Afección de agua superficial	-	-	-	-	-	-	-1bA2aA	-	-	-	-	-	-
	Vegetación	Pérdida de vegetación arbórea y/o arbustiva	-1aA3bB	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Pérdida de vegetación herbácea	-2bA3bB	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Fauna	Afectación de microfauna	-2bA3bB	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Efecto sobre las aves	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Efecto sobre los mamíferos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Efecto sobre reptiles	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Efecto barrera para la dispersión		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Fauna ictícola		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Paisaje	Visibilidad	-	-	-	-	-1bA2aA	-1bA2aA	-	-	-	-	-	-	-	
	Intrusión visual	-1bA2aA	-1bA2aA	-	-1bA2aA	-1bA2aA	-2bA3aA	-	-1bA2aA	-1aA1aA	-	-	+2bA3	-	
	Cambio en la estructura paisajística	-1bA2aA	-1bA2aA	-	-1bA2aA	-1bA2aA	-2bA3aA	X	-	-	-	+2aA2	+2bA3	-	
SUBSISTEMA SOCIO-CULTURAL	Efectos en la población activa	-	-	-	-	-	-	-	-1aA1aA	-2aA1aA	-	+2aA2	-2bA1aA	+2bA2	
	Efectos sobre la salud	-	-	-	-	-	-	-	-1aA1aA	-1aA1aA	-	+1aA1	-1aA1aA	-	
	Cambios en las condiciones de circulación	-	-	-	-	-	-	-	-2aA1aA	-1aA1aA	+2aA2	-	-1bA1aA	+2aA2	
	Patrimonio cultural/histórico	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Modificación costumbres (uso recreativo)	-	-	-	-	-	-	-	-1aA1aA	-1aA1aA	+2aA2	+1aA1	-	+2bA2	
SUBSISTEMA SOCIO-ECONÓMICO	Gestión de los Municipios	-2aA1aA	-	-	-	-	-	-	-	-	-2aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-	
	Generación de empleo	+2	+2	+2	+2	+2	+2	+2	+3	+3	+3	+3	+2	+3	
	Actividades económicas inducidas	+2aA1	+2aA1	+2bA1	+2bA1	+2bA1	+2bA1	+2aA1	-	+2aA2	+2aA2	-	+2aA1	+2aA2	
	Cambios de usos del suelo	+2bA2	-	-	-	-	-	-	-	-	+2bA2	-	-	+2bA2	
	Incremento del transporte	-1aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-2aA1aA	-	-	-1aA1aA	-1aA1aA	
	Accidentes	-	-	-	-	-	-	-	-1aA1aA	-2aA1aA	-	-	-	-	
	Generación de residuos	-1bA1aA	-1aA1aA	-	-1aA1aA	-2aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	-	-	-2bA1aA	-1aA1aA	-2bA1aA	-1bA1aA	
Modificación urbanística	-2bA1aA	-	-	-1aA1aA	-1aA1aA	-1aA1aA	+2cA2	-	-	-	-	-2bA1aA	-		

ACCIONES		ETAPA CONSTRUCTIVA							ETAPA DE FUNCIONAMIENTO				ETAPA DE CIERRE		
		Trabajos preliminares	Construcción y Funcionamiento de Obradores, Depósitos y Oficina	Excavaciones de Fundaciones	Encofrado y hormigonado de fundaciones y columnas	Elaboración y colocación de estructuras metálicas	Construcción de Cerramientos	Trabajos de Acabado	Entrada/Salida de Colectivos	Ingreso/Egreso de Usuarios	Uso de Instalaciones	Mantenimiento	Demolicion de las instalaciones	Reutilización de las Instalaciones	
FACTORES AMBIENTALES															
SUBSISTEMA NATURAL	Geomorfología	Modificación del relieve (morfología)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		Estabilidad de taludes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Suelos	Modificación calidad edáfica	-20	-	-24	-18	-	-	-	-	-	-	-	-20	-
		Remoción horizonte superficial	-26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Erosión	-15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Calidad de aire	Aumento niveles emisión	-12	-12	-12	-12	-30	-9	-9	-21	-15	-	-9	-15	-
	Ruido	Incremento niveles sonoros	-9	-9	-9	-17	-28	-9	-9	-21	-15	-9	-9	-21	-
		Aumento de las vibraciones	-9	-9	-9	-17	-	-	-	-21	-15	-	-	-21	-
	Hidrología subterránea	Modificación calidad del agua subterránea	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Recarga nivel freático	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Hidrología superficial	Efecto barrera	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Cambio en los flujos de caudales	-20	-9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Reservorios artificiales	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Afección de agua superficial	-	-	-	-	-	-	-15	-	-	-	-	-	-
	Vegetación	Pérdida de vegetación arbórea y/o arbustiva	-15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Pérdida de vegetación herbácea	-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Fauna	Afectación de microfauna	-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Efecto sobre las aves	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Efecto sobre los mamíferos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Efecto sobre reptiles	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Efecto barrera para la dispersión	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Fauna ictícola	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Paisaje	Visibilidad	-	-	-	-	-15	-15	-	-	-	-	-	-	-
Intrusión visual		-15	-15	-	-15	-15	-24	-	-15	-9	-	-	22	-	
Cambio en la estructura paisajística		-15	-15	-	-15	-15	-24	X	-	-	-	14	22	-	
SUBSISTEMA SOCIO-CULTURAL	Efectos en la población activa	-	-	-	-	-	-	-	-9	-15	-	15	-19	19	
	Efectos sobre la salud	-	-	-	-	-	-	-	-9	-9	-	7	-9	-	
	Cambios en las condiciones de circulación	-	-	-	-	-	-	-	-15	-9	15	-	-13	15	
	Patrimonio cultural/histórico	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Modificación costumbres (uso recreativo)	-	-	-	-	-	-	-	-9	-9	15	7	-	19	
SUBSISTEMA SOCIO-ECONÓMICO	Gestión de los Municipios	-15	-	-	-	-	-	-	-	-	-15	-9	-9	-	
	Generación de empleo	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	2	3	
	Actividades económicas inducidas	13	13	17	17	17	17	13	-	15	15	-	13	15	
	Cambios de usos del suelo	19	-	-	-	-	-	-	-	-	19	-	-	19	
	Incremento del transporte	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-15	-	-	-9	-9	
	Accidentes	-	-	-	-	-	-	-	-9	-15	-	-	-	-	
	Generación de residuos	-13	-9	-	-9	-15	-9	-9	-	-	-19	-9	-19	-13	
	Modificación urbanística	-15	-	-	-9	-9	-9	25	-	-	-	-	-15	-	





# Capítulo 9

# Conclusiones





## 9. Conclusiones

Habiendo finalizado el proyecto y realizando un análisis del proceso se puede concluir:

El abordar el trabajo desde la visión de un profesional trabajando en equipo fue una experiencia enriquecedora, de aprendizaje continuo y contraste de ideas, siempre pensando en buscar la mejor solución a las problemáticas detectadas.

Al tratar necesidades reales de una sociedad conocida, planteo un desafío interesante que requirió que las decisiones se tomaran desde un enfoque social y de factibilidad técnica y económica.

Además, siendo nuestro último trabajo como estudiantes, también se tuvo en cuenta el contenido académico que cada una de las decisiones conllevó, buscando aplicar la mayor cantidad de conocimientos.

También a la hora de recopilar información para abordar algunas las temáticas en análisis, se detectaron falencias en las normativas locales, por lo cual fue muy importante el aporte de profesionales e idóneos, que al final ayudan a construir nuestro criterio como futuros ingenieros, en un mundo laboral cada vez más competitivo.





# Capítulo 10

# Bibliografía





## 10. Bibliografía

### Libros, Revistas y Manuales:

- “Cómputos y Presupuestos”. Chandías, Mario - E. Ramos, José Martín. 29na edición. Editorial Alsina. Buenos Aires, Argentina. 2014.
- “Hormigón Armado”. MÖLLER, Oscar. 4ta edición. Editorial UNR.
- “Estructuras Metálicas”. Troglia, Gabriel.
- Código de ordenamiento urbano Concepción del Uruguay.
- Código de edificación Concepción del Uruguay.
- Plan Estratégico Concepción del Uruguay. 2010-2025.
- “Mecánica de los fluidos e hidráulica”, Ronald V. Giles.
- “Normas y recomendaciones de diseño geométrico y seguridad vial”, Dirección Nacional de Vialidad. 2010.
- “Manual de diseño de sistemas de aguas pluviales urbanas”, Dirección Nacional de Aguas y Saneamiento. Montevideo, Uruguay. 2009.
- “Recomendaciones para redes de alcantarillado”. Asociación española de abastecimiento de agua y saneamiento. España. 1988.
- “Arte de proyectar en arquitectura”. Neufert, Ernst. 14va edición, Editorial Gustavo Gili. Barcelona. 1995.
- “Tablas y Equivalencias. Productos, Sistemas y Servicios para la Construcción”. ACINDAR. 2007.
- Revista Vivienda N° 697.
- “Normas y gráficos de instalaciones sanitarias e Industriales”. Obras Sanitarias de la Nación. Buenos Aires, Argentina. 1974.

### Apuntes, Proyectos, Trabajos de Investigación:

- “Análisis y diseño numérico y experimental de bocas de tormenta para el desalojo de aguas pluviales”. M. en I. Rodrigo Ulises Santos Tellez - M. en I. Pedro Misael Albornoz Góngora. México. 2013.
- “Maestría en Ingeniería Civil Elementos convencionales y no convencionales para la captación del drenaje urbano de aguas lluvias”. Leidy Johanna Franco Calderón. Bogotá. Colombia. 2015.
- Apuntes de Cátedra: “Hidrología y Obras Hidráulicas”, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concepción del Uruguay, Ing. Lescano, F. 2016.
- Apuntes de cátedra: “Vías de comunicación I y II”, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concepción del Uruguay, Ing. Belvisi, D. 2016.



- “Estudio para la localización de un proyecto”. Corrillo Machicado Fabiola - Gutiérrez Quiroga Maribel. Tarija. Bolivia. 2016.
- Proyecto Final de Carrera UCU-FAU. “Complejo Deportivo Municipal para la ciudad de Colón” Arq. Cabillon, Federico. Concepción del Uruguay. Entre Ríos. 2016.
- Proyecto Final de Carrera. UTN-FRCU. “Relocalización Terminal de Colon, Entre Ríos”. Casas, Ileana Lihue - Erramuspe, Martin Manuel - Graziani, Jorge Agustín Alexis. Concepción del Uruguay. Entre Ríos. 2020.

### Normativas:

- CIRSOC 101/05 “Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras”. INTI & CIRSOC. 2005.
- CIRSOC 102/05 “Reglamento Argentino de Acciones del viento sobre las construcciones”. INTI & CIRSOC. 2005.
- CIRSOC 201/05 “Reglamento Argentino de estructuras de hormigón”. INTI & CIRSOC. 2005.
- CIRSOC 301/05 “Reglamento Argentino de estructuras de acero para edificios”. INTI & CIRSOC. 2005.
- CIRSOC 302/05 “Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios”. INTI & CIRSOC. 2005.
- ANSI/AISC 360-10 American Institute of Steel Construction. “Specification for Structural Steel Buildings”. ANSI/AISC. 2010.
- Ley N°24314. “Accesibilidad de personas con movilidad reducida. Modificación de la Ley N° 22.431”. Buenos Aires, Argentina. 1994.
- Resolución 139/97. “Manual de especificaciones técnicas para vehículos de transporte automotor de pasajeros”. Buenos Aires, Argentina. 1997.
- Norma técnica O.S.060 “Drenaje Pluvial Urbano”. Lima, Perú. 2006.
- Reglamento Nacional NB688 “Reglamento técnico de diseño para sistemas de alcantarillado sanitario”. La Paz, Bolivia. 2007.
- Reglamento AEA
- EMCALI EICE E.S.P “Normas para el diseño de sistemas de alcantarillado”. Santiago de Cali, Colombia. 1999.
- ENARGAS NAG-100. “Normas argentinas mínimas de seguridad para el transporte y distribución de gas natural y otros gases por cañerías”. Buenos Aires, Argentina. 1993.
- Tablas “Perfiles laminados y tubos estructurales para aplicación de los reglamentos CIRSOC 301/2005 y CIRSOC 302/2005”. INTI & CIRSOC. 2005.



