



**UCASAL**  
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SALTA

## **PROYECTO FINAL**

# ESTÉREO-ESTRUCTURA PARA CUBIERTA DE PILETA DE NATACIÓN EN LA UCASAL Y TRIBUNAS

## **Cátedra de Trabajo Final – Ingeniería Civil**

### ALUMNOS:

- Correa, Pablo Matías
- Orellana, Sergio Hernán
- Yazlle, Esteban Daniel

### UNIDAD ACADEMICA:

“FACULTAD DE INGENIERÍA E INFORMÁTICA”

AÑO: 2023

# ESTÉREO-ESTRUCTURA PARA CUBIERTA DE PILETA DE NATACIÓN EN LA UCASAL Y TRIBUNAS

PROFESOR GUÍA/INGENIERO:

.....

Bernad, Claudio Germán

INTEGRANTES DEL TRIBUNAL EVALUADOR:

•

•

•

FECHA DE EXPOSICION DEL TRABAJO:    /    /    /

## AGRADECIMIENTOS

Se agradece a las familias y amigos de cada uno de los alumnos autores del presente trabajo desarrollado, por su amor incondicional y su apoyo en cada proyecto que se emprendió. Por siempre levantarnos en los malos momentos que la carrera nos presentaba, y en los buenos momentos, donde nos brindaron ánimos y fuerzas para seguir por más, hasta cumplir el objetivo principal de la recibida.

A todos los profesores, que hicieron posible el aprendizaje y obtención de los conocimientos adquiridos en el transcurso de la carrera, como así también, la buena disposición para transmitir sus conocimientos y experiencias en sus trayectorias laborales.

A los compañeros que la carrera nos brindó y que hoy se tiene el orgullo de llamarlos colegas y amigos.

Al personal administrativo, que siempre tuvo una cálida atención para brindarnos ayuda y soluciones ante cualquier situación.

A la Universidad (UCASAL) por brindarnos una carrera de excelencia en nuestra provincia.

¡A todos, muchas gracias!

<b>INDICE</b>	<b>Pág.</b>
I. INTRODUCCIÓN .....	13
I.1 OBJETIVOS .....	15
I.1.1 OBJETIVOS GENERALES:.....	15
I.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS: .....	15
II. METODOLOGIA DE TRABAJO.....	16
III ENTORNO .....	17
III.1 UBICACIÓN .....	17
III.2 DIMENSIONES Y CROQUIS.....	19
III.3 CLIMA.....	20
III.3.1 PRECIPITACION.....	20
III.3.2 SISMO .....	20
IV. NORMATIVA EDILICIAS .....	22
IV.1 MEDIOS DE EGRESO .....	22
IV.1.1 CARPINTERÍA (PUERTAS Y VENTANAS) .....	23
V. MATERIALES COMPLEMENTARIOS A LA ESTEREO-ESTRUCTURA: ACERO Y POLICARBONATO COMPACTO .....	25
V. 1 POLICARBONATO COMPACTO.....	25
V. 2 PLANIFICACION DE LA ESTRUCTURA DE APOYO .....	25
V. 3 CURVADO DE LAS PLANCHAS DE POLICARBONATO COMPACTO .....	26
V. 4 TIPOS, MEDIDAS Y COLORES .....	26
V. 5 CERRAMIENTO.....	26
V. 6 PISOS.....	27
VI. ESTÉREO-ESTRUCTURA.....	28
VII. CÁLCULO ESTRUCTURAL .....	29
VII. 1 DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA .....	30
VIII. ANALISIS DE CARGAS .....	32
VIII. 1 CARGAS PERMANENTES (D).....	32
VIII. 2 SOBRECARGA (L).....	32
VIII. 3 ANALISIS DE SOBRECARGA DE CUBIERTA (Lr) .....	33
VIII. 4 VIENTO (W) .....	34
VIII. 5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	35
IX. CALCULO - ESTEREOESTRUCTURA.....	43

IX. 1 VERIFICACIÓN DE SECCIÓN.....	44
IX. 2 ANÁLISIS A COMPRESIÓN .....	44
IX. 3 PANDEO PLÁSTICO .....	45
IX. 4 ELEMENTOS FLEXIONADOS .....	46
IX. 5 ESTADO LIMITE DE PLASTIFICACIÓN .....	47
IX. 6 ESTADO LIMITE DE PANDEO LOCAL .....	47
IX. 7 VERIFICACIÓN AL CORTE DE LOS TUBOS DE CORDÓN .....	48
IX. 8 UNIÓN .....	48
IX. 9 VERIFICACION A LA TRACCION EN EL CORDÓN .....	50
X. ESTRUCTURA DE HORMIGON.....	53
XI. CÁLCULO DE VIGAS .....	54
XI. 1 DISEÑO A FLEXION.....	55
XI. 2 CALCULO DE LA ARMADURA .....	56
XI. 3 DISEÑO A CORTE.....	57
XI. 4 DISEÑO A TORSION .....	61
XII. COLUMNAS .....	67
XIII. NUDOS DE PÓRTICOS.....	81
XIII. 1 ESFUERZOS DE DESVÍO .....	81
XIII. 2 NUDOS - GENERALIDADES .....	82
XIII. 3 RESTRICCIONES GEOMÉTRICAS .....	82
XIII. 4 CRITERIOS DE DESEMPEÑO DE NUDOS EN ESTRUCTURAS DÚCTILES .	83
XIII. 5 CLASIFICACIÓN DE LOS NUDOS DE PÓRTICO .....	83
XIII. 6 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES VIGA - COLUMNA.....	84
XIII. 7 RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE CONCURREN AL NUDO.....	85
XIII. 8 ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS .....	85
XIII. 9 CONFINAMIENTO POR VIGAS .....	86
XIII. 10 ARMADURA TRANSVERSAL EN EL NUDO.....	87
XIII. 11 ESFUERZO DE CORTE EN EL NUDO .....	88
XIII. 12 ANCLAJE DE LAS ARMADURAS LONGITUDINALES .....	89
XIII. 13 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.....	89
XIV. LOSAS DE HORMIGON ARMADO .....	98
XIV. 1 DISEÑO DE LOSA DE TRIBUNA.....	100

---

XIV. 2 PREDIMENSIONADO DE ESPESOR.....	100
XIV. 3 ANALISIS DE SOBRECARGA.....	101
XIV. 4 ANALISIS CARGA PERMANENTE.....	101
XIV. 5 DISEÑO.....	101
XIV. 6 SOLICITACIONES.....	103
XIV. 7 VERIFICACIÓN AL CORTE.....	103
XIV. 8 DISEÑO A FLEXION.....	104
XIV. 9 SEPARACIÓN MÁXIMA.....	105
XIV. 10 LONGITUD DE ANCLAJE.....	105
XIV. 11 DETALLE DE ARMADO.....	106
XV. BASES DE FUNDACIÓN.....	108
XV. 1 CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO - TEORÍA DE MEYERHOF.....	109
XV. 2 ESTIMACIÓN DE LOS LADOS A(X) Y B(Y) - PREDIMENSIONADO.....	110
XV. 3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO – ZAPATAS AISLADAS: BASE N°5.....	110
XV. 4 DETERMINACIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LA ZAPATA.....	111
XV. 5 DETERMINACIÓN DE LOS PESOS ESPECÍFICOS Y ÁREAS.....	113
XV. 6 CÁLCULO DE TENSIONES POR FLEXIÓN COMPUESTA.....	113
XV. 7 CÁLCULO DE LA ARMADURA - CONSIDERACIÓN DE LAS TENSIONES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS EN AMBAS DIRECCIONES.....	114
XV. 8 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL PUNZONADO.....	116
XV. 9 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL VUELCO Y AL DESLIZAMIENTO.....	117
XV. 10 DIMENSIONADO.....	119
XV. 11 ARMADURA.....	120
XV. 12 CORTE.....	121
XV. 13 BULBO DE PRESIONES EN AMBAS DIRECCIONES DE LA ZAPATA - MODELO DE BOUSSINESQ.....	122
XV. 14 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULOS - DIRECCIÓN DE X.....	124
XV. 15 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULOS - DIRECCIÓN DE Y.....	126
XV. 16 INTERSECCIÓN DE LAS TENSIONES - VERIFICACIÓN ENTRE ZAPATA - ZAPATA Y PILETA - ZAPATA.....	127
XVI. CONCLUSIONES.....	128
XVII. BIBLIOGRAFIA.....	129

<b><u>INDICE DE FIGURAS</u></b>	<b>Pág.</b>
III – Fig. N°1: Ubicación de la Obra.....	17
III – Fig. N°2: Pileta y sus alrededores construida.....	18
III – Fig. N°3: Croquis del natatorio: Pileta de natación, pileta de menor tamaño, cuarto de máquinas (calefacción), vestuarios y pasillo.....	19
III – Fig. N°4: Zonificación Sísmica de la República Argentina.....	21
IV – Fig. N°1: Puertas de Emergencia.....	23
IV – Fig. N°2: Puerta de la Zona de Calefacción.....	23
IV – Fig. N°3: Puertas del Vestuario.....	24
IV – Fig. N°4: Ventanas.....	24
V – Fig. N°1: Estructura con policarbonato compacto.....	26
V – Fig. N°2: Disposición de Mampuestos.....	27
VI – Fig. N°1: Aplicación en la construcción de cubiertas.....	28
VIII – Fig. N°1: Dimensiones de la cubierta – Vista lateral.....	34
VIII – Fig. N°2: Dirección del viento en ambos sentidos.....	36
VIII – Fig. N°3: Valores de ángulos de los módulos - Sentido de izquierda a derecha.....	39
VIII – Fig. N°4: Valores de ángulos de los módulos - Sentido de izquierda a derecha.....	40
VIII – Fig. N°5: Acción del viento – Sentido Longitudinal.....	41
IX – Fig. N°1: Cubierta en 3D.....	43
IX – Fig. N°2: Idealización de la unión chapa y bulón.....	51
XI – Fig. N°1. Esquema de resistencia nominal de secciones sometidas a flexión compuesta.....	55
XI – Fig. N°2: Trayectorias de esfuerzos en vigas rectangulares homogéneas.....	57
XI – Fig. N 3: Agrietamiento de tensión diagonal en vigas de hormigón armado.....	58
XI – Fig. N°4: Geometría de la sección.....	62
XI – Fig. N°5: Sección transversal diseñada a flexión, corte y torsión.....	66
XII – Fig. N° 1: Efecto de la esbeltez en la capacidad de carga.....	68
XII – Fig. N° 2: Configuración deformada de la estructura.....	68
XII – Fig. N° 3: Vista en la dirección y correspondiente a la columna C1.....	70
XII – Fig. N° 4: Vista en la dirección x correspondiente a la columna C4.....	72
XII – Fig. N° 5: Disposición de armadura longitudinal de columna C4.....	76

XII – Fig. N° 6: Separación libre mínima entre armadura longitudinal de columna.....	77
XII – Fig. N° 7: Disposición de armadura longitudinal y armadura transversal de columna C4.....	77
XII – Fig. N° 8: Disposición de la separación vertical de armadura transversal de columna C4.....	80
XIII – Fig. N° 1: Esfuerzos de desvío. Presión de desvío.....	81
XIII – Fig. N°2: Restricciones Geométricas.....	82
XIII – Fig. N°3: Clasificación de los Nudos de pórtico.....	84
XIII – Fig. 4: Clasificación de las uniones Viga – Columna.....	84
XIII – Fig. 5: Confinamiento de Nudos.....	87
XIII – Fig. 6: Esfuerzo de Corte.....	88
XIII – Fig. 7: Anclaje con ganchos.....	89
XIII – Fig. N°8: Restricciones Geométricas.....	90
XIII– Fig. 9: Condiciones s/ Armadura 7.....	93
XIII – Fig. 10: Valores de $\gamma$ para distintas clases de nudos.....	95
XIV – Fig. N°1: Corte de las tribunas e identificación de sus componentes.....	98
XIV – Fig. N°2: Viga solicitada a carga distribuida lineal, con sus respectivas reacciones de vínculo.....	102
XIV – Fig. N°3: Diagrama de momento de la losa solicitada a carga distribuida.....	102
XIV – Fig. N°4: Diagrama de corte de la losa solicitada a carga distribuida.....	103
XIV – Fig. N°5: Diagrama de deflexión de la losa solicitada a carga distribuida.....	103
XIV – Fig. N°6: Detallado de armadura de la losa de espesor 8cm. Detalle de armadura para empotramiento imprevisto.....	106
XIV – Fig. N°7: Detalle de disposición de la armadura en las vigas y en la losa, mandril de doblado, distancia de anclaje.....	107
XV – Fig. N° 1: Zapata aislada solicitada a esfuerzo normal a compresión, momento y corte en ambas direcciones. Líneas amarillas son de compresión y línea naranja es la barra de acero.....	109
XV – Fig. N°2: Vista en Planta – Base N°5.....	119
XV – Fig. N°3: Vista Frontal en Dirección X – Base N°5.....	119
XV – Fig. N°4: Vista Frontal en Dirección Y – Base N°5.....	120
XV – Fig. N°5: Vista en Planta (Armadura) – Base N°5.....	120
XV – Fig. N°6: Vista en Planta (Corte A-A y B-B de la base) – Base N°5.....	121

XV – Fig. N°7: Corte A-A de la Base N°5.....	121
XV – Fig. N°8: Corte B-B de la Base N°5.....	122
XV – Fig. N°9: Bulbo de Presiones. Dimensiones.....	123
XV – Fig. N°10: Bulbo de Esfuerzos por Carga Concentrada (Dirección X) .....	125
XV – Fig. N°11: Bulbo de Esfuerzos por Carga Concentrada (Dirección Y) .....	126

<b>INDICE DE TABLAS</b>	<b>Pág.</b>
VII – TABLA N°1: Combinaciones de Cargas.....	29
VIII – TABLA N°1: Exposición – Coeficientes.....	37
VIII – TABLA N°2: Valores de coeficientes (Z, Kz, Qz) .....	38
VIII – TABLA N°3: Presiones Internas de izquierda a derecha.....	38
VIII – TABLA N°4: Valores de qz calculados.....	39
VIII – TABLA N°5: Presiones Internas de izquierda a derecha.....	40
VIII – TABLA N°6: Coeficientes de presión para cubiertas.....	41
VIII – TABLA N°7: Valores de Cp.....	42
VIII – TABLA N°8: Valores de la cubierta solicitada por el viento.....	42
IX – TABLA N°1: Esfuerzos Característicos.....	44
IX – TABLA N°2: Características de Caños estructurales según diámetro.....	45
IX – TABLA N°3: Dimensiones de los Elementos considerados.....	52
XI – Tabla N°1: Fuerzas aplicadas en la viga en cuestión.....	55
XII – Tabla N°1: Determinación de $\Psi$ en nudos extremos de columna.....	71
XII – Tabla N°2: Determinación esbeltez entre nudo A y B, columna 4 en dirección y.....	73
XII – Tabla N°3: Determinación esbeltez entre nudo B y base, columna 4 en dirección y.....	73
XII – Tabla N°4: Determinación esbeltez entre el extremo libre y base, columna 4 en dirección x.....	73
XIII – TABLA N°1: Valores de $\gamma$ .....	89
XIII – TABLA N°2: Dimensiones de la columna C1.....	90
XIII – TABLA N°3: Dimensiones de las vigas V1x y V1y.....	90
XIII – TABLA N°4: Área y ancho de V1x y V1y.....	90
XIII – TABLA N°5: Valores del ancho de viga referido a la columna.....	91
XIII – TABLA N°6: Características de la columna C1.....	91
XIII – TABLA N°7: Altura de las Vigas V1x y V1y.....	91
XIII – TABLA N°8: Valores de bv y hv de las vigas referido a la columna C1.....	92
XIII – TABLA N°9: Verificación del confinamiento del nudo.....	92
XIII – TABLA N°10: Separación de las barras a cumplir.....	93
XIII – TABLA N°11: Valores de bj.....	95
XIII – TABLA N°12: Valores para el cálculo de la resistencia a corte nominal (Vn) .....	96
XIII – TABLA N°13: Calculo de la longitud de anclaje (ldh) .....	97

XIV – TABLA N°1: Valores de Cuantía Mínima.....	99
XIV – TABLA N°2: Valores de Altura o Espesor Mínimo.....	100
XV – TABLA N°1: Capacidad de Carga.....	109
XV – TABLA N°2: Tabla de dimensionado, pesos específicos, esfuerzos característicos....	112
XV – TABLA N°3: Dimensiones para el cálculo del bulbo de presiones.....	122
XV – TABLA N°4: Procedimiento de cálculo (Dirección X) .....	124
XV – TABLA N°5: Tensiones a profundidades consideradas (Dirección X) .....	125
XV – TABLA N°6: Procedimiento de cálculo (Dirección Y) .....	126
XV – TABLA N°7: Tensiones a profundidad considerada (Dirección Y) .....	127
XV – TABLA N°8: Intersección de las Tensiones (Dirección X) .....	127
XV – TABLA N°9: Intersección de las Tensiones (Dirección Y) .....	127

## **RESUMEN**

El presente Trabajo Final tendrá por objeto explicar el proceso de diseño y cálculo estructural, correspondientes a la cubierta para la pileta de natación, tribunas correspondientes y elementos que conforman la estructura en si (vigas, columnas, bases de fundación, elementos metálicos), para la Universidad Católica de Salta, en donde se buscara es darle un aspecto ingenieril como arquitectónico, en función del tipo de estructura a desarrollar.