## Páginas Web:

- [www.indec.gob.ar](http://www.indec.gob.ar) (Índice de la Construcción).
- [www.alcemar.com.ar](http://www.alcemar.com.ar) (Línea Frente Integral).
- [www.infoleg.gob.ar](http://www.infoleg.gob.ar) (Normativas Nacionales).
- [es.weatherspark.com](http://es.weatherspark.com) (Clima Promedio Concepción del Uruguay).
- [asesoriachd.com.ar](http://asesoriachd.com.ar) (Cargas Sociales Trabajadores de la Construcción).
- [www.frac-cortaceros.com.ar](http://www.frac-cortaceros.com.ar) (Información Técnica Chapas de Acero).
- [jorgevega.com.ar](http://jorgevega.com.ar) (Calculadora Escala Salarial 2021-2022).
- [www.aquacontrol.es](http://www.aquacontrol.es) (Sistema Sanitario Antivandálico).
- [mexarevestimientos.com.ar](http://mexarevestimientos.com.ar) (Sistema Cielorraso PVC).
- [www.clarin.com](http://www.clarin.com) (Precios de Construcción y Vivienda).
- [www.cdeluruguay.gob.ar](http://www.cdeluruguay.gob.ar) (Relevamiento Transporte Urbano. Normativa Local).
- [www.uom.org.ar](http://www.uom.org.ar) (Convenios Salariales Trabajadores Metalúrgicos).
- [www.daikin.es](http://www.daikin.es) (Sistema VRV Acondicionamiento Térmico).
- [www.knauf.com.ar](http://www.knauf.com.ar) (Sistema de Construcción en Seco).
- [www.inti.gob.ar](http://www.inti.gob.ar) (Reglamentos INTI-CIRSOC).
- [es.wikipedia.org](http://es.wikipedia.org) (Fragmento Relevamiento General).





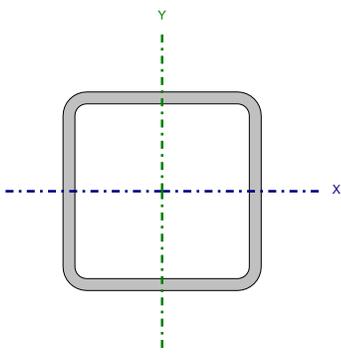
# Capítulo 11

# Anexos



# Comprobaciones Cordon Inferior Portico Principal

Perfil: 100  
Material: Acero (A36)

	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N671	N672	1.500	21.61	309.86	309.86	513.26
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.			
$\beta$	1.00	1.00	0.00	0.00			
L <sub>k</sub>	1.500	1.500	0.000	0.000			
C <sub>b</sub>	-		1.000				
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	$\lambda_c$	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N671/N672	x: 1.5 m $\eta = 27.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0.563 m $\eta = 1.7$	x: 1.5 m $\eta = 10.2$	$\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 37.5$	CUMPLE h = 37.5
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción I <sub>e</sub> : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%)									

## Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.272} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo  $P_r$  se produce en el nudo N672, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$P_r$ : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{13.488} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{49.567} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

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:

$$P_n = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{55.074} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

## Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es\*:

$$\lambda \leq 200$$

$$l : \underline{40} \quad \checkmark$$

Donde:

l: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$l : \underline{40}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{23250} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.06}$$

$r_x$ : Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

Donde:

$I_x$ : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.022} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo  $P_r$  se produce en el nudo N671, para la combinación de hipótesis  $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CM + V2$ .

Donde:

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{1.002} \quad t$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{45.610} \quad t$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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 E3-A:

$$P_n : \underline{50.678} \quad t$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{21.61} \quad \text{cm}^2$$

$F_{cr}$ : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2345.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) Cuando:  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$F_e$ : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{12822.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{12822.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{12822.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.06}$$

$$K_y : \underline{0.06}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{23250} \quad \text{mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{3.79} \quad \text{cm}$$

$$r_y : \underline{3.79} \quad \text{cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

### 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.017} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en un punto situado a una distancia de 0.563 m del nudo N671, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.029} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

#### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

#### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

#### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a flexión eje Y (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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.102} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N672, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.174} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.008} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{0.174} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_y$ : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a corte X (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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.018} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.232} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2bt_f$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N671, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + V2$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.021} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.375} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N671, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

a) Para  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1a})$$

$$h : \underline{0.38}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{13.485} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{49.567} \text{ t}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.026} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ry}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

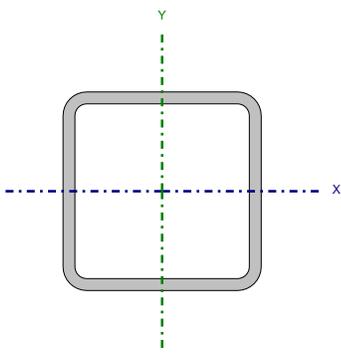
$$M_{ry} : \underline{0.174} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cy}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

# Comprobaciones Montante Vertical Portico Principal

Perfil: 100  
Material: Acero (A36)

	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N642	N630	1.500	21.61	309.86	309.86	513.26
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.	
$\beta$	1.00		1.00	0.00		0.00	
L <sub>k</sub>	1.500		1.500	0.000		0.000	
C <sub>b</sub>	-			1.000			
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	$\lambda_c$	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N642/N630	N.P. <sup>(1)</sup>	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 11.3$	x: 0 m $\eta = 15.5$	x: 0 m $\eta = 4.8$	$\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 0 m $\eta = 25.5$	CUMPLE h = 25.5
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción I <sub>e</sub> : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.									

## 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\*:

$$\lambda \leq 200$$

$$l : \underline{40} \quad \checkmark$$

Donde:

l : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$l : \underline{40}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{1500} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.00}$$

r<sub>x</sub>: Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

Donde:

I<sub>x</sub>: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.113} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P<sub>r</sub> se produce en el nudo N642, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

P<sub>r</sub>: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{5.154} \text{ t}$$

P<sub>c</sub>: Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{45.610} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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<sub>p</sub>: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{0.90}$$

P<sub>n</sub>: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{50.678} \text{ t}$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

$F_{cr}$ : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2345.00} \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando:  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$F_e$ : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{12822.26} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{12822.26} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{12822.26} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{1.00}$$

$$K_y : \underline{1.00}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{1500} \text{ mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.79} \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

## 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.155} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N642, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.267} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.003} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{0.267} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a flexión eje Y (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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.048} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N642, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Lr + V2$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.083} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_y$ : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a corte X (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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Lr + V2$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.097} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2bt_f$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.021} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N642, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.267} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.255} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N642, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

$h_1$ : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h_1 : \underline{0.25}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{5.154} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{45.610} \text{ t}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.267} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ry}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.074} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cy}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$h_2$ : 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

$$\eta = \frac{P_r}{P_{co}} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 \quad (\text{H1-2})$$

$$h_2 : \underline{0.14}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{5.154} \text{ t}$$

$P_{co}$ : Resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión calculado según el Capítulo E

$$P_{co} : \underline{45.610} \text{ t}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

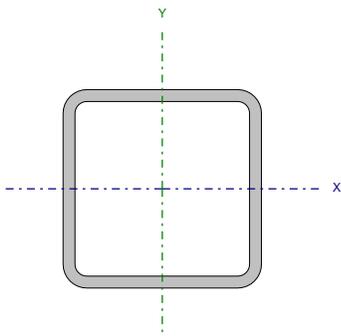
$$M_{rx} : \underline{0.267} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

# Comprobaciones Montante Horizontal Portico Principal

Perfil: 100  
Material: Acero (A36)

	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N646	N713	0.500	21.61	309.86	309.86	513.26
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.			
$\beta$	1.00	1.00	0.00	0.00			
L <sub>k</sub>	0.500	0.500	0.000	0.000			
C <sub>b</sub>	-		1.000				
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	$\lambda_c$	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N646/N713	$\eta = 1.0$	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0 m $\eta = 3.1$	x: 0 m $\eta = 5.5$	x: 0.5 m $\eta = 2.5$	x: 0 m $\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 8.8$	CUMPLE h = 8.8
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción I <sub>c</sub> : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.									

## Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo  $P_r$  se produce para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Lr + V1$ .

Donde:

$P_r$ : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.505} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{49.567} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

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:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{55.074} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

## 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.031} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N646, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+V2.

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.053} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a flexión eje Y (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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.055} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N646, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Lr + V2$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.095} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_y$ : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a corte X (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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.025} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N713, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Lr + V2$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.318} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2bt_f$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.012} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N646, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Lr + V2$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.154} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.088} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N646, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Lr + V2$ .

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (H1-1b)$$

$$h : \underline{0.09}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{0.254} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{49.567} \text{ t}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.052} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

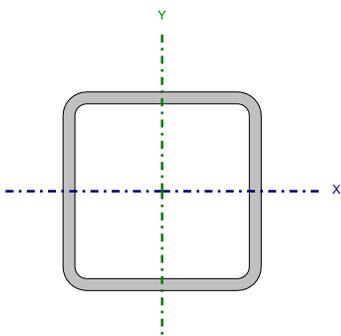
$M_{ry}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.095} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cy}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

## Comprobaciones Diagonal Plano Vertical Portico Principal

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N622	N713	2.121	21.61	309.86	309.86	513.26
	Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral			
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
	$\beta$	1.00	1.00	0.00	0.00		
L <sub>k</sub>	2.121	2.121	0.000	0.000			
C <sub>b</sub>	-		1.000				
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	$\lambda_c$	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N622/N713	N.P. <sup>(1)</sup>	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 14.1$	x: 0 m $\eta = 9.6$	x: 0 m $\eta = 2.4$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 1.0$	x: 0 m $\eta = 19.1$	CUMPLE h = 19.1
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción I <sub>e</sub> : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.									

### 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\*:

$$\lambda \leq 200$$

$$l : \underline{56} \quad \checkmark$$

Donde:

l : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$l : \underline{56}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{2121} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.00}$$

r<sub>x</sub>: Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

Donde:

I<sub>x</sub>: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.141} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P<sub>r</sub> se produce en el nudo N622, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

P<sub>r</sub>: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{5.915} \text{ t}$$

P<sub>c</sub>: Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{41.970} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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<sub>p</sub>: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{0.90}$$

P<sub>n</sub>: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{46.633} \text{ t}$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

$F_{cr}$ : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2157.82} \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando:  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$F_e$ : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{6411.13} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{6411.13} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{6411.13} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{1.00}$$

$$K_y : \underline{1.00}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{2121} \text{ mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{3.79} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.79} \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{309.86} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

## 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.096} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N622, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.165} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a flexión eje Y (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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.024} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N622, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.042} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_y$ : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a corte X (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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.028} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2bt_f$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N622, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.119} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.191} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N622, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

$h_1$ : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h_1 : \underline{0.19}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{5.915} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{41.970} \text{ t}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.165} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ry}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.042} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cy}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$h_2$ : 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

$$\eta = \frac{P_r}{P_{co}} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 \quad (\text{H1-2})$$

$$h_2 : \underline{0.15}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{5.915} \text{ t}$$

$P_{co}$ : Resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión calculado según el Capítulo E

$$P_{co} : \underline{41.970} \text{ t}$$

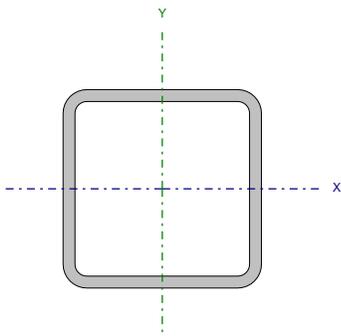
$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.165} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

# Comprobaciones Diagonal Plano Horizontal Portico Principal

Perfil: 100							
Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N671	N703	1.581	21.61	309.86	309.86	513.26
	Notas:						
	<sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado						
	<sup>(2)</sup> 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 <sub>k</sub>			1.581	1.581	0.000	0.000
C <sub>b</sub>			-		1.000		
Notación:							
b: Coeficiente de pandeo							
L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m)							
C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	λ <sub>c</sub>	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N671/N703	x: 1.581 m η = 4.6	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.791 m η = 1.6	x: 1.581 m η = 10.0	x: 1.581 m η = 1.7	x: 0 m η = 0.2	x: 1.581 m η = 13.4	CUMPLE h = 13.4
Notación:									
P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción									
λ <sub>c</sub> : Limitación de esbeltez para compresión									
P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión									
M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X									
M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y									
V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X									
V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y									
PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión									
x: Distancia al origen de la barra									
h: Coeficiente de aprovechamiento (%)									
N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.):									
<sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.									

## Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.046} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo  $P_r$ , se produce en el nudo N703, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$P_r$ : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{2.263} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{49.567} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

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:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{55.074} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{21.61} \text{ cm}^2$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

## 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.016} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en un punto situado a una distancia de 0.791 m del nudo N671, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.027} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a flexión eje Y (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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.100} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N703, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.171} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.007} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{0.171} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

$$M_n : \underline{1.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_y$ : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{74.91} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## Resistencia a corte X (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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.017} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N703, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.216} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2bt_f$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala

$$t_f : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N671, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+V2.

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.019} \quad \text{t}$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{12.550} \quad \text{t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{13.945} \quad \text{t}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{9.12} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

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:

$$i) \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{76.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.00} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.134} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N703, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (H1-1b)$$

$$h : \underline{0.13}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{2.263} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{49.567} \text{ t}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.021} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ry}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.171} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cy}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{1.718} \text{ t}\cdot\text{m}$$

# Comprobaciones de **la Columna 36 Estructura Principal**

1.- 4.8 (300 - 480 CM)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones	: 30x50 cm
	Tramo	: 3.000/4.800 m
	Altura libre	: 1.80 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm
	Materiales	
	Hormigón	: H-25
	Acero	: ADN 420
	Longitud de pandeo	
Plano ZX : 1.80 m		
Plano ZY : 1.80 m		
Armadura longitudinal		
Esquina : 4Ø25		
Cara X : 2Ø16		
Cara Y : 2Ø16		
Cuantía : 1.85 %		
Armadura transversal		
Estribos : 1eØ8		
Separación : 19 cm		

## Disposiciones relativas a las armaduras (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

### Armadura longitudinal

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{l,min}$  entre la armadura longitudinal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_1 \geq s_{l,min}$$

$$79 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{38} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{25.0} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

### Estribos

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{e,min}$  entre la armadura transversal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

$$190 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{be}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

## Comprobaciones del pilar P36

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{\quad 20 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 8.0 \quad} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{\quad 15 \quad} \text{ mm}$$

La separación vertical  $s$  de los estribos cerrados debe ser (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 192 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$ : Valor mínimo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{t,max} : \underline{\quad 192 \quad} \text{ mm}$$

$$s_1 = 12 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{\quad 192 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{\quad 384 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{\quad 300 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{\quad 16.0 \quad} \text{ mm}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 8.0 \quad} \text{ mm}$$

$b_{min}$ : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{min} : \underline{\quad 300 \quad} \text{ mm}$$

Todas las barras, con excepción de las pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados, cuyo diámetro mínimo será función del diámetro de las barras (Artículo 7.10.5.1):

$$16 \text{ mm} < d_b \leq 25 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 8 \text{ mm}$$

$$\emptyset 8 \geq 8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\quad \emptyset 25 \quad}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad \emptyset 8 \quad}$$

### Armadura mínima y máxima (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.9.1)

El área de armadura longitudinal,  $A_{st}$ , para elementos comprimidos no compuestos, debe ser (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$27.68 \text{ cm}^2 \geq 15.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g$$

$$27.68 \text{ cm}^2 \leq 120.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{\quad 1500.00 \quad} \text{ cm}^2$$

### Estado límite de agotamiento frente a cortante (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{\quad 0.541 \quad} \quad \checkmark$$

Donde:

## Comprobaciones del pilar P36

$V_u$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{1.593} \text{ t}$$

$f \cdot V_n$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u,y} : \underline{3.460} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,x} : \underline{6.631} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{7.141} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+1.6·V2".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{8.841} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( \sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{8.841} \text{ t}$$

([MPa]  $f'_c$ )

El valor de  $V_c$  obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{17.288} \text{ t}$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f'_c$ )

Donde:

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.014}$$

Siendo:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$A_s : \underline{15.85} \text{ cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{225} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{1.512} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{1.584} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$N_u$ : Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.593} \text{ t}$$

$h$ : Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

## Comprobaciones del pilar P36

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{9.521} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( \sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{9.521} \text{ t}$$

([MPa]  $f'_c$ )

El valor de  $V_c$  obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{18.430} \text{ t}$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f'_c$ )

Donde:

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$r_w : \underline{0.013}$$

Siendo:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$A_s : \underline{15.85} \text{ cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{399} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{4.810} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{-4.929} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$N_u$ : Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.593} \text{ t}$$

$h$ : Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

# Comprobaciones del pilar P36

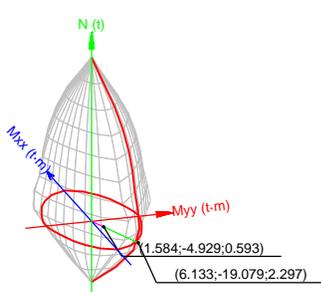
## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+1.6·V2".

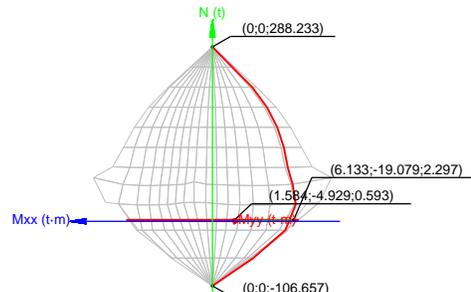
Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

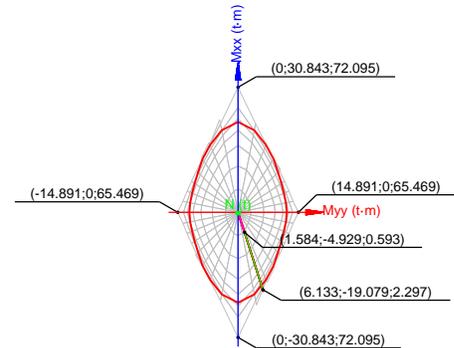
$h : \underline{0.258}$  ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

### Comprobación de resistencia de la sección ( $h_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$P_u : \underline{0.593} \text{ t}$

$M_{u,x} : \underline{-4.929} \text{ t} \cdot \text{m}$

$M_{u,y} : \underline{1.584} \text{ t} \cdot \text{m}$

$f \cdot P_n : \underline{2.297} \text{ t}$

$f \cdot M_{n,x} : \underline{-19.079} \text{ t} \cdot \text{m}$

$f \cdot M_{n,y} : \underline{6.133} \text{ t} \cdot \text{m}$

### Cálculo de la capacidad resistente

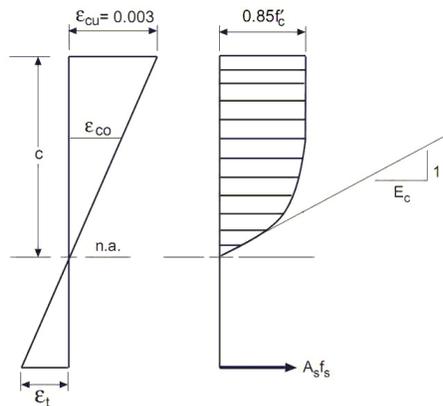
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.

## Comprobaciones del pilar P36

- (d) La tensión en el acero se debe calcular como  $E_s$  veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$ , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .
- (e) La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.
- (f) La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$f'_c$  : 254.84 kp/cm<sup>2</sup>

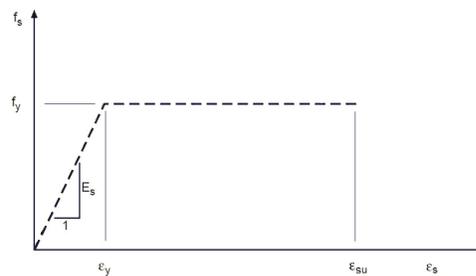
$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

$\epsilon_{cu}$  : 0.0030

$\epsilon_{co}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{co}$  : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

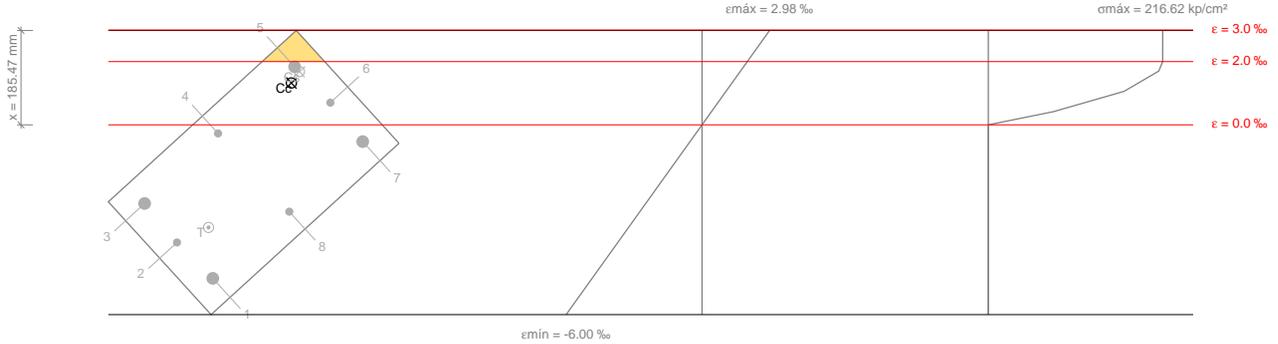


$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$f_y$  : 4281.35 kp/cm<sup>2</sup>

## Comprobaciones del pilar P36

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø25	-99.50	199.50	-4281.35	-0.004856
2	Ø16	0.00	204.00	-4281.35	-0.003721
3	Ø25	99.50	199.50	-4281.35	-0.002488
4	Ø16	104.00	0.00	-554.60	-0.000272
5	Ø25	99.50	-199.50	+3744.78	+0.001837
6	Ø16	0.00	-204.00	+1430.80	+0.000702
7	Ø25	-99.50	-199.50	-1082.06	-0.000531
8	Ø16	-104.00	0.00	-4281.35	-0.002747

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	47.008	80.18	-173.37
Cs	21.260	86.03	-200.11
T	65.681	-19.91	138.28

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{2.587} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-21.487} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{6.906} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{47.008} \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{21.260} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{65.681} \text{ t}$$

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{80.18} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-173.37} \text{ mm}$$

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{86.03} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-200.11} \text{ mm}$$

## Comprobaciones del pilar P36

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$S_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$S_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$e_{T,x} : \underline{-19.91} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{138.28} \text{ mm}$$

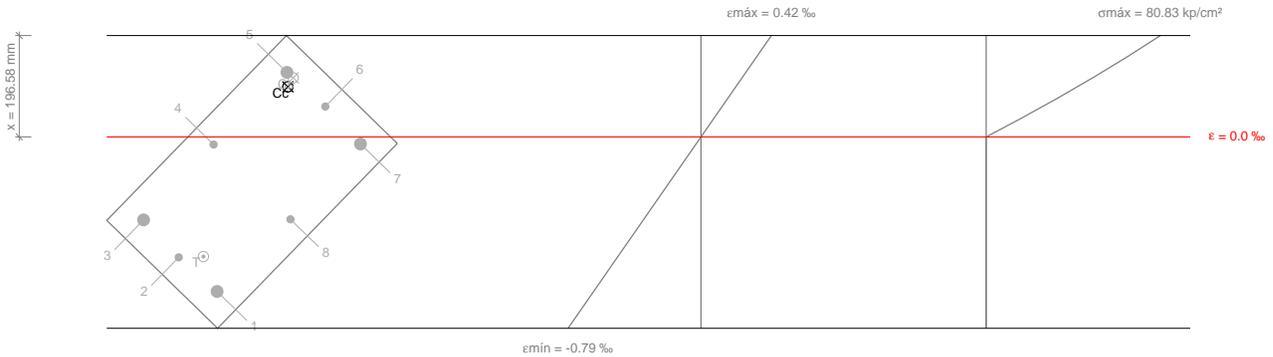
$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0049}$$

$$S_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

$$S_{smax} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø25	-99.50	199.50	-1294.08	-0.000635
2	Ø16	0.00	204.00	-1008.32	-0.000495
3	Ø25	99.50	199.50	-694.70	-0.000341
4	Ø16	104.00	0.00	-63.46	-0.000031
5	Ø25	99.50	-199.50	+540.67	+0.000265
6	Ø16	0.00	-204.00	+254.91	+0.000125
7	Ø25	-99.50	-199.50	-58.71	-0.000029
8	Ø16	-104.00	0.00	-689.95	-0.000338

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	11.021	78.75	-180.68
Cs	3.167	83.39	-200.23
T	13.594	-33.28	169.48

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{0.593} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{-4.929} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{1.584} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{11.021} \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{3.167} \text{ t}$$

## Comprobaciones del pilar P36

T: Resultante de tracciones en el acero.

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

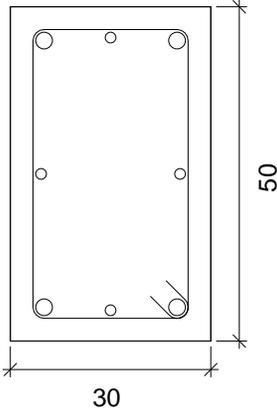
$S_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$S_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	<u>13.594</u>	t
$e_{cc,x}$ :	<u>78.75</u>	mm
$e_{cc,y}$ :	<u>-180.68</u>	mm
$e_{cs,x}$ :	<u>83.39</u>	mm
$e_{cs,y}$ :	<u>-200.23</u>	mm
$e_{T,x}$ :	<u>-33.28</u>	mm
$e_{T,y}$ :	<u>169.48</u>	mm
$e_{cmax}$ :	<u>0.0004</u>	
$e_{smax}$ :	<u>0.0006</u>	
$S_{cmax}$ :	<u>80.83</u>	kp/cm <sup>2</sup>
$S_{smax}$ :	<u>1294.08</u>	kp/cm <sup>2</sup>

## Comprobaciones del pilar P36

2.- 4.8 (0 - 300 CM)

Datos del pilar		
	50	
	30	
	Geometría	
	Dimensiones	: 30x50 cm
	Tramo	: 0.000/3.000 m
	Altura libre	: 3.00 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : H-25	Plano ZX : 3.00 m
Acero : ADN 420	Plano ZY : 3.00 m	
Armadura longitudinal	Armadura transversal	
Esquina : 4Ø25	Estribos : 1eØ8	
Cara X : 2Ø16	Separación : 19 cm	
Cara Y : 2Ø16		
Cuantía : 1.85 %		

### Disposiciones relativas a las armaduras (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

#### Armadura longitudinal

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{l,min}$  entre la armadura longitudinal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_1 \geq s_{l,min}$$

$$79 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{l,min} : \underline{\quad 40 \quad} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{\quad 38 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{\quad 40 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{\quad 20 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{\quad 25.0 \quad} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{\quad 15 \quad} \text{ mm}$$

#### Estribos

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{e,min}$  entre la armadura transversal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

$$190 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{e,min} : \underline{\quad 40 \quad} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{be}$$

$$s_1 : \underline{\quad 12 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{\quad 40 \quad} \text{ mm}$$

## Comprobaciones del pilar P36

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{\quad 20 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 8.0 \quad} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{\quad 15 \quad} \text{ mm}$$

La separación vertical  $s$  de los estribos cerrados debe ser (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 192 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$ : Valor mínimo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{t,max} : \underline{\quad 192 \quad} \text{ mm}$$

$$s_1 = 12 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{\quad 192 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{\quad 384 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{\quad 300 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{\quad 16.0 \quad} \text{ mm}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 8.0 \quad} \text{ mm}$$

$b_{min}$ : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{min} : \underline{\quad 300 \quad} \text{ mm}$$

Todas las barras, con excepción de las pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados, cuyo diámetro mínimo será función del diámetro de las barras (Artículo 7.10.5.1):

$$16 \text{ mm} < d_b \leq 25 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 8 \text{ mm}$$

$$\emptyset 8 \geq 8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\quad \emptyset 25 \quad}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad \emptyset 8 \quad}$$

### Armadura mínima y máxima (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.9.1)

El área de armadura longitudinal,  $A_{st}$ , para elementos comprimidos no compuestos, debe ser (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$27.68 \text{ cm}^2 \geq 15.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g$$

$$27.68 \text{ cm}^2 \leq 120.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{\quad 1500.00 \quad} \text{ cm}^2$$

### Estado límite de agotamiento frente a cortante (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{\quad 0.775 \quad} \quad \checkmark$$

Donde:

## Comprobaciones del pilar P36

$V_u$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{1.642} \text{ t}$$

$f \cdot V_n$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u,y} : \underline{4.957} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,x} : \underline{6.284} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{6.794} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Lr+1.6·V2".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{8.379} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( \sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{8.379} \text{ t}$$

([MPa]  $f'_c$ )

El valor de  $V_c$  obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{18.181} \text{ t}$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f'_c$ )

Donde:

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.014}$$

Siendo:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$A_s : \underline{15.85} \text{ cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{225} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{5.275} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{6.014} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$N_u$ : Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{6.059} \text{ t}$$

$h$ : Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

## Comprobaciones del pilar P36

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{9.058} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( \sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{9.058} \text{ t}$$

([MPa]  $f'_c$ )

El valor de  $V_c$  obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{19.382} \text{ t}$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f'_c$ )

Donde:

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$r_w : \underline{0.013}$$

Siendo:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$A_s : \underline{15.85} \text{ cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{399} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{16.472} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{-17.684} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$N_u$ : Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{6.059} \text{ t}$$

$h$ : Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

# Comprobaciones del pilar P36

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Lr+1.6·V2".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

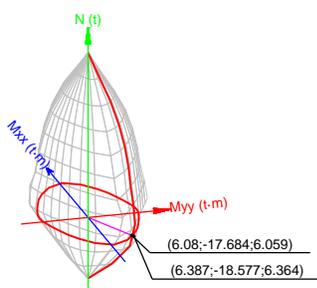
$$h : \underline{0.947} \quad \checkmark$$

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

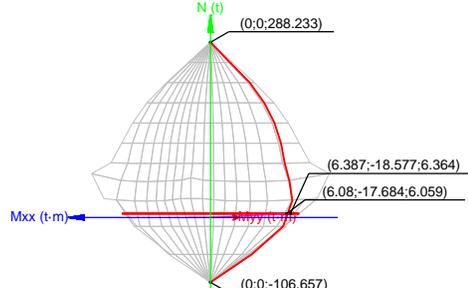
$$h : \underline{0.952} \quad \checkmark$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

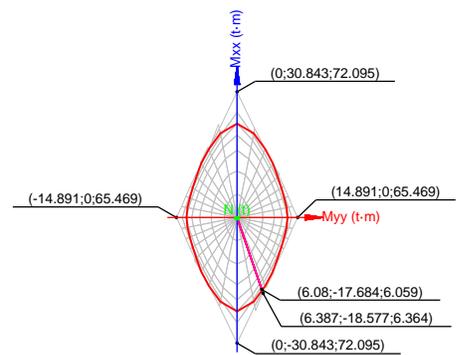
$$6.059 \text{ t} \leq 227.466 \text{ t} \quad \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

### Comprobación de resistencia de la sección ( $h_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{6.059} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-17.684} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{6.014} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{6.395} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-18.667} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{6.348} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### Comprobación del estado limite de inestabilidad ( $h_2$ )

$P_u, M_c$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$P_u$ : Axil solicitante de cálculo pésimo.

$M_c$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \underline{6.059} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{-17.684} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{6.080} \text{ t}\cdot\text{m}$$

## Comprobaciones del pilar P36

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

f·P<sub>n</sub>: Axil de agotamiento.

f·M<sub>n</sub>: Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{r} f \cdot P_n : \quad \underline{6.364} \quad t \\ f \cdot M_{n,x} : \quad \underline{-18.577} \quad t \cdot m \\ f \cdot M_{n,y} : \quad \underline{6.387} \quad t \cdot m \end{array}$$

En el eje x:

Se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

$$20.8 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Donde:

kl<sub>u</sub>: Longitud efectiva.

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$kl_u : \quad \underline{3.000} \quad m$$

$$r : \quad \underline{14.43} \quad cm$$

En el eje y:

No se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

kl<sub>u</sub>: Longitud efectiva.

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$kl_u : \quad \underline{3.000} \quad m$$

$$r : \quad \underline{8.66} \quad cm$$

Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada P<sub>u</sub> y para el momento mayorado por los efectos de la curvatura del elemento, M<sub>c</sub> (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u$$

$$P_u : \quad \underline{6.059} \quad t$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$M_c : \quad \underline{6.080} \quad t \cdot m$$

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$$

$$M_2 : \quad \underline{6.014} \quad t \cdot m$$

Siendo:

$$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$$M_{2,min} : \quad \underline{0.145} \quad t \cdot m$$

h: Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \quad \underline{300.00} \quad mm$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

$$d_{ns} : \quad \underline{1.011}$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_c : \quad \underline{738.837} \quad t$$

Donde:

E<sub>c</sub>: Módulo de elasticidad del hormigón.

$$E_c : \quad \underline{239551.48} \quad kp/cm^2$$

## Comprobaciones del pilar P36

$I_g$ : Momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura.

$$I_g : \frac{112500.00}{\phantom{000}} \text{ cm}^4$$

$kl_u$ : Longitud efectiva.

$$kl_u : \frac{3.000}{\phantom{000}} \text{ m}$$

### Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe tomarse mayor que  $\phi \cdot P_{n,max}$  (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$f \cdot P_{n,max} : \frac{227.466}{\phantom{000}} \text{ t}$$

Siendo:

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \frac{254.84}{\phantom{000}} \text{ kp/cm}^2$$

$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \frac{4281.35}{\phantom{000}} \text{ kp/cm}^2$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \frac{1500.00}{\phantom{000}} \text{ cm}^2$$

$A_{st}$ : Área total de la armadura longitudinal no tesa.

$$A_{st} : \frac{27.68}{\phantom{000}} \text{ cm}^2$$

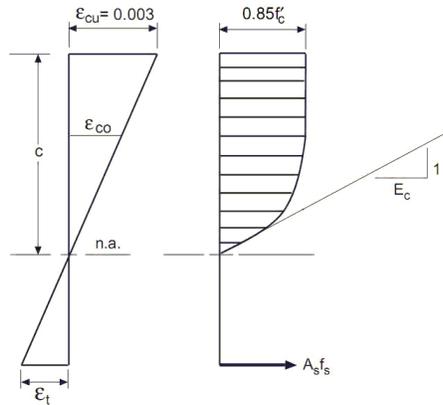
### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- (c) Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.
- (d) La tensión en el acero se debe calcular como  $E_s$  veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$ , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .
- (e) La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.
- (f) La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

## Comprobaciones del pilar P36



$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$f'_c$  : 254.84 kp/cm<sup>2</sup>