El tipo de estructura que se considerara para el diseño y cálculo de la cubierta de la pileta de natación, se tratara de una estereo-estructura, en donde se brinda características que lo harán muy útil por las ventajas que presenta como ser, “una estructura espacial reticulada compuesta por barras y nudos que unidos entre sí forman un tejido sinérgico extremadamente resistente y liviano, que puede cubrir grandes luces”.

La cubierta se dispondrá de aberturas con dimensiones consideradas para su cálculo, el cual brindaran iluminación y ventilación, teniendo en cuenta la rotación del sol y la dirección que tenga el viento en función de la ubicación de la misma. Constará de apertura y cierre de las aberturas para brindar ciertas comodidades, en función de las normas a considerar.

Además de la estereo-estructura, se hará uso para el recubrimiento de dicho elemento, un material denominado policarbonato compacto, el cual, es un material transparente que posee una elevada rigidez y una buena resistencia a impactos. También posee buena resistencia a la deformación por calor, mejor que la mayoría de los plásticos.

Con respecto al cálculo de tribunas, mediante orientaciones, obtención de información y datos complementarios obtenidos por normas, lo que se buscara hacer es considerar el tamaño y dimensiones que sean acorde a la construcción del proyecto y que brinden comodidad para el espectador.

Para el desarrollo del presente trabajo final, se ejecutará la aplicación de los conceptos adquiridos durante la carrera de Ingeniería Civil, además de las normas CIRSOC y reglamentos deportivos, en este caso sería en función de la natación, como así también el Código de Edificación de Salta Capital (lugar donde se emplaza el mencionado edificio). Se realizará una verificación con respecto al Código de Planeamiento Urbano Ambiental (CPUA), el cual en base a las dimensiones del campus de la UCASAL cumple satisfactoriamente. Para el diseño arquitectónico se emplea el software AutoCAD y para el cálculo estructural el software SAP-2000. También se empleará el programa EXCEL para realizar cálculos de forma más eficiente.

Palabras clave:

- Cubierta de la pileta de Natación y Tribunas.
- Estéreo-estructura y Policarbonato compacto
- Diseño Ingenieril y Arquitectónico.
- Proceso de diseño y Cálculo Estructural.
- Universidad Católica de Salta.

## I. INTRODUCCIÓN

El presente Trabajo Final desarrolla, a nivel de anteproyecto, el diseño ingenieril y arquitectónico, y cálculo estructural de un recinto deportivo de calidad para la Universidad Católica de Salta, el cual, se refiere a la cubierta de la pileta de natación diseñada por medio de una estereo-estructura, con la inclusión de tribunas necesarias para albergar público debidamente ordenados y proveer la comodidad necesaria a los mismos. La estructura cuenta aproximadamente con una capacidad de albergar público de aproximadamente entre 50 - 100 personas, en donde dispone con las instalaciones eléctricas adecuadas y el equipamiento necesario para cumplir con la normativa, como las consideraciones según las Normas de Higiene y Seguridad.

La Universidad Católica de Salta, fundada el 19 de marzo de 1963, en donde con el presente proyecto, busca fomentar el deporte, brindando la comodidad adecuada para el desarrollo de la disciplina deportiva, tanto para los alumnos que concurren al establecimiento y para aquellas personas que no pertenezcan al mismo, dando la posibilidad de efectuar competencias privadas. Además de fomentar el deporte, con el diseño adoptado de la estereo-estructura, se tiene un aspecto ingenieril y arquitectónico resaltando la estructura en cuanto a las aberturas que contendrá en la cubierta, dándole un aspecto llamativo y único en dicho establecimiento.

Para el desarrollo del presente trabajo, fue necesario el empleo y la integración de los conocimientos adquiridos en la carrera de Ingeniería Civil, predominando los conceptos de las materias: Estabilidad I – II - III, Hormigón Armado, Instalaciones de Edificio, Administración de Obras, Higiene y Seguridad, Elementos de Arquitectura, Construcciones Metálicas y de Madera, como así también sus correlativas, entre otras.

La metodología empleada para el desarrollo de este Trabajo Final se basó en la investigación de los usuarios y sus necesidades, de las actividades que se van a desarrollar, y de las normativas vigentes a respetar dado que el mismo se encuentra ubicado en las inmediaciones de la Ciudad de Salta, Provincia de Salta – Argentina.

El proceso de diseño ingenieril y arquitectónico inició con la investigación de proyectos similares, los cuales sirvieron para plantear modelos propios, adecuados a los lineamientos particulares de este Trabajo Final, respetando las ordenanzas edilicias a cumplimentar y leyes vigentes. Se analizará en conjunto dos aspectos fundamentales:

- El primer aspecto, corresponde al diseño y las correspondientes dimensiones que deben tener las tribunas, para brindar la comodidad al espectador, como así también la ubicación y altura.
- El segundo aspecto, corresponde a la cubierta en sí, con un satisfactorio diseño, necesario para cubrir toda la superficie, en donde se analizará las aberturas acordes a la iluminación, ventilación y estética, garantizando el cumplimiento de los objetivos planteados con respecto a las necesidades observadas.

Para el trazado de dichos modelos se empleó el software de dibujo AutoCAD, fundamentalmente necesario en la etapa de predimensionado, y adopción del modelo a

considerar, en función de la arquitectura prevista, dimensionado correspondiente y aspectos a tener en cuenta.

Para el cálculo de los esfuerzos y desarrollo estructural, se utilizó el software SAP-2000, el cual, con el diseño adoptado, desarrolla bajo ciertos métodos matemáticos, el funcionamiento de los elementos estructurales actuando en conjunto al estar sometido a cargas externas como también internas. El mismo verifica el cumplimiento de las normas consideradas, en función de las dimensiones de los elementos estructurales, dando el cumplimiento necesario de la estructura edilicia en función para lo cual fue diseñada.

Una vez definida la planta arquitectónica, teniendo en cuenta las dimensiones de la pileta existente, como así también consideración de pasillos, espacio para tribuna, entre otros, se procedió a realizar el predimensionado de la misma, y de allí la definición de sus dimensiones para el desarrollo del cálculo estructural. Para el diseño de la cubierta, se escogió un estereo-estructura conformada por tubos estructurales de acero de dimensiones a definir, el cual se verá planteado en el avance del presente trabajo, ya que es una solución estética particular para las grandes luces como es el presente caso.

Para el cálculo de la estereo-estructura, se empleó el software SAP-2000, considerando las cargas fijadas en los reglamentos CIRSOC de aplicación nacional, como así también el cálculo en referencia al reglamento especificado para elementos metálicos. Con los resultados de dicho programa se obtuvieron esfuerzos y diagramas de la cubierta. Con el conjunto de datos de los esfuerzos aplicados tanto en tribunas como la cubierta, se procedió a realizar el cálculo de los elementos de hormigón, como son las vigas, columnas y losas, atendiendo al cumplimiento de las especificaciones y recomendaciones dadas por los reglamentos.

Determinado los esfuerzos y deformaciones correspondientes, como paso final, se realizó una verificación de todos los elementos constitutivos de la estructura, siguiendo los lineamientos de los reglamentos CIRSOC correspondientes, para poder concluir con la presentación del presente proyecto.

## **I.1 OBJETIVOS**

### **I.1.1 OBJETIVOS GENERALES:**

- Demostración e integración de los conocimientos adquiridos durante el cursado de la carrera de ingeniería civil y la aplicación a una problemática concreta y real de la Universidad.
- Desarrollo del diseño y cálculo estructural con nivel de anteproyecto, que pueda ser la base de un posible proyecto, si la Institución así lo determina.
- Reconocimiento topográfico. Verificación del nivel del terreno y supuestos obstáculos.
- Recopilación de información y estudio de posibles alternativas.
- Análisis de materiales disponibles en Argentina para su construcción.
- Diseño y cálculo de la fundación y los elementos estructurales.
- Consideración de las alternativas de los elementos de fijación.
- Resistencia de la estructura frente a cargas externas.
- Diseño y alternativas de las distintas posiciones adoptadas para la cubierta.
- Apertura y cierre: secuencia de apertura y cierre, consideraciones a tener en cuenta y la potencia de motor/es a utilizar.
- Incorporación de gradas. Por la disposición de espacios que se tiene alrededor de la pileta, se buscara la incorporación de una grada ubicada a lo largo de uno de los costados de la pileta.

### **I.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:**

- Integración de las distintas ramas de la ingeniería civil.
- Recopilación y análisis de las distintas normativas vigentes aplicables a edificios nuevos en suelo argentino.
- Familiarización con el uso de software de cálculo y de diseño aplicados a un caso concreto como es este proyecto.
- Desarrollo de un estudio, a fin de establecer la viabilidad técnica del proyecto.
- Aporte de información valiosa al medio académico mediante la recopilación de información empleada para este Trabajo Final.
- Relevamiento, estudios básicos y diseño de alternativas que solucionen las falencias existentes
- Elección de un modelo que cumpla con todos los requisitos adecuados del proyecto.
- Afrontar un problema real, investigar y velar por la solución más adecuada, teniendo ciertos plazos acotados de tiempo.
- Estudio de toda la reglamentación actual a aplicar. Indagación y profundización más sobre el comportamiento y las características de las estructuras metálicas.
- Formación de ciertos criterios y tener ciertas pautas a la hora de la toma de decisiones en un proyecto real.

## **II. METODOLOGIA DE TRABAJO**

Se propuso la aplicación de herramientas aprendidas tanto durante el cursado de la carrera, como investigadas en bibliografía y consensuadas con diversos profesionales especializados en las diferentes áreas que abarca el proyecto, sea tanto ingenieros civiles que puedan colaborar con experiencia y conocimientos, como ingenieros mecánicos y arquitectos, a fin de poder orientarnos correctamente y ejecutar lo planificado.

Toda la información y requisitos para el proyecto, características del lugar de emplazamiento, tipología estructural y características de los elementos estructurales, entre otros, son datos recolectados e investigados, de lo que es más apropiado para nuestro proyecto.

Todo el estudio de las acciones actuantes en la estructura, el comportamiento de la misma, las verificaciones pertinentes de sus elementos constituyentes, entre otros, se hacen en base a las prescripciones de los Reglamentos Argentinos INTI-CIRSOC vigentes.

En particular para desarrollar este proyecto se hará uso ampliamente de los siguientes:

- ❖ Reglamento CIRSOC 101-2005: Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.
- ❖ Reglamento CIRSOC 102-2005: Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.
- ❖ Reglamento CIRSOC 103-2005: Reglamento argentino para Construcciones Sismorresistentes.
- ❖ Reglamento CIRSOC 301-2005: Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios.
- ❖ Reglamento CIRSOC 303-2009: Reglamento argentino de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío.
- ❖ Reglamento CIRSOC 201-2005: Reglamento argentino de estructuras de hormigón.

### III ENTORNO

#### III.1 UBICACIÓN

El recinto deportivo se ubica en la Ciudad de Salta Capital, Provincia de Salta – Argentina, en el mismo terreno del campus de la Universidad Católica de Salta, ubicado en Campus Castañares, A4400 Salta.



III – Fig. N°1: Ubicación de la Obra.

El trabajo cuenta ya, con la ubicación de la estructura, el cual se dispone con la construcción de la pileta, pasillo y vestuarios, en donde lo que se hará en este trabajo es agregarle la cubierta del elemento mencionado, es decir, la estero-estructura, el material a cubrir que es el policarbonato compacto y la inclusión de las tribunas correspondientes.

Se procedió como punto de partida, realizar las mediciones del terreno donde se ubica el natatorio. Esto se llevó a cabo para tener noción de las dimensiones a considerar y disposición de espacios.

Adoptando un diseño adecuado para dicho proyecto, teniendo una idea clara a lo que pretendemos llegar con la estero-estructura.

A continuación, se presentan imágenes, donde muestra toda la estructura y sus alrededores previos a considerar los cambios que describe el presente trabajo.



**III – Fig. N°2: Pileta y sus alrededores construida.**

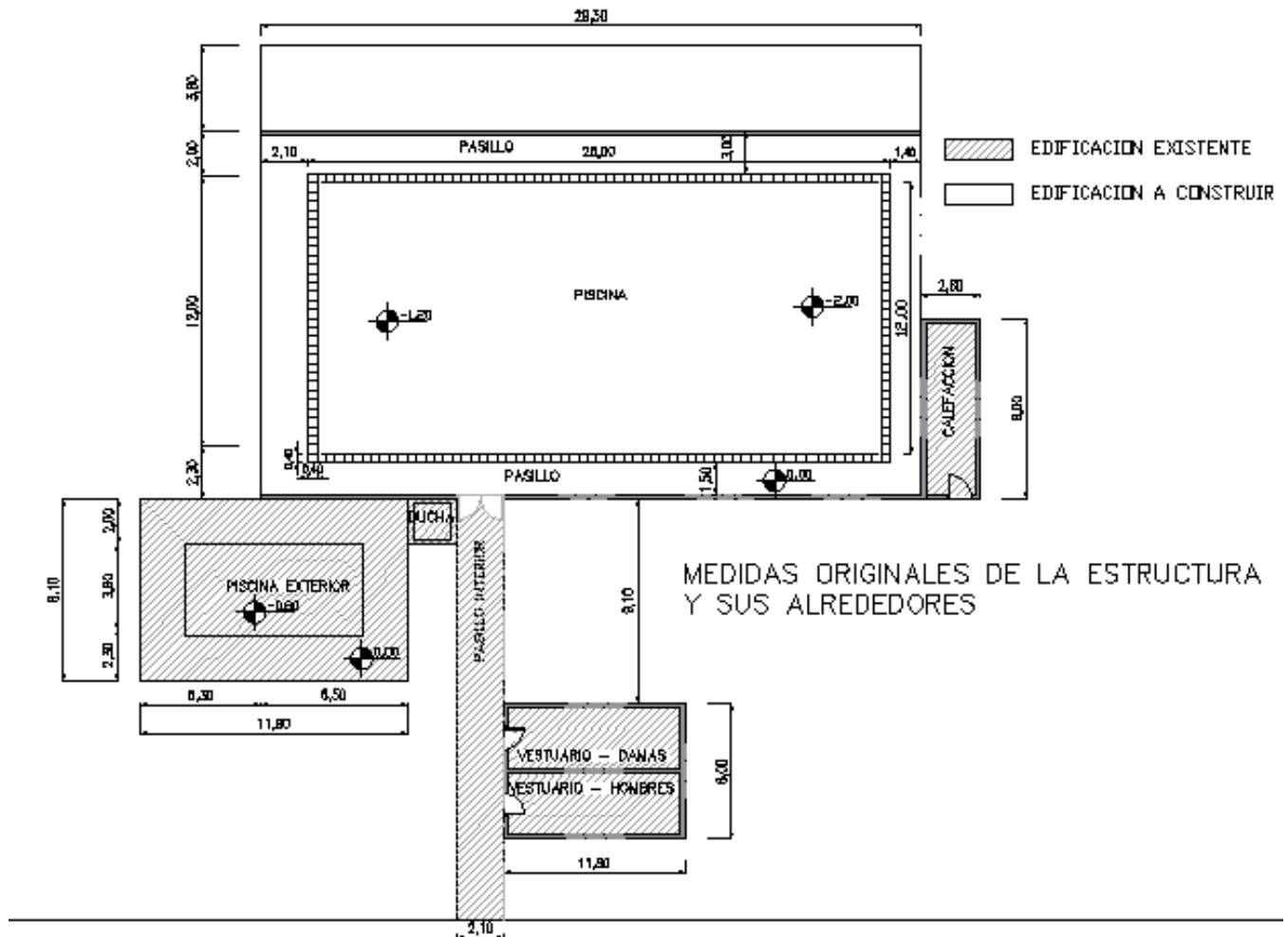
### III.2 DIMENSIONES Y CROQUIS

La pileta cuenta con una dimensión de 25 metros de largo y 15 metros de ancho, siendo considerada una pileta semi-olímpica.

El natatorio cuenta con:

- 2 vestuarios (uno para hombres y el otro para mujeres),
- 1 pasillo que conecta la entrada con la pileta,
- 1 cuarto de máquinas, el cual mantiene calefaccionada la pileta.
- 1 pileta de menor tamaño, el cual, al momento del diseño de la cubierta y tribunas, no será tenida en cuenta, y dicho espacio será utilizado para otro fin.

Al realizar las mediciones del terreno donde se ubica la pileta, se obtuvo las dimensiones representadas en el gráfico a continuación. Lo que se buscó es obtener todas las mediciones posibles para proyectarlo en AUTOCAD, y poder determinar un diseño adecuado para la cubierta y tribunas. Todas las cotas están en unidad de longitud metro.



III – Fig. N°3: Croquis del natatorio: Pileta de natación, pileta de menor tamaño, cuarto de máquinas (calefacción), vestuarios y pasillo.

### **III.3 CLIMA**

Dado que el recinto deportivo, como cualquier otra estructura, estará sometida a las inclemencias del tiempo, se procede a realizar una breve investigación de las condiciones climáticas frecuentes en el sector, para poder determinar el comportamiento de la estructura ante la influencia del clima.

Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 1 °C a 35°C.

Ante esta situación de las temperaturas altas en el presente proyecto se encara de manera que la cubierta del recinto pueda tener una apertura para ventilación.

#### **III.3.1 PRECIPITACION**

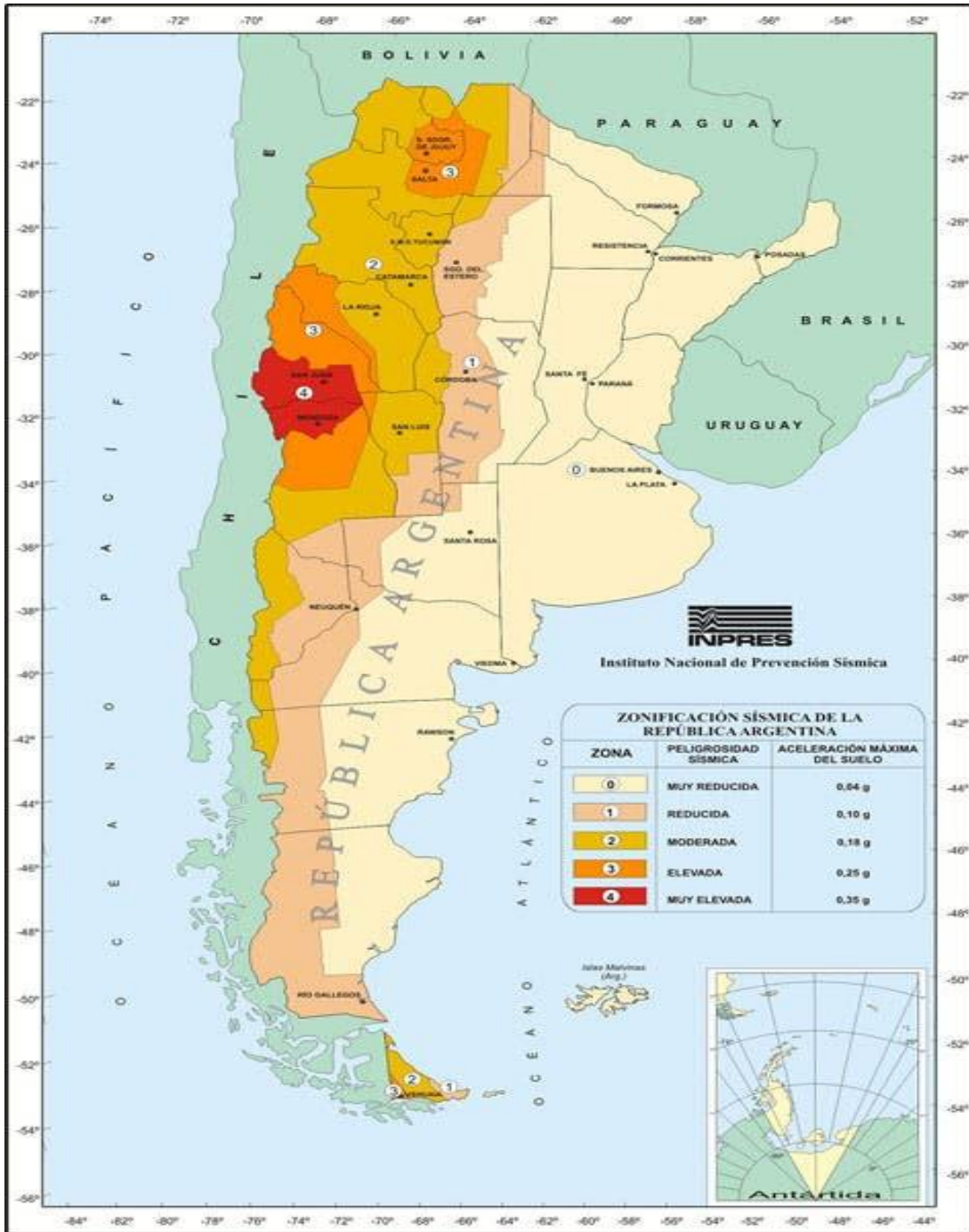
Este estudio es necesario para determinar el tipo de exposición al cual el hormigón estará afectado, el cual en base a esto se determina la calidad del hormigón a emplear y la protección necesaria para las armaduras de refuerzo.

#### **III.3.2 SISMO**

El mapa elaborado por el INPRES (Instituto Nacional de Prevención Sísmica) ubica a Salta en zonas de riesgo moderado o elevado. En la Argentina hay 5 zonas con diferente grado de peligrosidad en materia de sismos, de la 0 a la 4.

Salta está en zona sísmica de nivel II y III, lo que implica –estadísticamente- que puede producirse un sismo de nivel 6 en la escala de Richter cada 100 años, señalan los expertos en sismología. Factor de ocupación en Salta es considerado grado A.

DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS: tipo 1, SC, el cual se refiere a formación de roca blanda o meteorizada que no cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.



**III – Fig. N°4: Zonificación Sísmica de la República Argentina.**

#### **IV. NORMATIVA EDILICIAS**

Antes de dar inicio al diseño y cálculo estructural de la cubierta, como así también de las tribunas, se procedió al estudio de las normas y leyes a cumplimentar en el territorio de la Ciudad de Salta. Las normas y leyes aplicables a edificios nuevos, se mencionan a continuación:

- Código de Edificación de la Ciudad de Salta (Edición-08-08-11)
- Sistema de protección integral de los discapacitados (Ley Nacional 22.431)
- Accesibilidad de personas con movilidad reducida (Ley Nacional 24.314)

Todo el estudio de las acciones actuantes en la estructura, el comportamiento de la misma, las verificaciones pertinentes de sus elementos constituyentes, entre otros, se hacen en base a las prescripciones de los Reglamentos Argentinos INTI-CIRSOC vigentes. En particular para desarrollar este proyecto se hará uso ampliamente de los siguientes:

- ❖ Reglamento CIRSOC 101-2005: Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.
- ❖ Reglamento CIRSOC 102-2005: Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.
- ❖ Reglamento CIRSOC 103-2005: Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes.
- ❖ Reglamento CIRSOC 301-2005: Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios.
- ❖ Reglamento CIRSOC 303-2009: Reglamento argentino de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío.
- ❖ Reglamento CIRSOC 201-2005: Reglamento argentino de estructuras de hormigón.

En el Código de Edificación de la Ciudad de Salta, uno de los capítulos distingue la Clasificación de los Edificios, el cual se trata de un Equipamiento: III. Social y Deportivo. Sin considerar el espacio propuesto por las tribunas, en función de la cantidad de personas, se considera 1 m<sup>2</sup> p/ persona correspondiente al espacio sin asientos fijos.

#### **IV.1 MEDIOS DE EGRESO**

##### **Sección I: Determinaciones Generales.**

Se plantea la ubicación, tipo, dimensiones y señalización de nuestros medios de egreso y pasillos comunicantes de acuerdo al Art. 146, Art. 147, Art. 161, Art. 164, Art. 176 y Art. 177 del código de edificación de Salta.

- Puerta de egreso de 2 hojas con accionamiento anti pánico. Dimensiones (2.00m x 2.10m)
- Puerta de emergencia de 2 hojas con accionamiento anti pánico. Dimensiones (2.00m x 2.10m)

#### **IV.1.1 CARPINTERÍA (PUERTAS Y VENTANAS)**

##### Descripción de las Puertas de Emergencia – P1:

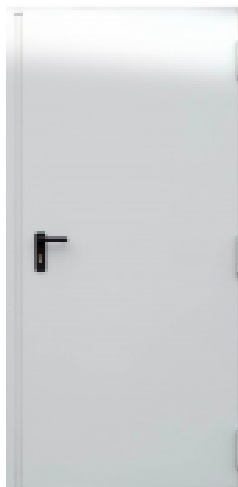
- Dimensión: 2,00m x 2,10m.
- Material: Metálica de lámina galvanizada.
- 2 hojas de abrir.
- Marco de chapa galvanizada, con espesor de 0,10m.
- Características resistentes al fuego.
- Apertura hacia afuera de la estructura.
- Elemento de agarre: Barra antipánico.



**IV – Fig. N°1: Puertas de Emergencia.**

##### Descripción de la Puerta de la Zona de Calefacción – P2:

- Dimensión: 0,90m x 2,10m.
- Material: Metálica de lámina galvanizada.
- Puerta corrediza. Guía ubicada dentro de la zona de calefacción.
- Marco de chapa galvanizada, con espesor de 0,10m.
- Características resistentes al fuego.
- Apertura hacia afuera de la estructura.
- Elemento de agarre: Manija y picaporte de metal resistente.



**IV – Fig. N°2: Puertas de la Zona de Calefacción.**

**Descripción de las Puertas del Vestuario – P3:**

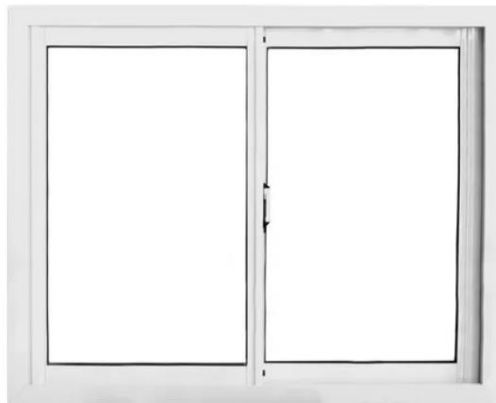
- Dimensión: 0,80m x 2,10m.
- Material: Madera procesada.
- 1 hojas de abrir.
- Marco de madera, con espesor de 0,10m.
- Apertura hacia afuera de la estructura.
- Elemento de agarre: Manija y picaporte de metal resistente.



**IV – Fig. N°3: Puertas del Vestuario.**

**Descripción de las Ventanas – V1:**

- Dimensión: 3,60m x 1,40m.
- Material: Compuesto por un doble acristalamiento, formado por un vidrio interior y otro exterior, y en medio, una cámara rellana de aire o gas.
- 2 hojas de abrir.
- Marco de aluminio, con espesor de 0,05m.
- Ventana corrediza, resistente al fuego.



**IV – Fig. N°4: Ventanas.**

## **V. MATERIALES COMPLEMENTARIOS A LA ESTEREO-ESTRUCTURA: ACERO Y POLICARBONATO COMPACTO**

### **V. 1 POLICARBONATO COMPACTO**

Como material a considerar, como recubrimiento de la estructura, se optó por el uso del Policarbonato Compacto, el cual, es un material noble, macizo, resistente y económico, su elección fue determinada mediante las siguientes características.

- Durables, seguros y resistentes al impacto.
- Excelente aislante acústico y térmico.
- Higiénicos y fáciles de limpiar o desinfectar.
- Tienen mejor transmisión de luz que el vidrio y la mitad de su peso.
- Cuentan con protección UV para ser utilizadas en interior y exterior.
- Termoformable, moldeables a través de doblado en frío o en caliente.
- Resistente hasta 140 °C de temperatura.
- Autoextinguibles (amortiguan la propagación de la llama).
- Rápida y fácil instalación.
- Retardantes del fuego.

### **V. 2 PLANIFICACION DE LA ESTRUCTURA DE APOYO**

Cuando se habla de la planificación de la estructura de apoyo, se debe tener en cuenta:

- Se debe instalar el policarbonato compacto con una pendiente mínima de 10% la cual permite el escurrimiento necesario de la lluvia.
- Las vigas de apoyo deben ser mínimo de 50 mm de ancho para asegurar un buen anclaje de las láminas y de los accesorios de sujeción.



**V – Fig. N°1: Estructura con policarbonato compacto**

### **V. 3 CURVADO DE LAS PLANCHAS DE POLICARBONATO COMPACTO**

- Solo si se requieren radios menores al mínimo especificado para cada categoría, se debe recurrir a su formación térmica.
- El radio mínimo ( $R_{min}$ ) para las láminas se puede calcular conociendo el espesor mediante la siguiente fórmula: Ejemplo: Radio mínimo (mm) =  $175 * \text{Espesor (mm)}$ .

### **V. 4 TIPOS, MEDIDAS Y COLORES**

#### Policarbonato Compacto Plano:

- Espesores (mm): 10.
- Medidas de placa entera: Ancho: 2,05 m; Largo: 3,05 m.
- Colores: Cristal (Transparente).

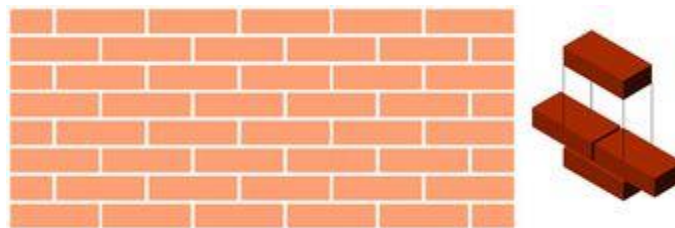
### **V. 5 CERRAMIENTO**

Se optará por un cerramiento de mampostería, el cual se verá conformado por ladrillo macizo visto, buscando respetar la fachada que caracteriza al Campus de la Universidad Católica de Salta.

Solo se lo toma en cuenta como un cerramiento perimetral y no como un muro portante, en cuestiones de cálculo.

En este tipo de cerramiento se empleará, como antes dicho, ladrillos macizos de primera, denominados así en el mercado como aquellos ladrillos que son de primera calidad. Los mismos deberán tener un color correspondiente referido a la cocción, el cual deberá tener un color rojizo y homogéneo. Por otro lado, también se pueden dar golpes entre dos ladrillos verificando que produzca un sonido claro, siendo este metálico y resonante. El cumplimiento de estos dos aspectos determinará la calidad y por lo tanto que los mismos tengan una buena resistencia mecánica requerida.