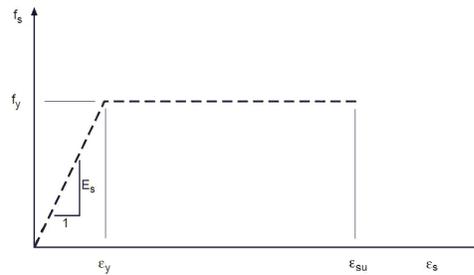
$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

$\epsilon_{cu}$  : 0.0030

$\epsilon_{co}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{co}$  : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

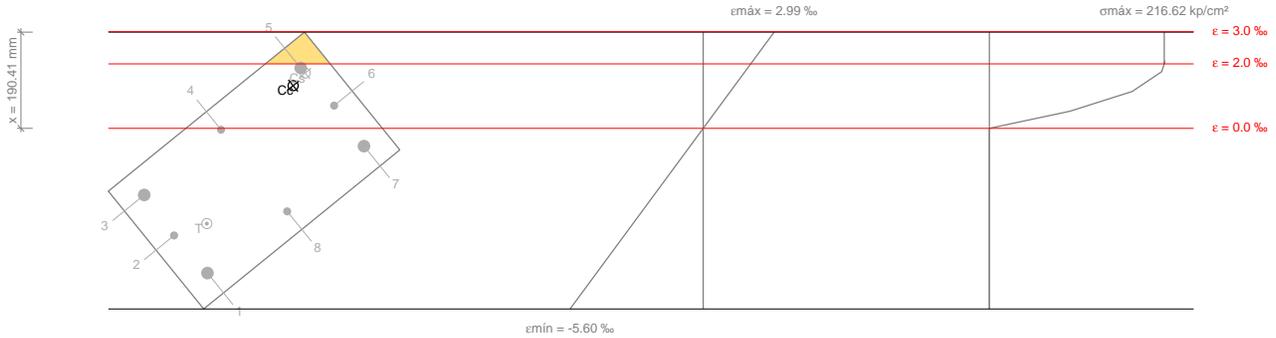


$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$f_y$  : 4281.35 kp/cm<sup>2</sup>

## Comprobaciones del pilar P36

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p<sub>s</sub>imos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø25	-99.50	199.50	-4281.35	-0.004490
2	Ø16	0.00	204.00	-4281.35	-0.003323
3	Ø25	99.50	199.50	-4213.77	-0.002067
4	Ø16	104.00	0.00	-87.40	-0.000043
5	Ø25	99.50	-199.50	+3815.52	+0.001872
6	Ø16	0.00	-204.00	+1435.58	+0.000704
7	Ø25	-99.50	-199.50	-1125.47	-0.000552
8	Ø16	-104.00	0.00	-4281.35	-0.002576

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	50.427	81.80	-165.85
C <sub>s</sub>	21.617	86.21	-200.10
T	64.623	-22.59	138.86

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{7.422} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-21.663} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{7.448} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C<sub>c</sub>: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{50.427} \text{ t}$$

C<sub>s</sub>: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{21.617} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{64.623} \text{ t}$$

e<sub>cc</sub>: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{81.80} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-165.85} \text{ mm}$$

e<sub>cs</sub>: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{86.21} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-200.10} \text{ mm}$$

## Comprobaciones del pilar P36

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$S_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$S_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$e_{T,x} : \underline{-22.59} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{138.86} \text{ mm}$$

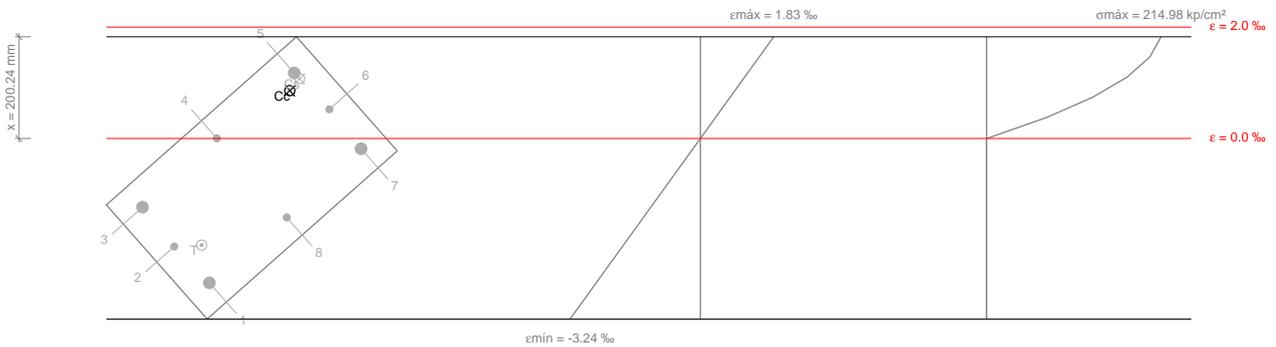
$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0045}$$

$$S_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

$$S_{smax} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø25	-99.50	199.50	-4281.35	-0.002593
2	Ø16	0.00	204.00	-3956.27	-0.001941
3	Ø25	99.50	199.50	-2514.85	-0.001234
4	Ø16	104.00	0.00	+4.00	+0.000002
5	Ø25	99.50	-199.50	+2397.49	+0.001176
6	Ø16	0.00	-204.00	+1066.88	+0.000523
7	Ø25	-99.50	-199.50	-374.53	-0.000184
8	Ø16	-104.00	0.00	-2893.39	-0.001419

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	41.112	79.24	-169.94
C <sub>s</sub>	13.923	84.17	-200.08
T	48.976	-33.71	161.55

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{6.059} \text{ t}$$

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{c,x} : \underline{-17.684} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{c,y} : \underline{6.080} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C<sub>c</sub>: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{41.112} \text{ t}$$

C<sub>s</sub>: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{13.923} \text{ t}$$

## Comprobaciones del pilar P36

T: Resultante de tracciones en el acero.

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

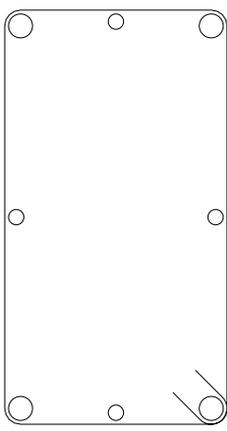
$S_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$S_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	<u>48.976</u>	t
$e_{cc,x}$ :	<u>79.24</u>	mm
$e_{cc,y}$ :	<u>-169.94</u>	mm
$e_{cs,x}$ :	<u>84.17</u>	mm
$e_{cs,y}$ :	<u>-200.08</u>	mm
$e_{T,x}$ :	<u>-33.71</u>	mm
$e_{T,y}$ :	<u>161.55</u>	mm
$e_{cmax}$ :	<u>0.0018</u>	
$e_{smax}$ :	<u>0.0026</u>	
$S_{cmax}$ :	<u>214.98</u>	kp/cm <sup>2</sup>
$S_{smax}$ :	<u>4281.35</u>	kp/cm <sup>2</sup>

## Comprobaciones del pilar P36

3.- 0

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 30x50 cm
	Tramo : -0.700/0.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
	Materiales
Hormigón : H-25	
Acero : ADN 420	
Armadura longitudinal	Longitud de pandeo
Esquina : 4Ø25	Plano ZX : 3.00 m
Cara X : 2Ø16	Plano ZY : 3.00 m
Cara Y : 2Ø16	Armadura transversal
Cuantía : 1.85 %	Estribos : 1eØ8

### Disposiciones relativas a las armaduras (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

La comprobación no procede

### Armadura mínima y máxima (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.9.1)

La comprobación no procede

### Estado límite de agotamiento frente a cortante (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

### Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Lr+1.6·V2.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

h : 0.947 ✓

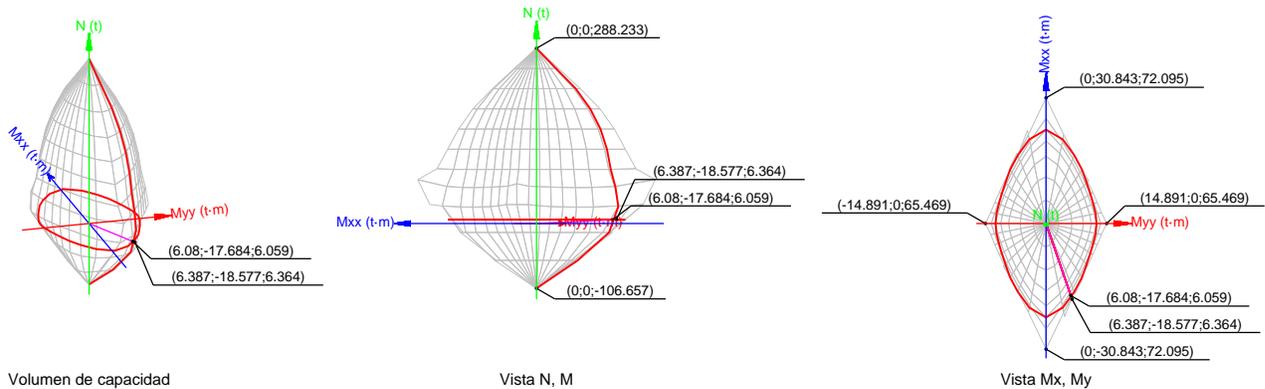
$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

h : 0.952 ✓

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

6.059 t ≤ 227.466 t ✓

# Comprobaciones del pilar P36



## Comprobación de resistencia de la sección ( $h_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \frac{6.059}{1} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \frac{-17.684}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \frac{6.014}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \frac{6.395}{1} \text{ t}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \frac{-18.667}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \frac{6.348}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

## Comprobación del estado limite de inestabilidad ( $h_2$ )

$P_u, M_c$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$P_u$ : Axil solicitante de cálculo pésimo.

$M_c$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \frac{6.059}{1} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \frac{-17.684}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \frac{6.080}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \frac{6.364}{1} \text{ t}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \frac{-18.577}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \frac{6.387}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

Se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

$$20.8 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Donde:

$kl_u$ : Longitud efectiva.

$$kl_u : \frac{3.000}{1} \text{ m}$$

## Comprobaciones del pilar P36

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$r : \underline{\quad 14.43 \quad} \text{ cm}$$

En el eje y:

No se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

$kl_u$ : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{\quad 3.000 \quad} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$r : \underline{\quad 8.66 \quad} \text{ cm}$$

Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada  $P_u$  y para el momento mayorado por los efectos de la curvatura del elemento,  $M_c$  (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u$$

$$P_u : \underline{\quad 6.059 \quad} \text{ t}$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$M_c : \underline{\quad 6.080 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,\min}$$

$$M_2 : \underline{\quad 6.014 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$$M_{2,\min} : \underline{\quad 0.145 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{\quad 300.00 \quad} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

$$d_{ns} : \underline{\quad 1.011 \quad}$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_c : \underline{\quad 738.837 \quad} \text{ t}$$

Donde:

$E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón.

$$E_c : \underline{\quad 239551.48 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$I_g$ : Momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura.

$$I_g : \underline{\quad 112500.00 \quad} \text{ cm}^4$$

$kl_u$ : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{\quad 3.000 \quad} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe tomarse mayor que  $\phi \cdot P_{n,\max}$  (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,\max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$f \cdot P_{n,\max} : \underline{\quad 227.466 \quad} \text{ t}$$

Siendo:

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{\quad 254.84 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{\quad 4281.35 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{\quad 1500.00 \quad} \text{ cm}^2$$

$A_{st}$ : Área total de la armadura longitudinal no tesa.