La disposición de los mampuestos se realizará el de aparejo de soga. El mismo es un aparejo formado por piezas colocadas a soga, es decir, en el sentido longitudinal paralelo al muro sobre la tabla, de manera que se ven las sogas, y avanzando a cada hilada la longitud del tizón en relación a la hilada anterior.



**V – Fig. N°2: Disposición de Mampuestos.**

Las dimensiones del ladrillo cerámico macizo serán de 270x130x50mm, cuyas medidas están sujetas a variaciones dependiendo del fabricante.

Las juntas entre los mampuestos se utilizará un mortero cementicio el cual tendrá un espesor de 3cm, de manera que la terminación sea satisfactoria cumpliendo la función de una mampostería de ladrillo visto.

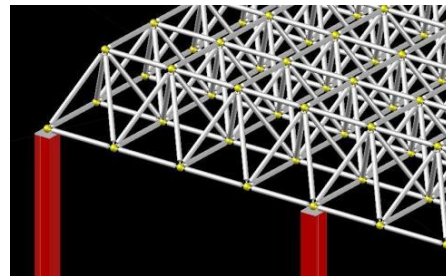
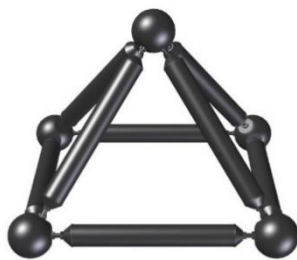
## **V. 6 PISOS**

En cuanto a los pisos del natatorio se conservará el ya instalado, el cual en las zonas que se realizará la extensión del recinto como se observará proyectado se colocará el mismo o en lo posible uno similar.

## VI. ESTÉREO-ESTRUCTURA

Las estéreo-estructuras son estructuras metálicas espaciales compuestas por barras y nudos que, unidos entre sí, forman un tejido sinérgico extremadamente resistente y liviano, entendiendo por estructura espacial a toda aquella estructura que se presente físicamente en las tres dimensiones, es decir, aquella que tiene una distribución de cargas solidaria y uniforme a través de las tres dimensiones, opuesto a la transferencia lineal de cargas en un sistema tradicional de vigas.

Las estéreo estructuras metálicas representan una tipología estructural de amplia aplicación en la construcción de cubiertas, destinadas a cubrir grandes superficies, como ser galpones o tinglados, entre otros.



VI – Fig. N°1: Aplicación en la construcción de cubiertas.

El trabajo solidario de todos los elementos, tanto barras como nudos, produce un reparto espacial equitativo de todos los esfuerzos. Así, los valores máximos de las solicitaciones son normalmente muy inferiores a los que se producirían en una estructura equivalente tradicional. Su funcionamiento es simple: dos únicos elementos (barras y nudos) se combinan para generar todo el sistema estructural. Aportan una solución constructiva que, si bien es más costosa de calcular (por el gran número de elementos), su fabricación es automática: a base de elementos prefabricados iguales que no precisan de mano de obra cualificada (ya que su unión es mecánica y no por soldadura en la mayoría de los casos). Las barras son piezas o elementos rígidos de sección prismática o cilíndrica, lineales y rectos, esbeltos capaces de conducir esfuerzos axiales de tracción o compresión a lo largo de su eje baricentro. Los nudos son los puntos de concurrencia de las barras. Un nudo puede estar compuesto por uno, dos o más elementos que tienen como finalidad unir firmemente las barras concurrentes.

El cerramiento escogido debe cubrir luces libres que rondan aproximadamente entre los 30 metros en una dirección y 25 metros en su perpendicular, sostenido por pórticos de hormigón, el cual, en uno de los sectores se ubicará tribunas de determinadas dimensiones. Habiendo realizado una breve introducción al sistema de las estéreo-estructuras y de las particularidades de este proyecto se procede a realizar el cálculo estructural de la misma con el empleo programas computacionales como ser el SAP2000, AUTOCAD, entre otros, para obtener los esfuerzos solicitantes, y una representación de la estructura propiamente dicha.

## VII. CÁLCULO ESTRUCTURAL

El objetivo del proyectista estructural es obtener una estructura económica, segura y factible, que cumpla con los requisitos funcionales y estéticos fijados en el proyecto.

El proyectista encargado de estructuras debe tener un conocimiento completo (científico e intuitivo) de la estética, la mecánica, la dinámica y el análisis estructural; de las propiedades de los materiales estructurales y de su respuesta frente a las solicitaciones; de la relación entre la función, distribución y forma de los elementos estructurales y la estructura en su conjunto; debe tener también una apreciación clara de los valores estéticos y funcionales que deben ser destacados o satisfechos por la estructura; y finalmente un conocimiento de las técnicas constructivas, de la tecnología del medio y de los costos relativos. Se debe tener en cuenta los conocimientos adquiridos durante el cursado de la carrera de Ingeniería Civil, como así también de bibliografías adquiridas para su aplicación, como ser los siguientes libros: Gabriel R. Troglia, 2007, Norma CIRSOC (Cargas, combinaciones, etc.).

El cálculo estructural del presente proyecto inicia en la cubierta metálica, ya que su propio peso y las acciones externas que éste reciba afectarán a la estructura de hormigón armado que lo sostiene. Se procedió diseñar la estructura a través de los siguientes programas: Autocad, SAP2000, con las combinaciones de cargas que el reglamento CIRSOC determina. Dichas combinaciones de carga están especificadas en el CIRSOC 301 para el diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICIOS, página A-9, y son:

- $1,4 (D + F)$
- $1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R)$
- $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$
- $1,2 D + 1,6 W + f_1 L + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R)$
- $1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S$
- $0,9 D + (1,6 W \text{ ó } 1,0 E) + 1,6 H$

VII – TABLA N°1: Combinaciones de Cargas.

Siendo:

- D: acciones permanentes
- F: acciones de líquidos en general (en caso de presencia continuada y con presiones y máxima altura bien definidas)
- T: acciones térmicas climáticas, acciones térmicas funcionales del tipo normativo, deformaciones impuestas por el proceso constructivo o fuerzas resultantes del proceso de soldado.
- L: acción debida a la ocupación y equipamiento.
- H: peso y empuje lateral del suelo y del agua en el suelo.
- L<sub>r</sub>: cargas útiles en cubierta y mantenimiento de cubiertas.
- S: acción de la nieve.
- R: acción debida a la lluvia inicial, o hielo, sin considerar los efectos de acumulación de agua.
- W: acción del viento.

- E: acción sísmica.
- $f_1$ : 1,0 para áreas con concentración de público, áreas donde la sobrecarga sea mayor que 5,0 kN/m<sup>2</sup>, garajes o playas de estacionamiento, cargas de puentes grúas y monorraíles y otras cargas concentradas mayores que 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

Estas combinaciones de cargas representan los diferentes escenarios a los que una estructura podrá estar sometida durante su vida útil. La estructura, y cada elemento de ella, deben soportar la combinación de carga que genere los mayores esfuerzos, dado que un elemento puede estar sometido a los máximos esfuerzos normales (tracción o compresión), esfuerzos de corte o cizalla, y momentos flectores y torsores en combinaciones diferentes. Para encontrar dichos esfuerzos máximos se determinan primero las cargas actuantes.

- La **Carga Permanente D**, compuesta principalmente por el peso propio de la estructura, se obtiene mediante el software de cálculo SAP2000 una vez modelada la estructura metálica en el programa Autocad. A estas cargas se las verifica en CIRSOC 101.
- La **Sobrecarga de uso, o Carga de Ocupación L**, se determina en función del destino del edificio. El reglamento CIRSOC 101 (CARGAS PERMANENTES Y SOBRECARGAS DE USO) fija valores mínimos de sobrecargas de uso a respetar siempre que no se prevean cargas de uso mayores.
- La **Acción del Viento W**, se determina mediante el reglamento CIRSOC 102. El efecto del viento es notable sólo en estructuras ligeras, como la cubierta metálica de la estructura. El esfuerzo de viento significa un porcentaje menor de las solicitaciones que recibe la estructura de hormigón frente al peso y las solicitaciones que recibe de la cubierta metálica, sismo y peso propio, por ello, en este trabajo, el esfuerzo de viento es considerado sólo en la cubierta metálica.
- La **Acción Sísmica E**, actúa con preponderancia en las estructuras pesadas, como las estructuras creadas de hormigón, y genera pequeños esfuerzos en estructuras ligeras como la cubierta metálica. En el presente Trabajo Final se analiza dicho esfuerzo sólo en la estructura de hormigón respetando el reglamento CIRSOC 103.

## VII. 1 DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA

Para obtener el dimensionado de la estructura, se procedió a determinar las dimensiones correspondientes de la estructura y obtener los cálculos correspondientes a las cargas mencionadas anteriormente, el cual, solicitarán a la estructura.

Se adoptó una altura entre la malla superior y la malla inferior mediante la siguiente fórmula:

$$h = a/30 \text{ hasta } h = a/45,$$

donde “h” es la altura entre mallas y “a” es el lado menor de la planta de nuestra estructura.

En cuanto al valor de “a”, se tiene un valor de 22,89m, por lo que se obtuvo una altura “h” entre la malla superior y la malla inferior de la estructura de 0,80m.

Respecto al tamaño de los módulos, se tuvo en cuenta la siguiente relación:

$$1,2 \leq L/h \leq 2$$

Se adoptó un valor de  $h = 0,80\text{m}$ , por lo que los módulos obtienen una longitud de  $L = 1,20\text{m}$ , el cual, se encuentra dentro de los 1,2 y 2 de la relación anterior.

Se debe tener en cuenta que al adoptar nuestro valor de longitud de los módulos también podemos tener una cantidad entera de módulos en la estructura, lo cual es necesario corroborar esto para poder adoptar con seguridad la longitud de lado de cada módulo.

La planta tiene un valor de  $a = 22,9\text{m}$ , por lo cual, nos dió un valor de 20 módulos, por lo cual adoptamos el valor final de  $L = 1,20\text{m}$ .

## VIII. ANÁLISIS DE CARGAS

### VIII. 1 CARGAS PERMANENTES (D)

Cuando se determinen las cargas permanentes con propósito de diseño, se deben usar los pesos reales de los materiales y elementos constructivos. En ausencia de información fehaciente, se usarán los valores que se indican en el presente Reglamento.

Las cargas permanentes se obtienen multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso, por los correspondientes pesos unitarios que se indican en las correspondientes tablas.

Se debe tener en cuenta en base al proyecto que la cubierta de la estructura será de policarbonato compacto de alta densidad de 10mm de espesor. En esta primera instancia, se calcula el peso propio de la estructura y por otro lado se va a considerar a la carga que resulta del montaje de los paneles de policarbonato en la estructura como una sobrecarga de montaje especificado por normativa. Después, se realizarán los distintos cálculos para determinar las demás cargas gravitatorias que afectan a nuestra estructura y realizar la necesaria combinación de cargas por norma para diseñar nuestra estructura a esfuerzos últimos.

Para la determinación del peso propio de la estructura, se hizo lo siguiente:

#### - Peso Propio de la Estructura

Se determinó la longitud de “Ld”, que es el valor del largo de las diagonales:

$$Ld = \sqrt{(h)^2 + \frac{(L)^2}{2}} = \sqrt{(0,80m)^2 + \frac{(1,20m)^2}{2}} = 1,17m$$

Este dato es necesario para hacer la verificación de las diagonales de la estructura a las fuerzas aplicadas a las mismas. De manera resumida la longitud de los caños de cordones será de 1,20 metros y las diagonales de 1,17 metros.

Se adoptó una medida de caño sin costuras con dimensiones disponibles en la industria, ya que presentan las características de ser resistentes a la corrosión y desarrollar un buen rendimiento integral (tanto en frío como en caliente). Mediante el uso del software SAP2000, el mismo toma el peso propio de los elementos estructurales, dicho esto lo que se debe determinar es el peso de los elementos el cual los caños de la estructura tienen que soportar.

Por otro lado, este tipo de estructura es sencillo en determinar el tipo y dimensiones de la cañería, pero no así es la resolución del nudo. Estos nudos están diseñados y fabricados por empresas el cual patentaron los modelos y no se encuentra la suficiente información para la resolución del proyecto sin tener que hacer intervenir a estos. Dicho esto, al no tener información y siendo necesario tener en cuenta el peso de los mismos, se tomará al peso de los nudos y los bulones como medio de unión, denominados a estos como accesorios, como un 15% del peso de un módulo. Por lo cual debemos determinar el peso de un módulo teniendo en cuenta que la cañería a utilizar como cordones será un caño con una dimensión de 6,35cm de diámetro y un espesor de 0,4cm, para las diagonales será un diámetro de 5,72cm y un espesor de 0,25cm. El peso por metro será de 57,565 N/m y 33,05 N/m respectivamente.

Al tener 4 diagonales por módulo, entonces se tiene 4,66m y teniendo en cuenta que se necesitan 6 caños que actúen de cordones de nuestra estructura en total, la longitud de caño fue de  $1,2\text{m} \times 6 = 7,20\text{m}$ .

Con el dato obtenido del peso de cañería por metro, se puede decir que cada módulo de nuestra estructura tendrá un peso de 568,83 N. A partir de este cálculo se determina el peso de accesorios por modulo que será de 85,32 N.

Teniendo en cuenta que la dimensión de nuestra cubierta es de 22,9m x 30m, se determinó que la cantidad total de módulos es de 520, esto nos sirvió para determinar el peso total que se tiene de accesorios de toda la estructura, el cual nos dió un valor de 43,37 kN. Con el área total de la cubierta calculado, se determinó que la carga de los accesorios por metro cuadrado es de  $0,06 \text{ kN/m}^2$ .

El peso propio del policarbonato de alta densidad de un espesor de 10mm por tabla es de  $0,12 \text{ kN/m}^2$ . Por lo tanto, al haber sumado todos los valores influyentes de cargas, se llegó a la conclusión de que la carga permanente de la estructura es de  $0,18 \text{ kN/m}^2$ .

## VIII. 2 SOBRECARGA (L)

Para este análisis nos remitimos a la normativa CIRSOC 101, referido la sobrecarga de montaje que debe ser de  $1 \text{ kN/m}^2$ . Para nuestro proyecto no es solamente necesario tener en cuenta esta sobrecarga a la hora de ejecutar dicha obra, sino también, tener en cuenta que se le debe dar un mantenimiento, ya sea por un cambio de los policarbonatos de alta densidad como la propia estructura o a los motores que permiten la apertura de la misma.

## VIII. 3 ANALISIS DE SOBRECARGA DE CUBIERTA (Lr)

Para determinar la sobrecarga de cubierta (Lr) se siguió con las determinaciones según CIRSOC 101/05 cap. 4.9, sea el caso de cubiertas comunes planas, horizontales o con pendiente y curvas, el cual se diseñarán para las sobrecargas especificadas en la siguiente expresión u otras combinaciones de cargas de control fijadas en los reglamentos específicos de cada material, aquélla que produzca las mayores solicitaciones.