$$A_{st} : \underline{\quad 27.68 \quad} \text{ cm}^2$$

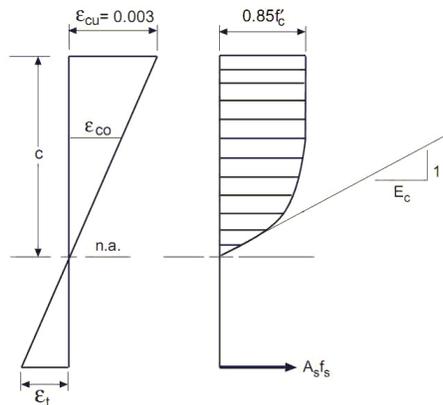
## Comprobaciones del pilar P36

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.
- La tensión en el acero se debe calcular como  $E_s$  veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$ , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .
- La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.
- La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

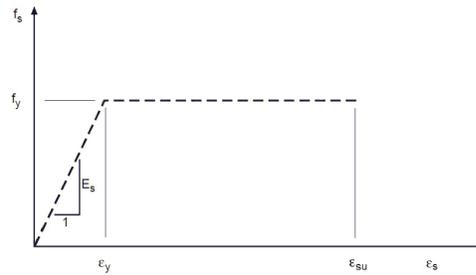


$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.  
 $e_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.  
 $e_{co}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$f'_c$  : 254.84 kp/cm<sup>2</sup>  
 $e_{cu}$  : 0.0030  
 $e_{co}$  : 0.0020

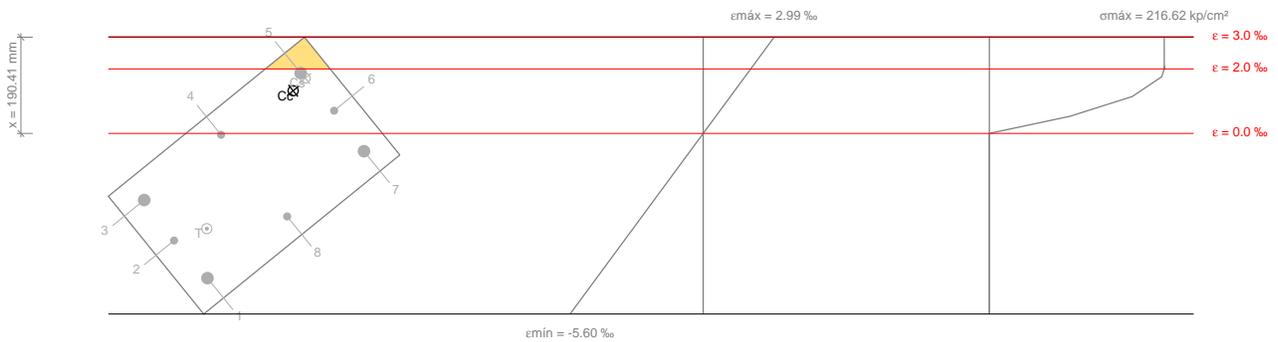
## Comprobaciones del pilar P36

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.  $f_y$  : 4281.35 kp/cm<sup>2</sup>

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø25	-99.50	199.50	-4281.35	-0.004490
2	Ø16	0.00	204.00	-4281.35	-0.003323
3	Ø25	99.50	199.50	-4213.77	-0.002067
4	Ø16	104.00	0.00	-87.40	-0.000043
5	Ø25	99.50	-199.50	+3815.52	+0.001872
6	Ø16	0.00	-204.00	+1435.58	+0.000704
7	Ø25	-99.50	-199.50	-1125.47	-0.000552
8	Ø16	-104.00	0.00	-4281.35	-0.002576

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	50.427	81.80	-165.85
Cs	21.617	86.21	-200.10
T	64.623	-22.59	138.86

## Comprobaciones del pilar P36

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$P_n : \underline{7.422} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-21.663} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{7.448} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$T$ : Resultante de tracciones en el acero.

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$S_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$S_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{50.427} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{21.617} \text{ t}$$

$$T : \underline{64.623} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{81.80} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-165.85} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{86.21} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-200.10} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-22.59} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{138.86} \text{ mm}$$

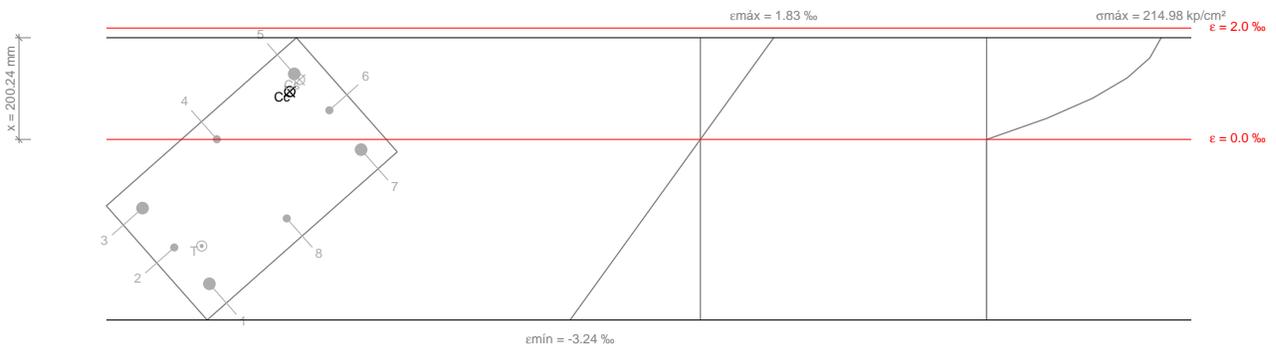
$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0045}$$

$$S_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

$$S_{smax} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø25	-99.50	199.50	-4281.35	-0.002593
2	Ø16	0.00	204.00	-3956.27	-0.001941
3	Ø25	99.50	199.50	-2514.85	-0.001234
4	Ø16	104.00	0.00	+4.00	+0.000002
5	Ø25	99.50	-199.50	+2397.49	+0.001176
6	Ø16	0.00	-204.00	+1066.88	+0.000523
7	Ø25	-99.50	-199.50	-374.53	-0.000184
8	Ø16	-104.00	0.00	-2893.39	-0.001419

## Comprobaciones del pilar P36

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	41.112	79.24	-169.94
Cs	13.923	84.17	-200.08
T	48.976	-33.71	161.55

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$S_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$S_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : \underline{6.059} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{-17.684} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{6.080} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{41.112} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{13.923} \text{ t}$$

$$T : \underline{48.976} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{79.24} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-169.94} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{84.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-200.08} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-33.71} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{161.55} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0018}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0026}$$

$$S_{cmax} : \underline{214.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$S_{smax} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

# Comprobaciones Cordon Superior Semicubierto

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N188	N187	1.120	22.72	322.73	322.73	537.68
	Notas: ( <sup>1</sup> ) Inercia respecto al eje indicado ( <sup>2</sup> ) 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 <sub>k</sub>			1.120	1.120	0.000	0.000
	C <sub>b</sub>			-		1.000	
	Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico						

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	λ <sub>c</sub>	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N188/N187	x: 1.12 m η = 10.6	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0 m η = 0.6	x: 1.12 m η = 5.6	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 1.12 m η = 3.6	x: 1.12 m η = 10.9	CUMPLE h = 10.9
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción λ <sub>c</sub> : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ( <sup>1</sup> ) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ( <sup>2</sup> ) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

## Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.106} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P<sub>r</sub> se produce en el nudo N187, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

P<sub>r</sub>: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{5.499} \text{ t}$$

P<sub>c</sub>: Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{52.120} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

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<sub>t</sub>: Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$j_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{57.911} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

F<sub>y</sub>: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

### Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es\*:

$$\lambda \leq 200$$

$$l : \underline{30} \quad \checkmark$$

Donde:

l : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$l : \underline{30}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{10000} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.11}$$

r<sub>x</sub>: Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

Donde:

I<sub>x</sub>: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P<sub>r</sub> se produce en el nudo N188, para la combinación de hipótesis 0.9·PP+0.9·CM+V1.

Donde:

P<sub>r</sub>: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.308} \text{ t}$$

P<sub>c</sub>: Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{49.736} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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<sub>p</sub>: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{0.90}$$

P<sub>n</sub>: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{55.262} \text{ t}$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

F<sub>cr</sub>: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2431.85} \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando:  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$F_e$ : 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.

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e : \underline{22781.12} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{22781.12} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{22781.12} \text{ kp/cm}^2$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_x : \underline{0.11}$$

$$K_y : \underline{0.11}$$

$$L : \underline{10000} \text{ mm}$$

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.77} \text{ cm}$$

$$I_x : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

## 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.056} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N187, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.101} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.798} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.997} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.009} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{0.101} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{1.997} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{78.38} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.036} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N187, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.471} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{13.038} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{14.487} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{9.47} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{74.60} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \quad \text{mm}$$

b) para alas 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:

$$i) \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{74.60} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \quad \text{mm}$$

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.109} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N187, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h : \underline{0.11}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{5.499} \text{ t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{52.120} \text{ t}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.101} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.798} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ry}$ : 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

$$M_{cy} : \underline{1.798} \text{ t}\cdot\text{m}$$

# Comprobaciones Cordon Inferior Semicubierto

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N193	N194	1.176	22.72	322.73	322.73	537.68
	Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> 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 <sub>k</sub>			1.176	1.176	0.000	0.000
	C <sub>b</sub>			-		1.000	
	Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico						

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	λ <sub>c</sub>	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N193/N194	x: 1.176 m η = 0.6	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0 m η = 7.7	x: 0 m η = 1.7	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 0 m η = 0.3	x: 0 m η = 5.6	CUMPLE h = 7.7
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción λ <sub>c</sub> : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): <sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. <sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

## Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P<sub>r</sub> se produce en el nudo N194, para la combinación de hipótesis 0.9·PP+0.9·CM+V1.

Donde:

P<sub>r</sub>: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.298} \text{ t}$$

P<sub>c</sub>: Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{52.120} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

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<sub>t</sub>: Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$j_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{57.911} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

F<sub>y</sub>: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

### Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es\*:

$$\lambda \leq 200$$

$$l : \underline{31} \quad \checkmark$$

Donde:

l : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$l : \underline{31}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{5250} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.22}$$

r<sub>x</sub>: Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

Donde:

I<sub>x</sub>: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.077} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P<sub>r</sub> se produce en el nudo N193, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

P<sub>r</sub>: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{3.814} \text{ t}$$

P<sub>c</sub>: Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{49.498} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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<sub>p</sub>: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{0.90}$$

P<sub>n</sub>: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{54.998} \text{ t}$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

F<sub>cr</sub>: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2420.22} \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando:  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$F_e$ : 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.

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e : \underline{20665.02} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{20665.02} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{20665.02} \text{ kp/cm}^2$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_x : \underline{0.22}$$

$$K_y : \underline{0.22}$$

$$L : \underline{5250} \text{ mm}$$

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.77} \text{ cm}$$

$$I_x : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

## 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.017} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N193, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.031} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.798} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.997} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{0.031} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{1.997} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{78.38} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N193, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.041} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{13.038} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{14.487} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{9.47} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{74.60} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \quad \text{mm}$$

b) para alas 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:

$$i) \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{74.60} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \quad \text{mm}$$

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.056} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N193, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h : \underline{0.06}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{3.814} \quad \text{t}$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{49.498} \quad \text{t}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.031} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.798} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$M_{ry}$ : 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

$$M_{cy} : \underline{1.798} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

# Comprobaciones Montante Semicubierto

Perfil: 100 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N193	N186	1.242	22.72	322.73	322.73	537.68
	Notas: ( <sup>1</sup> ) Inercia respecto al eje indicado ( <sup>2</sup> ) 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 <sub>k</sub>			1.242	1.242	0.000	0.000
	C <sub>b</sub>			-		1.000	
	Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico						

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P <sub>t</sub>	λ <sub>c</sub>	P <sub>c</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T	
N193/N186	x: 1.242 m η = 0.2	λ ≤ 200.0 Cumple	x: 0 m η = 1.8	x: 1.242 m η = 1.2	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 0 m η = 0.2	x: 1.242 m η = 2.1	CUMPLE h = 2.1
Notación: P <sub>t</sub> : Resistencia a tracción I <sub>c</sub> : Limitación de esbeltez para compresión P <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>x</sub> : Resistencia a flexión eje X M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y V <sub>x</sub> : Resistencia a corte X V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y PM <sub>x</sub> M <sub>y</sub> V <sub>x</sub> V <sub>y</sub> T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ( <sup>1</sup> ) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ( <sup>2</sup> ) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

## Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P<sub>r</sub> se produce en el nudo N186, para la combinación de hipótesis 0.9·PP+0.9·CM+V1.