Según CIRSOC 101/05 cap. 4.9, se definió con la siguiente fórmula:

$$Lr = 0,96 * R1 * R2$$

Siendo  $0,58 < Lr < 0,96$

Los factores de reducción R1, R2 dependen del área tributaria (At), el cual es:

$$\underline{\underline{At = (22,8\text{m} \times 30\text{m}) = 684 \text{ m}^2}}$$

**R1 = 0,6** siendo  $At = 684 > 56 \text{ m}^2$

Para la R2 se tiene en cuenta F la cual se la determina como la relación entre altura-luz por 32.

$$F = \frac{\text{flecha}}{\text{luz}} * 32 = \frac{(7,32 - 6,54)}{21,2} * 32 = 1,17$$

**R2 = 1** siendo F menor igual a 4

Entonces,  $Lr = 0,96 * 0,6 * 1 = 0,57 \text{ KN/m}^2$

**$Lr = 0,57 \text{ KN/m}^2$  (no cumple condicion inicial)**

Entonces tomamos como valor de  **$Lr = 0,58 \text{ KN/m}^2$**

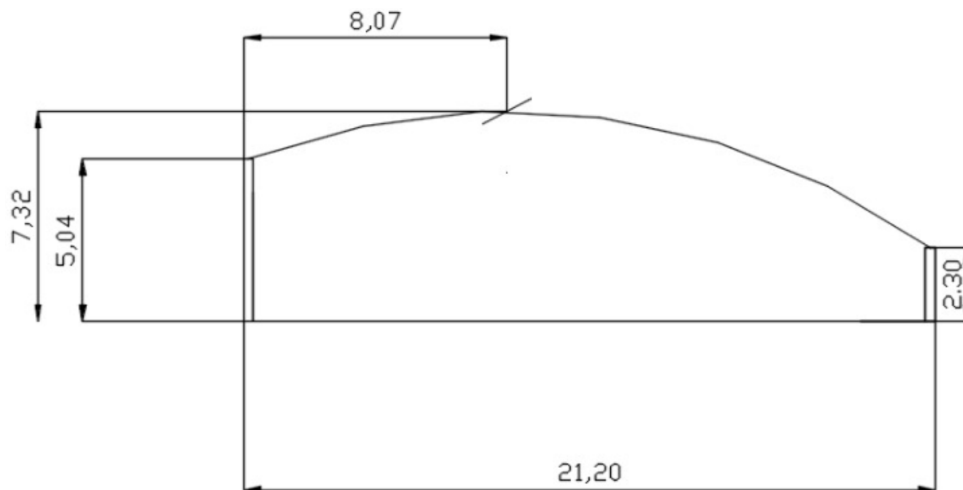
#### VIII. 4 VIENTO (W)

En una estructura se debe tener en cuenta el análisis tanto del viento, como del sismo, sin embargo, se tiene una diferencia entre ambos tipos de cargas en función del material de la estructura, es decir,

- Si la estructura es metálica, la acción del viento será la que va a influir, siendo mucho menor la acción del sismo.
- Si la estructura es de Hormigón Armado, la acción del sismo será la que va a influir, siendo mucho menor la acción del viento.

En lo que conlleva a nuestra estructura, predomina la acción del viento por sobre el sismo, ya que se trata de una estructura metálica por parte de la cubierta, sin embargo, los muros, columnas y vigas son de hormigón armado.

Se inició el análisis de viento para la cubierta, el cual, se muestran las siguientes medidas.



VIII – Fig. N°1: Dimensiones de la cubierta – Vista lateral.

Este reglamento (CIRSOC 102 - Viento) se utiliza para determinar las cargas de viento de diseño para edificios y otras estructuras, incluyendo tanto su sistema principal resistente a la fuerza del viento, como sus elementos componentes y de revestimiento.

Se deben determinar dichas cargas siguiendo alguno de los procedimientos siguientes:

- Método 1: Procedimiento simplificado tal como se especifica en el Cap. 4 del Reglamento, para edificios que reúnen los requisitos allí indicados.
  - \_ Se trata de un edificio con diafragmas simples (un edificio cerrado o parcialmente cerrado en el cual las cargas de viento se transmiten al sistema principal vertical resistente a la fuerza del viento a través de diafragmas de entrepisos y cubierta).
  - \_ La pendiente de la cubierta del edificio es menor a  $10^\circ$ .
  - \_ La altura media de la cubierta  $h$  del edificio es menor o igual a 10 m.
  - \_ El edificio o estructura es de forma regular, como se define en el Cap. 2.
  - \_ El edificio no se encuadra como edificio flexible. (Se trata de una estructura rígida)
  - \_ La estructura del edificio no posee juntas de dilatación o separaciones, y
  - \_ El edificio no está sujeto a los efectos topográficos del reglamento en análisis. (Esto es,  $K_{zt} = 1$ ).
- Método 2: Procedimiento analítico tal como se especifica en el Cap. 5 del reglamento, para edificios y otras estructuras que reúnen los requisitos allí indicados.
  - \_ El edificio u otra estructura es de forma regular, es decir que no contiene irregularidades geométricas espaciales.
  - \_ El edificio u otra estructura no posee características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo.
- Método 3: Procedimiento del Túnel de Viento tal como se especifica en el Cap. 6 del reglamento.

La estructura no cumple con todas las condiciones del método 1, por lo tanto, se verifica si se cumple con las condiciones del método 2, llamado procedimiento analítico, para obtener los esfuerzos solicitantes de viento.

A continuación, se realizó el procedimiento de diseño para el análisis del viento solicitado en la estructura.

### **VIII. 5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO**

En primera instancia, se determinó la velocidad básica del viento ( $V$ ) del mapa de la Figura 1A o de la Tabla 1B y el factor de direccionalidad ( $K_d$ ) de la Tabla 6 del Reglamento CIRSOC 102.

Se adjuntan dichas tablas a continuación para mayor claridad en el proceso de cálculo, teniendo como referencia a la ubicación en Salta Capital:

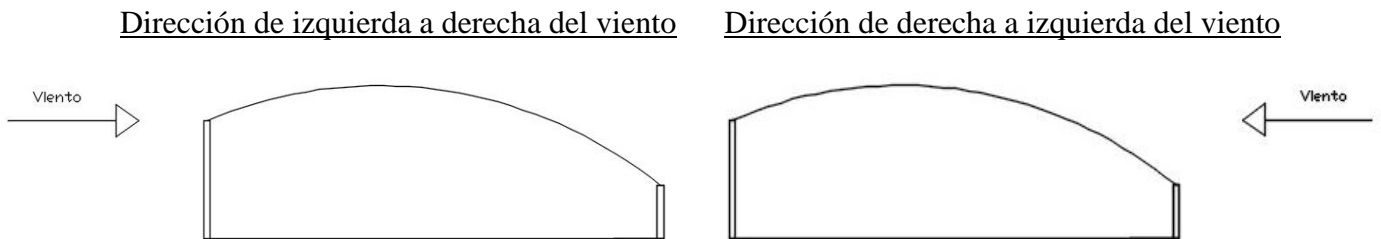
- Figura 1B: Velocidades básicas del viento en ciudades → Vel. = 35 m/seg.
- Tabla 6: Factor de direccionalidad del viento ( $K_d$ ) →  $K_d = 0,85$ .

- Tabla 1: Factor de importancia (I) → Categoría III; I = 1,15.
- Tabla A-1 apéndice A: Clasificamos el edificio → Tipo III.

Debido a que es una estructura que tiende a albergar una gran cantidad de personas.

– Tipo de Exposición C: Referido a terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.

En el cálculo del viento en la estructura, se consideraron sólo dos direcciones de viento por cuestiones de simplicidad, coincidentes en este caso con las direcciones principales de la estructura.



**VIII – Fig. N°2: Dirección del viento en ambos sentidos.**

La presión dinámica se determinó con la siguiente fórmula:

$$qz = 0,613 * kz * kzt * kd * V^2 * I$$

- Kd: factor de direccionalidad del viento
- Kz: coeficiente de exposición para la presión dinámica
- Kzt: factor topográfico
- V: Velocidad básica del viento
- I: factor de Importancia

El coeficiente de exposición (kz) se lo obtuvo de tabla 5 a través de fórmulas.

Según tabla 4 y el tipo de exposición, se obtuvieron los siguientes valores:

Exposición	$\alpha$	$Z_g$ (m)	$\hat{a}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	c	$\ell$ (m)	$\bar{\varepsilon}$	$Z_{min}$ (m)
A	5,0	457	1/5	0,64	1/3,0	0,30	0,45	55	1/2,0	18,3
B	7,0	366	1/7	0,84	1/4,0	0,45	0,30	98	1/3,0	9,2
C	9,5	274	1/9,5	1,00	1/6,5	0,65	0,20	152	1/5,0	4,6
D	11,5	213	1/11,5	1,07	1/9,0	0,80	0,15	198	1/8,0	2,1

**VIII – TABLA N°1: Exposición – Coeficientes.**

La estructura al ser rígida, se tomó el factor de ráfaga:  **$G = 0,85$**

Para encontrar los valores de  $C_p$ , dependiendo de la relación flecha/luz, se calculó:

$$\frac{\text{flecha}}{\text{luz}} = \frac{(7,32 - 5,04)}{21,2} = \mathbf{0,10}$$

El valor de  $GC_{pi}$  según Tabla 7, se lo consideró como un edificio parcialmente cerrado, debido a las aberturas en la cubierta para evitar el efecto invernadero en épocas de calor.  **$GC_{pi} = \pm 0,55$**

#### Análisis del viento en la dirección de Izquierda a Derecha

Para determinar el análisis del viento en la dirección de izquierda a derecha, se realizó el siguiente análisis:

- Para  $5m < z < Z_g$ ;

$$kz = 2,01 * (z/Z_g)^{2/\alpha}; \quad kz = 2,01 * (7,32/274)^{2/9,5} = \mathbf{0,94}$$

$$: \quad kz = 2,01 * (6,54/274)^{2/9,5} = \mathbf{0,92}$$

- Para  $z < 5m$

$$kz = 2,01 * (5/Z_g)^{2/\alpha}; \quad kz = 2,01 * (5/274)^{2/9,5} = \mathbf{0,865}$$

$$; \quad kz = 2,01 * (0/274)^{2/9,5} = \mathbf{0,865}$$

Con todos los valores calculados y obtenidos, se procedió a calcular  $Q_z$ .

En la siguiente tabla se tiene los valores de  $q_z$  con los diferentes valores de  $k_z$ , dependiendo de la altura de la estructura.

Z (m)	Kz	Qz [N/m2]
0	0,865	634,94
5,00	0,865	634,94
6,54	0,916	672,05
7,32	0,94	690

VIII – TABLA N°2: Valores de coeficientes (Z, Kz, Qz).

Al tener que realizar el análisis en las dos direcciones mencionadas anteriormente, se calculó, para ambos casos, la presión neta interna, tanto positiva como negativa.

Para edificios rígidos de todas las alturas, las presiones de diseño se las obtiene de las siguientes formulas.

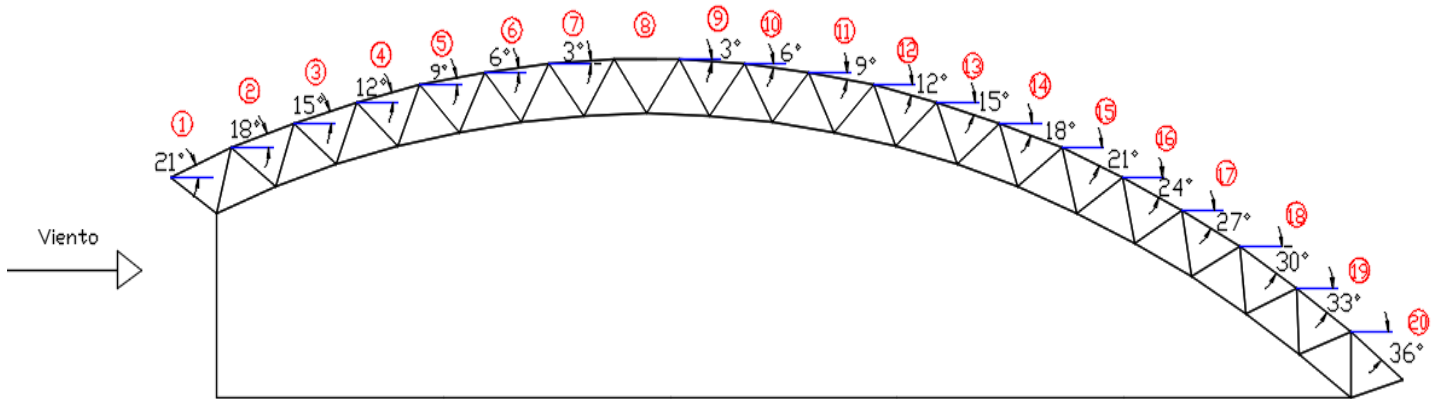
$$P = q G C_p - q_i (G C_{pi})$$

Para determinar los valores de las presiones netas internas, tanto positiva como negativa, se determinaron los tramos y ángulos correspondientes de la cubierta, considerando si se trata de Barlovento o Sotavento.

En sentido de izquierda a derecha - Sección Transversal				
Tramo	Angulo	Cp	Qz*GCp - Qz*(+Gcpi)	Qz*GCp - Qz*(-Gcpi)
1	21	-0,28	-0,544	0,215
2	18	-0,38	-0,602	0,157
3	15	-0,5	-0,673	0,086
4	12	-0,62	-0,743	0,016
5	9	-0,7	-0,790	-0,031
6	6	-0,7	-0,790	-0,031
7	3	-0,7	-0,790	-0,031
8	0	-0,7	-0,790	-0,031
9	3	-0,3	-0,555	0,204
10	6	-0,3	-0,555	0,204
11	9	-0,3	-0,555	0,204
12	12	-0,42	-0,626	0,133
13	15	-0,5	-0,673	0,086
14	18	-0,55	-0,702	0,057
15	21	-0,6	-0,731	0,028
16	24	-0,6	-0,731	0,028
17	27	-0,6	-0,731	0,028
18	30	-0,6	-0,731	0,028
19	33	-0,6	-0,731	0,028
20	36	-0,6	-0,731	0,028
			kN/m <sup>2</sup>	

Barlovento	
Sotavento	

VIII – TABLA N°3: Presiones Internas de izquierda a derecha.



**VIII\_– Fig. N°3: Valores de ángulos de los módulos - Sentido de izquierda a derecha**

Análisis del viento en la dirección de Derecha a Izquierda

Para determinar el análisis del viento en la dirección de derecha a izquierda, se realizó el siguiente análisis:

- Para  $5m < z < Zg$  ;

$$kz = 2,01 * (z/Zg)^{2/\alpha} ; kz = 2,01 * (7,32/274)^{2/9,5} = \mathbf{0,94}$$

- Para  $z < 5m$

$$kz = 2,01 * (5/Zg)^{2/\alpha} ; kz = 2,01 * (2,30/274)^{2/9,5} = \mathbf{0,865}$$

$$; kz = 2,01 * (0/274)^{2/9,5} = \mathbf{0,865}$$

Con todos los valores calculados y obtenidos, se procedió a calcular Qz.

En la siguiente tabla se calcularon los valores de qz con los diferentes valores de kz, dependiendo de la altura de nuestra estructura.

Z (m)	Kz	Qz [N/m2]
0	0,865	634,93
2,30	0,865	634,93
7,32	0,940	690,00

**VIII – TABLA N°4: Valores de qz calculados.**

Al tener que realizar el análisis en las dos direcciones mencionadas anteriormente, se calculó para ambos casos, la presión neta interna, tanto positiva como negativa.

Para edificios rígidos de todas las alturas, las presiones de diseño se las obtuvo de las siguientes formulas.

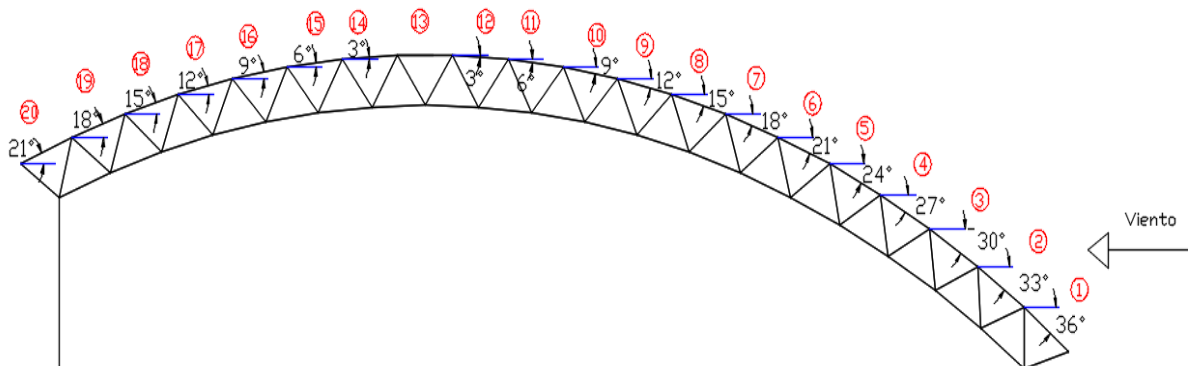
$$P = q GCp - qi (G Cpi)$$

Para la determinación de los valores de las presiones netas internas, tanto positiva como negativa, se determinaron los tramos y ángulos correspondientes de la cubierta, considerando si se trata de Barlovento o Sotavento.

En sentido de derecha a izquierda - Seccion Transversal				
Tramo	Angulo	Cp	Qz*GCp - Qz*(+Gcpi)	Qz*GCp - Qz*(-Gcpi)
1	36	0,4	-0,145	0,614
2	33	0,36	-0,168	0,591
3	30	-0,2	-0,497	0,262
4	27	-0,2	-0,497	0,262
5	24	-0,22	-0,509	0,250
6	21	-0,28	-0,544	0,215
7	18	-0,38	-0,602	0,157
8	15	-0,5	-0,673	0,086
9	12	-0,62	-0,743	0,016
10	9	-0,7	-0,790	-0,031
11	6	-0,7	-0,790	-0,031
12	3	-0,7	-0,790	-0,031
13	0	-0,7	-0,790	-0,031
14	3	-0,3	-0,555	0,204
15	6	-0,3	-0,555	0,204
16	9	-0,3	-0,555	0,204
17	12	-0,42	-0,626	0,133
18	15	-0,5	-0,673	0,086
19	18	-0,55	-0,702	0,057
20	21	-0,6	-0,731	0,028
			kN/m <sup>2</sup>	

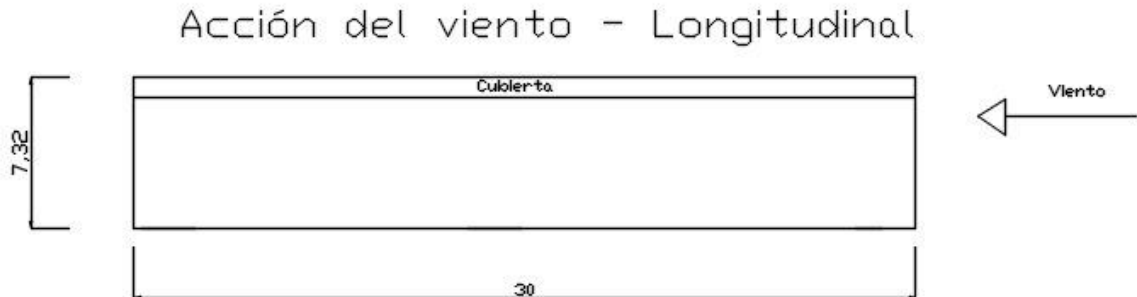
Barlovento	
Sotavento	

VIII – TABLA N°5: Presiones Internas de izquierda a derecha.



VIII – Fig. N°4: Valores de ángulos de los módulos - Sentido de izquierda a derecha

Por último, con respecto al análisis del viento, se realizó el análisis en la dirección paralela a la cumbrera, es decir, en dirección longitudinal a la estructura. Se realizó un solo análisis considerando este sentido, ya que la acción del viento sea de derecha a izquierda o de izquierda a derecha, tendrá la misma acción actuando sobre la estructura.



**VIII – Fig. N°5: Acción del viento – Sentido Longitudinal.**

En este caso, se tiene el viento paralelo a la cumbrera, por ende, se tiene lo siguiente:

- $L = 30\text{m}$
- $h_{\text{media}} = (7,32 + 5,04) / 2 = 6,18\text{m}$

Entonces se obtuvo la siguiente relación:  $h/L = 0,20$ .

Se trabajó considerando la siguiente figura.

**Coefficientes de presión para cubiertas,  $C_p$ , para usar con  $q_h$**

Dirección del viento	Barlovento									Sotavento		
	Ángulo $\theta$ en grados										Ángulo $\theta$ en grados	
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\#$	10	15	$\geq 20$
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 0,0*	-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					
		0 a h/2				-0,9	** El valor puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue:					
		h/2 a h				-0,9						
		h a 2h				-0,5						
$\geq 1,0$	0 a h/2				-1,3**	Área ( $\text{m}^2$ )		Factor de reducción				
						$\leq 10$		1,0				
	> h/2				-0,7	25		0,9				
						$\geq 100$		0,8				

**VIII – TABLA N°6: Coeficientes de presión para cubiertas.**

Se obtuvo la siguiente tabla, el cual, representa la presión de diseño para viento en dirección Z.

Distancia borde	Cp
0m a 6,18m	-0,9
6,18m a 12,36m	-0,5
Mayor/igual 12,36m	-0,3

**VIII – TABLA N°7: Valores de Cp.**

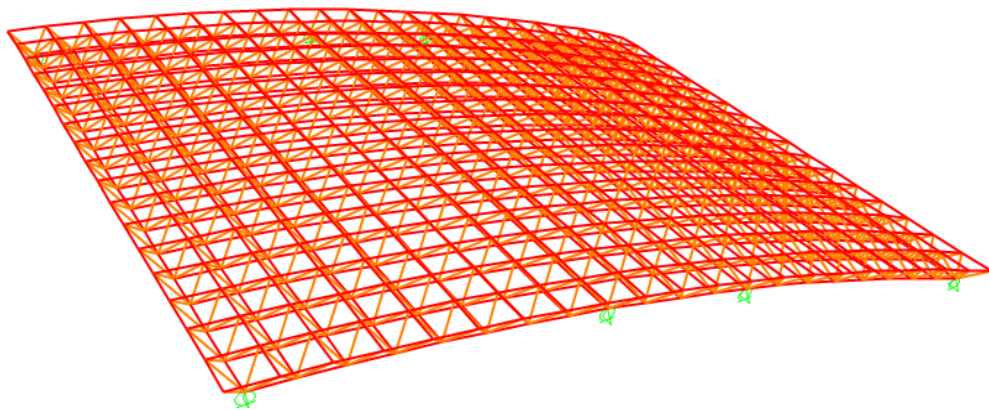
Distancia Horizontal desde borde a barlovento	Cp	$Q_z * G C_p - Q_z * (+G_{cpi})$	$Q_z * G C_p - Q_z * (+G_{cpi})$
(0 - 5,66)m	-0,9	-0,907	-0,148
(5,66 - 11,32)m	-0,5	-0,673	0,086
Mayor/igual 11,32m	-0,3	-0,555	0,204
kN/m <sup>2</sup>			

**VIII – TABLA N°8: Valores de la cubierta solicitada por el viento.**

## IX. CALCULO – ESTEREO-ESTRUCTURA

Además de las cargas ya analizadas, se debe tener en cuenta que se planteó para el proyecto que la cubierta tenga aberturas para el cual se brinde ventilación del recinto, por lo cual se diseña un “carrito” el cual será diseñado también como una estructura espacial, es decir una estereoestructura, que se desliza sobre rieles en sus extremos controlados por un motor y una serie de poleas y cables para que cumplan la función de apertura y cierre.

Los mismos tendrán una dimensión de 4,8m de ancho y 6 metros de largo, con 4 ruedas en cada extremo longitudinal. Cabe mencionar que los mismos poseen la misma curvatura que la estructura de la cubierta, por lo cual es posible la apertura y cierre por desplazamiento. En la siguiente imagen se puede observar lo antes dicho.



**IX – Fig. N°1: Cubierta en 3D.**

Los caños de esta estructura, tanto los cordones como las diagonales, tienen una dimensión de 2,54cm de diámetro con un espesor de 0,25cm. Las cargas que se aplican a la misma son las ya analizadas, teniendo en cuenta las dos posiciones en las que van a trabajar, abierta o cerrada, esto tiene relevancia en correspondencia con el análisis de viento ya que en la posición que se encuentren van a recibir diferentes cargas.

Las reacciones de fuerzas, que serán las fuerzas que reciben las ruedas, serán transmitidas a partir de los rieles a la estructura, por lo cual es necesario diseñar primero estas estructuras para poder aplicar estas mismas a la estructura principal. La verificación de las secciones a las diferentes fuerzas que se aplican a las mismas, se demuestra más adelante.

Al haberse hecho esta aclaración, cabe recalcar que la forma de determinar las fuerzas en la situación más desfavorable que pueda recibir los elementos estructurales, se hará en dos etapas el cual, consta que la cubierta de la pileta de encuentre totalmente cerrada y por otro lado este abierta.

A partir del software mencionado, se obtuvo los siguientes valores de solicitaciones a partir de la envolvente de todas las combinaciones posibles de cargas, para una comprensión más rápida se mostrará de manera resumida en el siguiente cuadro:

	N-Compresion	T-Traccion	V-Corte	M-Momento
CORDONES	124,65 kN	56,75 kN	1,27 kN	0,255 kNm
DIAGONALES	36,7 kN	32,84 kN	0,95 kN	0,13 kNm
CARRITO	19,12 kN	15,5 kN	0 kN	0 kNm

**IX – TABLA N°1: Esfuerzos Característicos**

### **IX. 1 VERIFICACIÓN DE SECCIÓN**

Se desarrolla la verificación de sección de los caños de la estereoestructura, el cual se detalla cumplimentando con la normativa vigente. Cabe aclarar que se demuestra el cálculo para los caños denominados cordones, para los demás caños se desarrolla el mismo análisis y verificación. Tratándose de tubos de acero sin costura, las verificaciones se desarrollan en concordancia con la normativa CIRSOC 302. Las características mecánicas de los tubos serán la de aquellos denominados tubos grados III, con un límite de fluencia mínimo,  $F_y$  de 290 MPa, y la resistencia a la tracción mínima,  $F_u$ , de 400 MPa. Además de que tienen las siguientes propiedades del acero:

- Módulo de elasticidad longitudinal:  $E = 200000$  MPa
- Módulo de elasticidad transversal:  $G = 77200$  MPa
- Coeficiente de Poisson en periodo elástico:  $\mu = 0,30$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha_a = 12 \cdot 10^{-6}$  cm/cm°C
- Modulo específico:  $\gamma_a = 77,3$  kN/m<sup>2</sup>

### **IX. 2 ANÁLISIS A COMPRESIÓN**

Al trabajar con tubos de acero sin costura nos remitimos a cumplir con la normativa CIRSOC 302, que para este caso en donde hacemos una verificación a compresión de nuestro elemento debemos observar el capítulo 2 para verificar esbelteces y el capítulo 4 para la compresión.

Se tiene en cuenta un caño estructural de diámetro de 63,5mm y un espesor de 4mm, donde observamos por tabla sus características:

D	t	p	Ag	g	I	S	r	Z	J	C
[mm]	[mm]	[m <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>2</sup> ]	[Kg/m]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]
50.8	0.90	0.16	1.41	1.11	4.39	1.73	1.76	2.24	8.79	3.52
	1.25	0.16	1.95	1.53	5.98	2.35	1.75	3.07	11.95	4.82
	1.60	0.16	2.47	1.94	7.49	2.95	1.74	3.88	14.98	6.08
	2.00	0.16	3.07	2.41	9.14	3.60	1.73	4.77	18.29	7.48
	2.50	0.16	3.79	2.98	11.09	4.37	1.71	5.84	22.18	9.16
	3.20	0.16	4.79	3.76	13.61	5.36	1.69	7.26	27.23	10.72
57.15	0.90	0.18	1.59	1.25	6.29	2.20	1.99	2.85	12.58	4.47
	1.25	0.18	2.20	1.72	8.58	3.00	1.98	3.91	17.16	6.13
	1.60	0.18	2.79	2.19	10.78	3.77	1.96	4.94	21.56	7.75
	2.00	0.18	3.47	2.72	13.19	4.62	1.95	6.09	26.38	9.55
	2.50	0.18	4.29	3.37	16.06	5.62	1.93	7.47	32.11	11.72
	3.20	0.18	5.42	4.26	19.80	6.93	1.91	9.33	39.60	13.86
63.5	1.25	0.20	2.44	1.92	11.85	3.73	2.20	4.85	23.69	7.60
	1.60	0.20	3.11	2.44	14.91	4.70	2.19	6.13	29.82	9.63
	2.00	0.20	3.86	3.03	18.29	5.76	2.18	7.57	36.58	11.88
	2.50	0.20	4.79	3.76	22.32	7.03	2.16	9.31	44.64	14.60
	3.20	0.20	6.06	4.76	27.63	8.70	2.13	11.65	55.26	17.40
	4.00	0.20	7.48	5.87	33.24	10.47	2.11	14.19	66.47	20.94

**IX – TABLA N°2: Características de Caños estructurales según diámetro.**

### IX.3 PANDEO PLÁSTICO

Determinamos la relación de esbeltez de la pared del tubo  $\lambda$  de la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{63,5 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} = 15,88$$

En donde D es el diámetro exterior del tubo y t el espesor de la pared del tubo.

Por norma debe verificar que la relación de esbeltez de la pared del tubo sea menor a  $0,45 * \frac{E}{F_y}$ .

$$0,45 * \frac{200000 \text{ MPa}}{290 \text{ MPa}} = 310,34 \quad \underline{\text{VERIFICA}}$$

Por otra parte, la esbeltez de nuestro tubo debe ser menor a 200 según especifica el reglamento, de la siguiente forma:

$$\frac{k * L}{r} < 200$$

$$\frac{1 * 120 \text{ cm}}{2,11 \text{ cm}} = 56,87 \quad \underline{\text{VERIFICA}}$$

Determinamos si nuestro tubo será compacto si la relación de esbeltez de la pared del mismo es menor a  $\lambda_r$  que es la relación ancho-espesor límite para elemento compacto. De Tabla 2.2.1., de la normativa específica que no es aplicable en el caso de compresión axil, que es nuestro caso, directamente se procede a determinar la esbeltez límite  $\lambda_r$  de la siguiente manera.

$$\lambda_r = 0,114 \frac{E}{F_y} = 0,114 \frac{200000 \text{ MPa}}{290 \text{ MPa}} = 78,62$$

Por lo cual la relación de esbeltez de la pared del tubo es menor a la esbeltez límite y podemos determinar el factor de reducción Q, que para nuestro caso tendrá un valor igual a 1.

Calculamos la resistencia de diseño para pandeo flexional de nuestra barra axialmente comprimida de la siguiente expresión:

$$\phi_c P_n$$

Siendo:

$\phi_c = 0,85$  por ser tubos sin costuras

$P_n = F_{cr} A_g (10)^{-1}$  la resistencia nominal a pandeo flexional, en kN

$F_{cr}$  es la tensión crítica, en MPa.

Teniendo en cuenta que el factor Q es igual a 1, por normativa para:  $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1,5$

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \cdot 120 \text{ cm}}{\pi \cdot 2,11 \text{ cm}} \sqrt{\frac{290 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 0,69 < 1,5$$

$$F_{cr} = Q (0,658^{Q \lambda_c^2}) F_y$$

$$F_{cr} = 0,658^{0,69^2} * 290 \text{ MPa} = 237,69 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} * A_g * 10^{-1} = 237,69 \text{ MPa} * 7,48 \text{ cm}^2 * 10^{-1} = 177,79 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 151,13 \text{ kN} > 124,65 \text{ kN} \quad \underline{\text{VERIFICA}}$$

El tubo a elección es el correcto para el proyecto según el análisis de compresión.

#### IX. 4 ELEMENTOS FLEXIONADOS

Para este punto la resistencia de diseño a flexión de un tubo será:

$$\phi_b M_n$$

Siendo:

$\phi_b = 0,9$  para tubos circulares sin costura

$M_n$  la resistencia nominal a la flexión, en kNm.

La resistencia nominal a la flexión  $M_n$ , será el menor valor obtenido para los siguientes estados límites:

- Plastificación
- Pandeo lateral-torsional
- Pandeo local

El límite de pandeo lateral-torsional solamente es aplicable a tubos rectangulares no cuadrados sometidos a flexión alrededor del eje principal de mayor momento de inercia, por lo cual no estudiamos este comportamiento para nuestra estructura y solo analizamos los otros dos límites.