Donde:

P<sub>r</sub>: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.116} \text{ t}$$

P<sub>c</sub>: Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{52.120} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

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<sub>t</sub>: Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$j_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{57.911} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

F<sub>y</sub>: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

### Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es\*:

$$\lambda \leq 200$$

$$I : \underline{33} \quad \checkmark$$

Donde:

I : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$I : \underline{33}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{1242} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.00}$$

r<sub>x</sub>: Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

Donde:

I<sub>x</sub>: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.018} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P<sub>r</sub> se produce en el nudo N193, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Lr.

Donde:

P<sub>r</sub>: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.888} \text{ t}$$

P<sub>c</sub>: Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{49.206} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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<sub>p</sub>: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{0.90}$$

P<sub>n</sub>: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{54.673} \text{ t}$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

F<sub>cr</sub>: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2405.92} \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando:  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$F_e$ : 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.

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e : \underline{18537.35} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{18537.35} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{18537.35} \text{ kp/cm}^2$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_x : \underline{1.00}$$

$$K_y : \underline{1.00}$$

$$L : \underline{1242} \text{ mm}$$

$$r_x : \underline{3.77} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.77} \text{ cm}$$

$$I_x : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{322.73} \text{ cm}^4$$

$$A : \underline{22.72} \text{ cm}^2$$

## 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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{0.012} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo N186, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.022} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.798} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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 7, Sección 1

$$M_n : \underline{1.997} \text{ t}\cdot\text{m}$$

### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{1.997} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{78.38} \text{ cm}^3$$

### 2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

### 3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

## 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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo N193, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.030} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{13.038} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$j_v$ : 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:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{14.487} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{9.47} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{74.60} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \quad \text{mm}$$

b) para alas 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:

$$i) \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{74.60} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.35} \quad \text{mm}$$

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

$K_v$ : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

## Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.021} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N186, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Lr$ .

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (H1-1b)$$

$$h : \underline{0.02}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{0.861} \quad t$$

$P_c$ : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{49.206} \quad t$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.022} \quad t \cdot m$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1.798} \quad t \cdot m$$

$M_{ry}$ : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

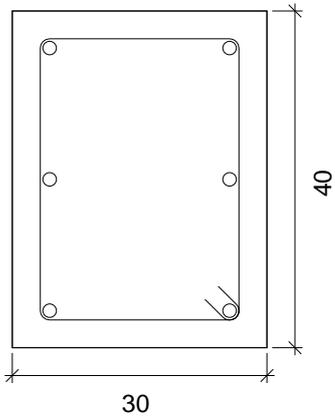
$$M_{ry} : \underline{0.000} \quad t \cdot m$$

$M_{cy}$ : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{1.798} \quad t \cdot m$$

## Comprobaciones de **la Columna 5 Semicubierto**

1.- 8 (0 - 800 CM)

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 30x40 cm
	Tramo : 0.000/8.000 m
	Altura libre : 8.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : H-25	Plano ZX : 8.00 m
Acero : ADN 420	Plano ZY : 8.00 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø16	Estribos : 1eØ6
Cara Y : 2Ø16	Separación : 19 cm
Cuantía : 1.01 %	

### Disposiciones relativas a las armaduras (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

#### Armadura longitudinal

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{l,min}$  entre la armadura longitudinal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_1 \geq s_{l,min}$$

$$140 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{24} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{16.0} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

#### Estribos

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima  $s_{e,min}$  entre la armadura transversal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

$$190 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{be}$$

$$s_1 : \underline{9} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

$d_{ag}$ : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

## Comprobaciones del pilar P5

La separación vertical  $s$  de los estribos cerrados debe ser (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,\max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 192 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,\max}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_1 = 12 \cdot d_b$$

$$s_{t,\max} : \underline{192} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{192} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{288} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{\min}$$

$$s_3 : \underline{300} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{16.0} \text{ mm}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

$b_{\min}$ : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{\min} : \underline{300} \text{ mm}$$

Todas las barras, con excepción de las pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados, cuyo diámetro mínimo será función del diámetro de las barras (Artículo 7.10.5.1):

$$d_b \leq 16 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset 6 \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\emptyset 16}$$

$d_{be}$ : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\emptyset 6}$$

### Armadura mínima y máxima (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.9.1)

El área de armadura longitudinal,  $A_{st}$ , para elementos comprimidos no compuestos, debe ser (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$12.07 \text{ cm}^2 \geq 12.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g$$

$$12.07 \text{ cm}^2 \leq 96.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

### Estado límite de agotamiento frente a cortante (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.109} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{0.502} \text{ t}$$

$f \cdot V_{n,y}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{4.592} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+1.6·V1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

## Comprobaciones del pilar P5

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{6.123} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( \sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{6.123} \text{ t}$$

([MPa]  $f'_c$ )

El valor de  $V_c$  obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{12.808} \text{ t}$$

([MPa]  $N_u/A_g$  y  $f'_c$ )

Donde:

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.010}$$

Siendo:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$A_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

$b_w$ : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{278} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{3.904} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$M_u$ : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{3.963} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$N_u$ : Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.358} \text{ t}$$

$h$ : Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

### Estado Límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

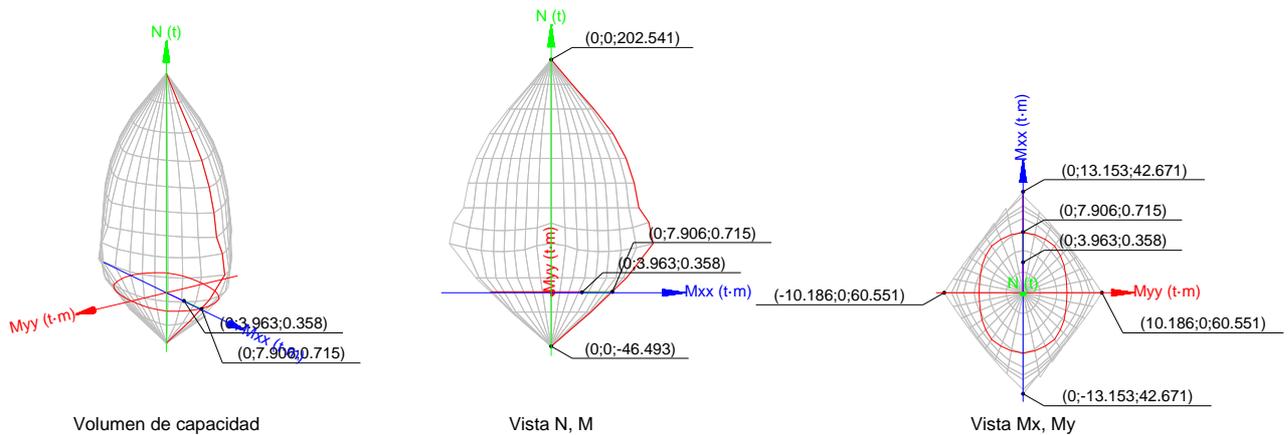
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+1.6·V1".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.501} \quad \checkmark$$

## Comprobaciones del pilar P5



### Comprobación de resistencia de la sección ( $h_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.358} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{3.963} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{0.715} \text{ t}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{7.906} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

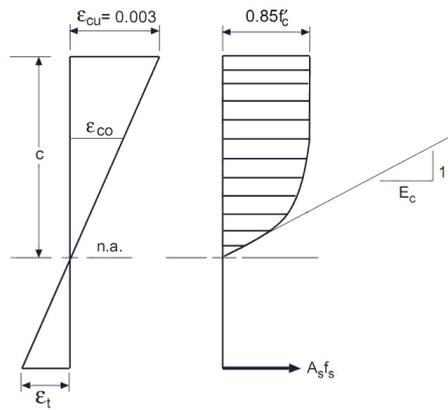
### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.
- La tensión en el acero se debe calcular como  $E_s$  veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$ , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .
- La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.
- La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

## Comprobaciones del pilar P5



$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

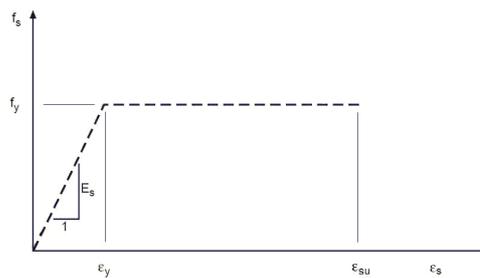
$e_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

$$e_{cu} : \underline{0.0030}$$

$e_{co}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

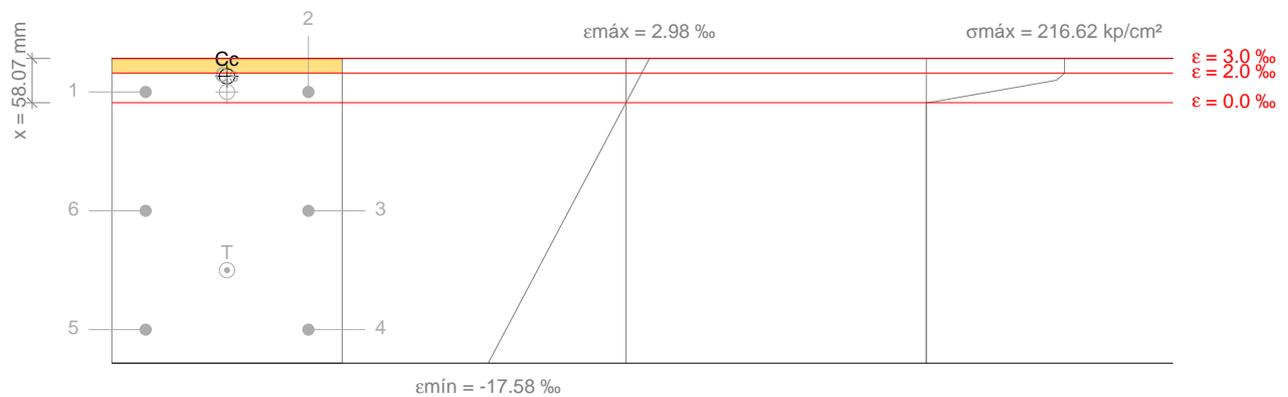
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



## Comprobaciones del pilar P5

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø16	-106.00	156.00	+1474.27	+0.000723
2	Ø16	106.00	156.00	+1473.69	+0.000723
3	Ø16	106.00	0.00	-4281.35	-0.007296
4	Ø16	106.00	-156.00	-4281.35	-0.015315
5	Ø16	-106.00	-156.00	-4281.35	-0.015315
6	Ø16	-106.00	0.00	-4281.35	-0.007296

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	29.305	0.00	176.52
Cs	5.928	-0.02	156.00
T	34.439	0.00	-78.00

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{0.795} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{8.784} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C<sub>c</sub>: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{29.305} \text{ t}$$