### IX. 5 ESTADO LIMITE DE PLASTIFICACIÓN

La resistencia nominal a flexión para el estado límite de plastificación será:

$$M_n = M_p = F_y * Z * 10^{-3} < 1,5 M_y$$

Siendo:

$M_p$  el momento plástico, en kNm.

$M_y$  el momento elástico: momento para el cual alcanza la fluencia la fibra más alejada del eje neutro =  $S F_y (10)^{-3}$ , en kNm.  $S$  el módulo elástico de la sección transversal con respecto al eje de flexión, en  $cm^3$ .

$Z$  el módulo plástico de la sección transversal con respecto al eje de flexión, en  $cm^3$ .

$F_y$  la tensión de fluencia del tubo de 290 MPa.

Determinamos:

$$M_y = S * F_y * 10^{-3} \text{ donde } S = 10,47 \text{ cm}^3$$

$$M_y = 3,04 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_p = F_y * Z * 10^{-3} \text{ donde } Z = 14,19 \text{ cm}^3$$

$$M_n = M_p = 4,12 \text{ kNm}$$

El momento plástico verifica que es menor al momento elástico incrementado un 50 %.

### IX. 6 ESTADO LIMITE DE PANDEO LOCAL

La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , para el estado límite de pandeo local será:

Teniendo en cuenta que  $\lambda = 14$  del tubo considerado, debemos calcular  $\lambda_p$  por Tabla 2.2.1., de la norma CIRSOC 302 pero para el caso de flexión de la siguiente manera:

$$\lambda_p = 0,071 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_p = 48,97$$

Por lo cual al ser menor  $\lambda$  con respecto a  $\lambda_p$  entonces:

$$M_n = M_p = F_y * Z * 10^{-3} < 1,5 M_y$$

Se puede observar que es el mismo calculo analizado para el límite de plastificación procedemos a determinar que el momento nominal tendrá un valor de 4,15 kNm.

La resistencia de diseño a flexión del tubo será:

$$\phi M_n = 3,70 \text{ kNm} > 0,255 \text{ kNm} \text{ siendo mayor a nuestro momento requerido.}$$

Estudiado la resistencia a flexión del tubo de acero considerado concluimos que verifica para el esfuerzo al que está sometido.

### IX. 7 VERIFICACIÓN AL CORTE DE LOS TUBOS DE CORDÓN

La resistencia de diseño al corte a corte del tubo no rigidizado será:

$$\phi_v V_n$$

Siendo:

$\phi_v = 0,9$  para tubos circulares sin costura

$V_n$  la resistencia nominal al corte, en kN.

La resistencia nominal al corte  $V_n$  se determinará de la siguiente manera, teniendo en cuenta la longitud del tubo y el diámetro exterior del mismo y el espesor de pared, para lo cual sí:

$$\frac{L}{D} \leq \frac{3,2 \left(\frac{E}{F_y}\right)^2}{\left(\frac{D}{t}\right)^{2,5}}$$

En donde la relación de la longitud y el diámetro exterior es de 18,9.

$$\frac{3,2 \left(\frac{E}{F_y}\right)^2}{\left(\frac{D}{t}\right)^{2,5}} = \frac{3,2 \left(\frac{200000MPa}{290MPa}\right)^2}{\left(\frac{63,5mm}{4mm}\right)^{2,5}} = 1515,76 \geq 18,9$$

Por lo tanto:

$$V_n = 0,3 * F_y * A_g * 10^{-3} = 65,08 \text{ kN}$$

La resistencia de diseño a corte del tubo es:

$$\phi V_n = 58,57 \text{ kN} > 1,27 \text{ kN} \text{ siendo mayor al corte requerido.}$$

Estudiado la resistencia a corte del tubo de acero considerado concluimos que verifica para el esfuerzo al que está sometido.

### IX. 8 UNIÓN

Para la unión entre los elementos estructurales y los nudos se van a emplear bulones de cabeza hexagonal con arandelas y tuercas. Los bulones a utilizar serán del tipo ASTM A490 que cumplen con la norma IRAM 5455, son de acero aleado (cromo-níquel, cromo-níquel-molibdeno) tratado térmicamente, de allí se los denomina bulones de alta resistencia. Las características mecánicas de los mismos será la siguiente:

- Resistencia a la tracción mínimo:  $F_u \geq 1035 \text{ MPa}$
- Límite de fluencia mínimo:  $F_y \geq 800 \text{ a } 900 \text{ MPa}$  según el diámetro.

La unión será del tipo aplastamiento, el cual se proyectan para trabajar por corte del bulón y aplastamiento de la chapa. Por medio de la normativa CIRSOC 301-EL, en la sección J.3.1., define el tipo de ajuste para los bulones de alta resistencia, el cual para este proyecto será

la de condición de ajuste sin juego (o ajuste simple). Este ajuste permite que los elementos que se unen queden en contacto firme. Se define como el ajuste obtenido por unos cuantos golpes con una llave de impacto o con el máximo esfuerzo de un operario con una llave de tuerca ordinaria. Este ajuste se permite para uniones tipo aplastamiento sometidas a corte donde el deslizamiento (dentro de las tolerancias del agujero) es permitido, en uniones donde no exista posibilidad de aflojamiento por cargas que producen vibraciones, entre otras posibilidades.

El primer análisis que se habrá de hacer es a la resistencia al corte. La resistencia nominal  $R_n$  para un bulón será la resistencia a rotura por corte  $F_{vu}$  multiplicada por el área del vástago  $A_b$  y por el número de secciones de corte  $m$  que tenga el bulón según el tipo de junta. Esto antes descrito es en el caso cuando la rosca está excluida de los planos de corte, se tiene lo siguiente:

$$R_d = \phi R_n = 0,75 (0,50 F_u) \cdot m \cdot A_b \cdot (10^{-1}) = 0,75 m \cdot F_v \cdot A_b \cdot (10^{-1})$$

$F_v = 0,50 F_u$  es una tensión nominal de rotura por corte, al tenerse en cuenta las características mecánicas del tipo de bulón elegido,  $F_v = 517,5$  MPa. Por otro lado, se tiene una sección de corte por lo cual la expresión  $m$  toma el valor de 1.

$$R_d = 0,75 \cdot 517,5 \text{ MPa} \cdot 1 \cdot 1,98 \text{ cm}^2 \cdot (10^{-1}) = 76,77 \text{ kN} < 124,65 \text{ kN}$$

La sección del bulón a elección es de 5/8”, el cual se observa que no verifica a la fuerza aplicada, por lo cual se toma la decisión de utilizar dos bulones de la misma sección.

$$R_d = 0,75 \cdot 517,5 \text{ MPa} \cdot 1 \cdot 1,98 \text{ cm}^2 \cdot (10^{-1}) \cdot 2 = 153,55 \text{ kN} < 124,65 \text{ kN} \text{ VERIFICA}$$

Verifica la elección de uso de dos bulones para esta unión. Para esta sección de bulón los agujeros que se deben hacer en la chapa del nudo y en los tubos sin costura será de 11/16”. Estos agujeros se los define como normales. La separación de los mismos en la misma dirección de la fuerza será determinada en base a la sección J.3.3., del reglamento que, para agujeros normales, entre centro de agujeros será de tres veces el diámetro nominal del bulón, por lo tanto,  $s = 4,76$ cm.

El segundo análisis es la resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros, el cual es determinada por la deformación de la chapa en el agujero o por la rotura del bloque de corte de la chapa sobre la que apoya el bulón produciéndose un desgarramiento de la chapa. La resistencia nominal  $R_n$  para el bulón es el menor valor entre las resistencias por rotura del bloque de corte y por la deformación de la chapa contra el agujero. Cuando esta última controla el cálculo, se puede obtener resistencias superiores incrementando el espesor o incrementando las distancias entre los centros de agujeros o las distancias al borde.

Para este análisis se debe estudiar con respecto a los agujeros de los caños como así también el de los nudos.

Cuando la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio no es una consideración del proyecto, es decir la deformación está permitida, se tomará lo siguiente:

$$R_n = 1,5 L_c \cdot t \cdot F_u \cdot (10^{-1}) \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot (10^{-1})$$

$F_u =$  Resistencia a la tracción mínima especificada de la chapa (MPa).

$d$  = diámetro del bulón (cm).

$t$  = espesor de la parte conectada crítica (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 (cm).

Al tenerse en cuenta que la distancia del borde del agujero y el borde de material es de 2 cm, esto se tiene en cuenta que por Tabla J.3-4 del reglamento CIRSOC 301 en donde nos da la distancia mínima al borde desde el centro del agujero, en el cual para el diámetro nominal del bulón esto nos da de 2,8cm y a su vez al restar este valor por el radio del bulón tenemos el valor de  $L_c$ . El espesor de la parte conectada crítica será de 0,8cm para los caños y de 0,6cm para la chapa de nudos. La resistencia a la tracción mínima especificada de la chapa de los nudos consideramos que es de 400 MPa, como se dijo con anterioridad todo referido a ellos será en base a una suposición por falta de información de los fabricantes que guardan estos aspectos mecánicos y de diseño por patentamiento de los mismos.

Reemplazando los valores de las variables en la expresión obtenemos:

$$R_n = 96,31 \text{ kN} \leq 152,35 \text{ kN} \text{ para los caños.}$$

$$R_n = 72,23 \text{ kN} \leq 114,26 \text{ kN} \text{ para los nudos.}$$

La resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros dado por el reglamento en la sección J.3.10., es:

$$R_d = R_n \text{ con } \phi = 0,75$$

Para la unión, la resistencia al aplastamiento de la chapa será tomada como la suma de las resistencias al aplastamiento de la chapa en todos los agujeros de los bulones que pertenecen a la unión, en donde para la unión se utiliza dos bulones. Dicho esto:

$$R_d = 144,47 \text{ kN} \leq 56,75 \text{ kN} \text{ para los caños.}$$

$$R_d = 108,35 \text{ kN} \leq 56,75 \text{ kN} \text{ para los nudos.}$$

Habiendo así verificado la unión de caños y nudos para las fuerzas aplicadas a los mismos.

## IX. 9 VERIFICACION A LA TRACCION EN EL CORDÓN

En el caso de la resistencia de diseño de barras traccionadas,  $\phi t P_n$ , será el menor valor obtenido de la consideración de los estados límites de:

- a) Fluencia en la sección bruta,
- b) Rotura en la sección neta.

Para la fluencia en la sección bruta:

$\phi t = 0,90$  para tubos sin costura y para tubos circulares (CHS) con costura.

$$P_n = F_y * A_g * 10^{-1} = 216,92 \text{ kN}$$

$\phi P_n = 195,23 \text{ kN} > 56,75 \text{ kN}$  siendo mayor a la tracción requerida.

Para la rotura en la sección neta, como primer paso es determinar el área neta, a partir del reglamento CIRSOC 302 capítulo 2-9, con la expresión 2.1.8:

$$A_e = U A_n$$

$A_e$  es el área neta efectiva de la chapa, en  $cm^2$ .

$A_n$  el área neta de la chapa, en  $cm^2$ .

U se determinara de la siguiente forma:

- Al colocar arandelas bajo la cabeza del bulón y bajo la tuerca:

$$U = 0,1 + 3 n_1 (d / b_p) \leq 1$$

Siendo:

$n_1$  el número de agujeros en la línea perpendicular a la fuerza.

d el diámetro nominal del bulón, en cm.

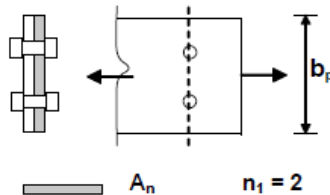
$b_p$  el ancho de la chapa medido en dirección perpendicular a la fuerza, en cm.

$$U = 0,1 + 3 * 1 * (1,59cm / 6,35cm) \leq 1$$

$$U = 0,85 \leq 1$$

$$A_n = 6,35cm * 0,4cm = 2,54 cm^2$$

Por lo tanto,  $A_e$  tendrá un valor de  $2,16 cm^2$ .



**IX – Fig. N°2: Idealización de la unión chapa y bulón.**

A partir de ello determinamos la rotura en la sección neta:

$\phi_t = 0,75$  para tubos sin costura y para tubos circulares (CHS) con costura

$$P_n = F_u * A_e * 10^{-1} = 86,34 \text{ kN}$$

$\phi P_n = 64,75 \text{ kN} > 56,75 \text{ kN}$  siendo mayor a la tracción requerida.

Así se da por finalizado la verificación de la sección de los caños de cordones de la estructura frente a las diferentes consideraciones de fuerzas aplicados a los mismos y con respecto a las uniones de los mismos con los nudos.

Con respecto a los demás caños, tanto diagonales de la estructura como así también cordones y diagonales de la estructura del “carrito”, se efectuarán las mismas verificaciones

dándose el cumplimiento por normativa. Se presenta en el siguiente cuadro las secciones finales de los mismos como así también la referencia de bulones que se utilizaran para la unión, tanto en su cantidad para cada caño como la sección, y en referencia del espesor de la chapa del nudo.

ELEMENTO	DIAMETRO (cm)	ESPEJOR (cm)	ESPEJOR CHAPA DE NUDO(cm)	DIAMETRO BULON (pulg.)	CANTIDAD DE BULON	DIAMETRO DE AGUJEROS (pulg.)
CORDONES	6,35	0,4	0,6	5/8"	2	11/16"
DIAGONALES	5,72	0,25	0,6	1/2"	1	9/16"
CORDONES Y DIAGONALES (*)	2,54	0,25	0,4	7/16"	1	1/2"

**IX – TABLA N°3: Dimensiones de los Elementos considerados.**

## X. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

El diseño de cada elemento de hormigón armado se hará respetando el reglamento CIRSOC 201-2005, como así también el cálculo y detallado de los mismos.

Las vigas de hormigón simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tensión en flexión (módulo de rotura) es una pequeña fracción de la resistencia a compresión. En consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de compresión. Esta razón se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión. En una viga de hormigón armado, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el hormigón usualmente es capaz de resistir solo la compresión correspondiente. Esta acción conjunta de los dos materiales se garantiza si se impide su deslizamiento relativo, lo que logra mediante la utilización de barras corrugadas con su alta resistencia por adherencia en la interfase acero-hormigón y, si es necesario, mediante anclajes especiales en los extremos de las barras.

Los aceros antes mencionados que se emplean para este tipo de estructuras son aquellas que tienen la designación ADN 420, el cual responden a las normas IRAM-IAS U 500-528, donde estas tienen una conformación superficial nervurada que permiten la adherencia por interface de acero hormigón. La tensión característica a la fluencia  $f_y$  de las barras es 420 MPa y la resistencia característica a tracción es de 500 MPa.

Primera especificación que se tendrá en cuenta para el diseño, es determinar el tipo de exposición, el cual se hace mediante las tablas que proporciona la normativa. Esta clase de exposición se define en función de la humedad relativa, la temperatura media, la precipitación anual y el tipo de ataque que sufrirá el hormigón: corrosión por carbonatación, por cloruros, ataque químico y por congelación y deshielo. En estas tablas se especifica los tipos de ambientes, el cual se permitirá tomar medidas preventivas de protección. Se deberá tener en cuenta la Tabla 2.1. del reglamento, donde el tipo de exposición adecuado para la zona de construcción y los diferentes elementos de hormigón de la estructura, será A 2 como clasificación. En base a esta exposición la armadura de los elementos estructurales de hormigón tendrá un deterioro de corrosión por carbonatación, debido a que se tendrán elementos exteriores expuestos a lluvias y también enterrados en suelos húmedos, o bien elementos interiores expuestos a condensaciones por la propia humedad que contendrá el recinto producido por la aclimatación de la piscina deportiva.