C<sub>s</sub>: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{5.928} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{34.439} \text{ t}$$

e<sub>cc</sub>: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{176.52} \text{ mm}$$

e<sub>cs</sub>: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-0.02} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{156.00} \text{ mm}$$

e<sub>T</sub>: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-78.00} \text{ mm}$$

e<sub>cmax</sub>: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

e<sub>smax</sub>: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0153}$$

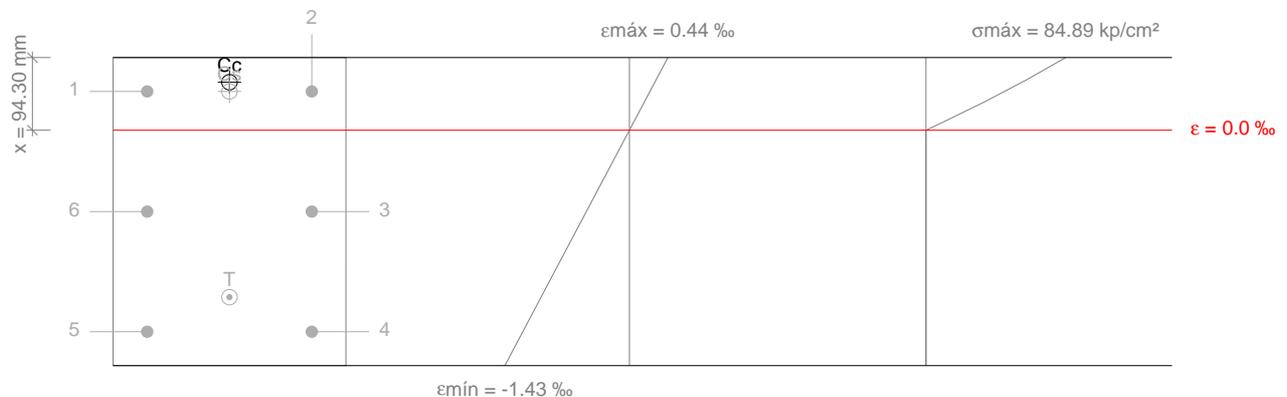
S<sub>cmax</sub>: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

S<sub>smax</sub>: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



## Comprobaciones del pilar P5

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø16	-106.00	156.00	+478.85	+0.000235
2	Ø16	106.00	156.00	+478.78	+0.000235
3	Ø16	106.00	0.00	-1006.37	-0.000494
4	Ø16	106.00	-156.00	-2491.52	-0.001222
5	Ø16	-106.00	-156.00	-2491.44	-0.001222
6	Ø16	-106.00	0.00	-1006.30	-0.000494

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	12.501	-0.01	167.95
Cs	1.926	-0.01	156.00
T	14.068	0.00	-111.12

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{0.358} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{3.963} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{12.501} \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{1.926} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{14.068} \text{ t}$$

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-0.01} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{167.95} \text{ mm}$$

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-0.01} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{156.00} \text{ mm}$$

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-111.12} \text{ mm}$$

$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0012}$$

$S_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

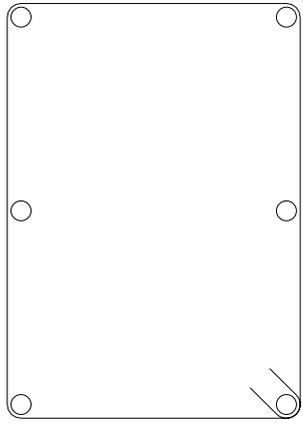
$$S_{cmax} : \underline{84.89} \text{ kp/cm}^2$$

$S_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{2491.52} \text{ kp/cm}^2$$

# Comprobaciones del pilar P5

2.- 0

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 30x40 cm
	Tramo : -0.190/0.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
Materiales	
Hormigón : H-25	Longitud de pandeo
Acero : ADN 420	Plano ZX : 8.00 m
Armadura longitudinal	
Esquina : 4Ø16	Armadura transversal
Cara Y : 2Ø16	Estribos : 1eØ6
Cuantía : 1.01 %	

### Disposiciones relativas a las armaduras (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

La comprobación no procede

### Armadura mínima y máxima (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.9.1)

La comprobación no procede

### Estado límite de agotamiento frente a cortante (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

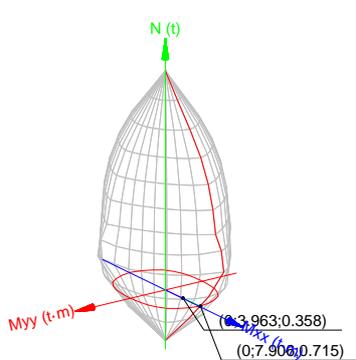
### Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+1.6·V1.

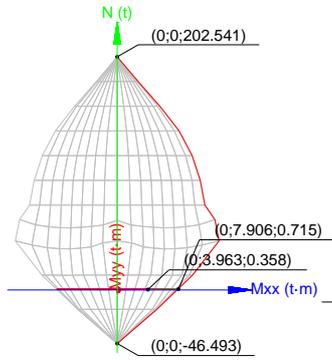
Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

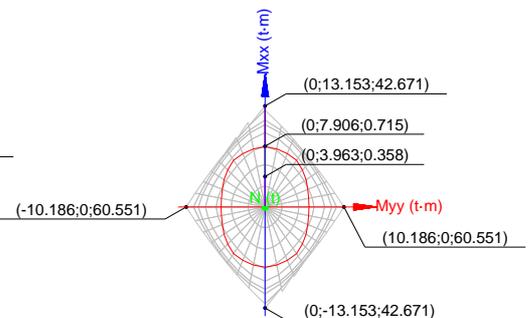
h : 0.501 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

## Comprobaciones del pilar P5

Comprobación de resistencia de la sección ( $h_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.358} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{3.963} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.715} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{7.906} \text{ t}\cdot\text{m}$$

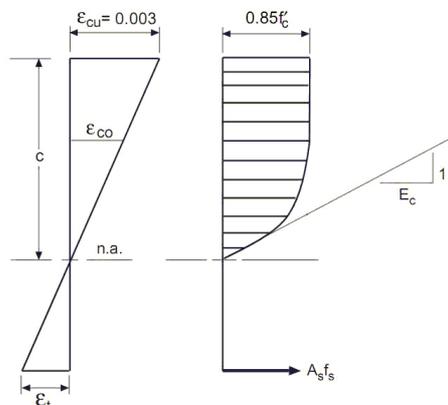
$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.
- La tensión en el acero se debe calcular como  $E_s$  veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$ , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .
- La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.
- La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



## Comprobaciones del pilar P5

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$f'_c$  : 254.84 kp/cm<sup>2</sup>

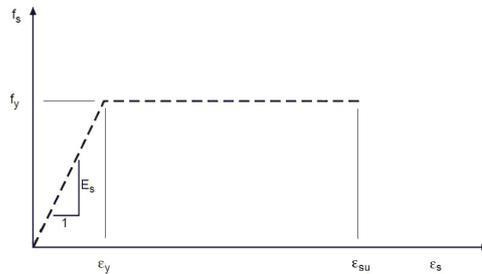
$e_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

$e_{cu}$  : 0.0030

$e_{co}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$e_{co}$  : 0.0020

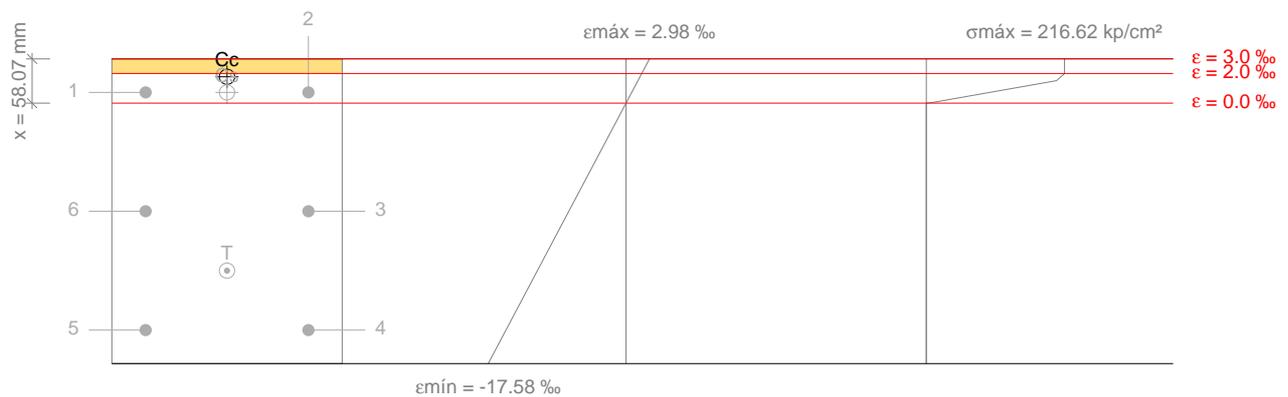
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



$f_y$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$f_y$  : 4281.35 kp/cm<sup>2</sup>

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$e$
1	Ø16	-106.00	156.00	+1474.27	+0.000723
2	Ø16	106.00	156.00	+1473.69	+0.000723
3	Ø16	106.00	0.00	-4281.35	-0.007296
4	Ø16	106.00	-156.00	-4281.35	-0.015315
5	Ø16	-106.00	-156.00	-4281.35	-0.015315
6	Ø16	-106.00	0.00	-4281.35	-0.007296

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	29.305	0.00	176.52
Cs	5.928	-0.02	156.00
T	34.439	0.00	-78.00

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$P_n$  : 0.795 t

## Comprobaciones del pilar P5

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{8.784} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{29.305} \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{5.928} \text{ t}$$

$T$ : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{34.439} \text{ t}$$

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{176.52} \text{ mm}$$

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-0.02} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{156.00} \text{ mm}$$

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-78.00} \text{ mm}$$

$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0153}$$

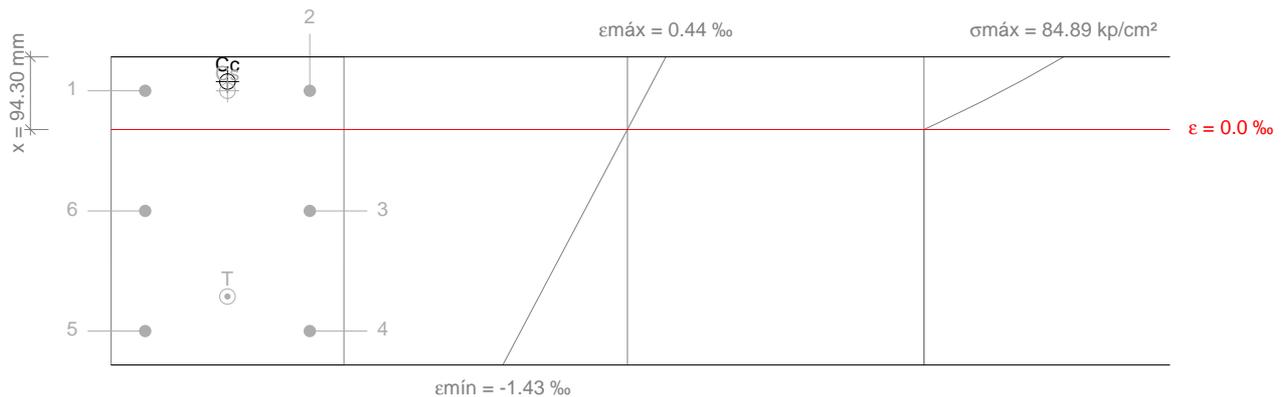
$S_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

$S_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø16	-106.00	156.00	+478.85	+0.000235
2	Ø16	106.00	156.00	+478.78	+0.000235
3	Ø16	106.00	0.00	-1006.37	-0.000494
4	Ø16	106.00	-156.00	-2491.52	-0.001222
5	Ø16	-106.00	-156.00	-2491.44	-0.001222
6	Ø16	-106.00	0.00	-1006.30	-0.000494

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	12.501	-0.01	167.95
Cs	1.926	-0.01	156.00
T	14.068	0.00	-111.12

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{0.358} \text{ t}$$

## Comprobaciones del pilar P5

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{3.963} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{12.501} \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{1.926} \text{ t}$$

$T$ : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{14.068} \text{ t}$$

$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-0.01} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{167.95} \text{ mm}$$

$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-0.01} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{156.00} \text{ mm}$$

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-111.12} \text{ mm}$$

$e_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

$e_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0012}$$

$S_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{84.89} \text{ kp/cm}^2$$

$S_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{2491.52} \text{ kp/cm}^2$$