Por requisitos de durabilidad a cumplir por el hormigón, en función del tipo de exposición de la estructura, se deberá tener en cuenta la Tabla 2.5. Para la exposición A 2 se deberá cumplir que para el hormigón armado la razón de agua/cemento será de 0,50. Para el  $f'_c$  min será de 21 MPa para el tipo de exposición. A partir de los requisitos antes expuestos con respecto a la durabilidad a cumplir por el hormigón, se deberá utilizar un hormigón de clase H – 21 el cual su resistencia especificada a compresión  $f'_c$  es de 21 MPa. En primera instancia esta es la clase de hormigón que se deberá utilizar para todos los elementos estructurales.

## XI. CÁLCULO DE VIGAS

A partir de los requisitos antes expuesto se procederá a diseñar las vigas de la estructura, el cual se desarrollará el cálculo a continuación, detallando los pasos de diseño y de cálculo para determinar la sección transversal de la viga de hormigón armado. Por cuestión de reglamento con respecto a la presentación del trabajo final, siendo que se tiene un máximo de hojas de presentación, se desarrollará el diseño para una sola viga para demostrar el cálculo a desarrollar para el cálculo de los elementos de vigas y con las demás se hará una presentación de la sección transversal y el detallado de armaduras.

La viga a desarrollar será las asignadas como grupo de VR1 el cual presenta fuerzas de corte, momento, fuerzas axiles considerables y torsión.

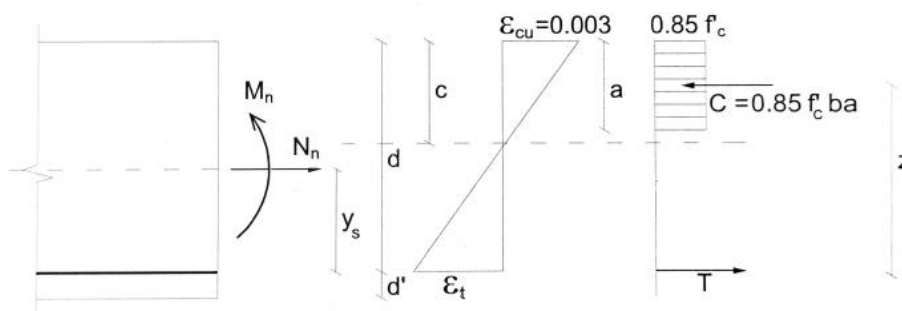
En primera instancia se va a desarrollar el diseño a flexión compuesta de vigas esbeltas, en donde se tendrá en cuenta una serie de criterios.

Con el propósito de proteger las armaduras contra la corrosión, se deben prever recubrimientos mínimos, en función del tipo de ambiente a que estará expuesto el elemento estructural. En base a la Tabla 7.7.1. de la normativa, para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre, se determina el recubrimiento mínimo según el diámetro de la barra o bien del alambre, en nuestro caso para barras de diámetro menor a 16mm el recubrimiento será de 30mm como mínimo. Recubrimiento mínimo  $C_c$  será de 30mm para la viga a desarrollar.

Se tendrá en cuenta además que el tamaño máximo del agregado grueso será de 40mm, esto es necesario que se cumpla ya que la separación mínima de las barras longitudinales se verificara con respecto a este valor, así se evita que al momento del colado del hormigón el agregado grueso no pueda pasar por las barras y se crea un efecto de parrilla.

Cabe destacar que el diseño a flexión de las vigas se va a desarrollar mediante el cálculo de las cuantías (relación que hay de acero por partes de hormigón), en base al desarrollo de las ecuaciones obtenidas del libro “Diseño y detallado de elementos estructurales de hormigón armado de acuerdo al reglamento CIRSOC 201-2005” de la autora Susana B. Gea.

En base a desarrollo de las ecuaciones que plantea la normativa, se emplea el cálculo de un momento adimensional, cabe mencionar que está en función de la sección transversal de la viga,  $f'_c$  dependiendo de la clase del hormigón y el momento ultimo  $M_u$  actuante. Esto se hace conforme a la siguiente imagen y posteriormente se muestra la ecuación antes dicha.



$$M_{su} = M_u - N_u \cdot y_s \quad m_{su} = \frac{M_{su}}{b \cdot d^2 \cdot f'_c} \quad A_s = k_s \cdot b [m] \cdot d [m] + \frac{N_u [MN]}{\phi \cdot 0.042} = [cm^2]^1$$

**XI – Fig. N°1. Esquema de resistencia nominal de secciones sometidas a flexión compuesta.**

El momento  $M_{su}$  tiene en cuenta el momento que debe resistir la viga como así también la fuerza axial aplicada a la misma. A partir de ello se calcula el momento adimensional y posteriormente el área en  $cm^2$  de las barras longitudinales necesarias, el cual se ingresa por tablas provistas por el mismo libro ya mencionado para determinar el valor de  $k_s$  donde este es el valor de la cuantía.

Para el cálculo del momento adimensional es necesario determinar la altura útil de la sección ( $d$ ), el cual es la distancia medida desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura traccionada.

Otro aspecto que se tiene en cuenta para el diseño de la viga es que al no tener elemento que le transfiera rigidez a la misma, como una losa que es infinitamente rígida en su plano, tendremos flexión compuesta en ambas direcciones de la sección transversal del elemento estructural, por lo cual se debe hacer diseño de la misma en las dos direcciones.

Dicho todo esto se procede al diseño, el cual a través del software SAP2000 se obtuvo los siguientes valores de la envolvente de las fuerzas aplicadas a la viga:

P	122,19kN (+)	41,58 kN (-)
Vz	88,07 kN	
Vy	78,84 kN	
T	27,15 kNm	
My	27,65 (-) kNm	16,90 (+) Knm
Mz	23,56 (-) kNm	19,07 (+) kNm

**XI – Tabla N° 1: Fuerzas aplicadas en la viga en cuestión.**

En referencia a la imagen, el signo determina si es una fuerza de tracción (+) o de compresión (-), P son las fuerzas axiales, V son las fuerzas de corte y M los momentos aplicados al elemento estructural.

## **XI. 1 DISEÑO A FLEXION**

Se realizará el diseño a flexión de la viga con los siguientes valores:

- $C_c = 3$  cm, recubrimiento.
- $T_{MAG} = 4$  cm, tamaño máximo del agregado grueso
- Hormigón de clase H-21, resistencia especificada a compresión  $f'_c$  es de 21 MPa.
- $F_y = 420$  MPa, tensión característica de fluencia del acero ADN 420.
- $b = 40$  cm, longitud de la base de la sección transversal.

- $h = 40\text{cm}$ , altura de la sección transversal.
- $d = 35,4\text{ cm}$ , de acuerdo al diámetro de armaduras previsto, diámetro de estribos y exposición ambiental.
- $M_u = 23,56\text{ kNm}$ .
- $N_u = 122,19\text{ kN}$

Para la determinación de la altura útil se tiene en cuenta que el recubrimiento es de 3 cm, la sección de la armadura tendrá un diámetro de 16 mm y con diámetro de estribos de 8mm.

## XI. 2 CÁLCULO DE LA ARMADURA

Para el cálculo de la armadura se empleará la tabla Flexión Vigas 1, del libro ya antes mencionado, siendo necesario determinar:

$$y_s = \frac{40\text{ cm}}{2} - 4,6\text{ cm} = 15,4\text{ cm}$$

$$M_{su} = 0,0277\text{ MNm} + 0,1222\text{ MN} \times 0,154\text{ m} = 0,0424\text{ MNm}$$

$$m_{su} = \frac{M_{su}}{b \cdot d^2 \cdot f'c} = \frac{0,0474\text{ MNm}}{0,4\text{ m} \cdot (0,354\text{ m})^2 \cdot 21\text{ MPa}} = 0,040$$

Para H-21 y este valor de 0,040 se puede observar que en la tabla el valor de  $m_{su}$  se debería elegir un valor de  $k_s$  igual a 27, pero se tiene en cuenta que la cuantía mínima en porcentaje para la clase de hormigón es de 0,3% por lo cual el valor de  $k_s$  es igual a 30. A partir de este valor obtenemos  $A_s$ , área de armadura necesaria.

$$A_s = k_s \cdot b \cdot d + \frac{N_u}{\phi \cdot 0,042}$$

$$A_s = 30 \cdot 0,4\text{ m} \cdot 0,354\text{ m} + \frac{0,1222\text{ MN}}{\phi \cdot 0,042} = 7,48\text{ cm}^2$$

### - Verificación de la cuantía

En la misma tabla se lee, para H-21:  $\rho_{\min} = 0,298\%$ . La armadura mínima será:

$$A_{s,\min} = \frac{\rho_{\min} \cdot b \cdot d}{100} = \frac{0,298 \cdot 40\text{ cm} \cdot 35,4\text{ cm}}{100} = 4,22\text{ cm}^2 < A_s \text{ (verifica)}$$

Así se demuestra el método de cálculo para determinar el área de acero necesario para el diseño de vigas. Los cálculos anteriores corresponden al área necesaria de acero en la parte superior de la sección transversal de la viga, el cual para determinar la armadura para la parte inferior y los laterales se desarrolla el mismo método de cálculo con sus fuerzas actuantes respectivas.

Al tener fuerzas de torsión actuantes en el elemento estructural, se debe hacer el diseño de viga sometida a corte y torsión, para lo cual como se habrá de demostrar, los esfuerzos de torsión se controlan por estribos como así también con barras longitudinales. Dicho esto, es por ello que hasta el final del diseño de la viga en estudio se determinara la cantidad y sección de barras a utilizar teniendo en cuenta que se debe unificar la armadura longitudinal para torsión con flexión.

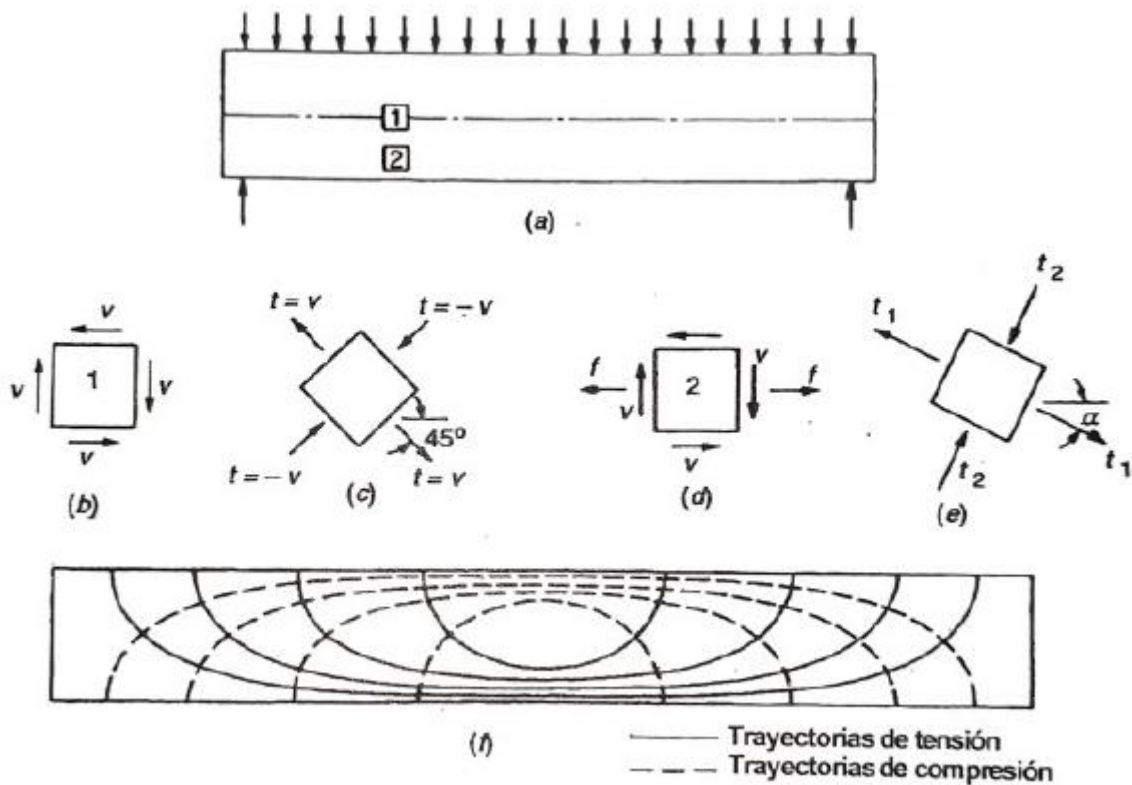
Armatura inferior:  $7,48 \text{ cm}^2$

Armatura lateral izquierda:  $7,48 \text{ cm}^2$

Armatura lateral izquierda:  $7,48 \text{ cm}^2$

### XI. 3 DISEÑO A CORTE

El conocido análisis de las líneas isostáticas en una viga de material homogéneo e isótropo, muestra que aparecen tensiones principales de tracción con inclinaciones y magnitudes variadas, que resultan de corte solo (en el eje neutro) o de la combinación de corte y flexión. Estas se presentan en toda la viga y pueden afectar su integridad si no son considerados adecuadamente.



XI – Fig. N°2: Trayectorias de esfuerzos en vigas rectangulares homogéneas

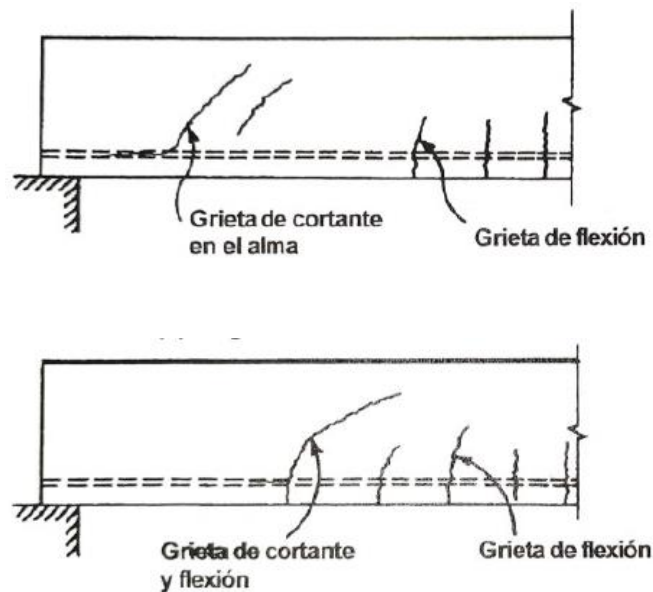
En vigas de hormigón armado las tensiones principales inclinadas, de tracción y compresión, en zonas de esfuerzo de corte elevado (apoyos) producen fallas por corte que se pueden clasificar en:

1. Falla por tracción diagonal,
2. Falla por compresión por corte y
3. Falla en los extremos

Cuando la viga se fisura por los esfuerzos de tracción diagonal, y siempre que estas fisuras sean pequeñas, se activa un mecanismo de transferencia de esfuerzos que contribuyen a equilibrar la resultante de fuerzas exteriores verticales:

- En la interfaz de la fisura se ponen en evidencia esfuerzos de fricción
- La armadura longitudinal resiste en forma de pasador esfuerzos perpendiculares a su eje
- El hormigón no fisurado es capaz de resistir una componente vertical

Las fisuras que se dan en el hormigón por las tensiones aplicadas a la viga son las siguientes:



XI – Fig. N°3: Agrietamiento de tensión diagonal en vigas de hormigón armado.

Para controlar estas fisuras se debe diseñar las vigas con un refuerzo en el alma provisto en forma de estribos verticales espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga según lo requerido. Se utilizan barras de diámetro relativamente pequeños. La tensión característica a la fluencia  $f_y$  para los estribos será de 420 MPa.

#### Resistencia al corte de vigas

El diseño de las secciones transversales sometidas a esfuerzo de corte se debe basar en la expresión siguiente:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Con:

$$\phi = 0,75$$

$V_u$  = esfuerzo de corte mayorado en la sección crítica considerada

$$V_n = V_c + V_s$$

Siendo:

$V_c$  = resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón

$V_s$  = resistencia nominal al corte proporcionado por la armadura de alma

### 1) Resistencia al corte proporcionado por el hormigón

Para el cálculo de la resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón se habrá de tener en cuenta los esfuerzos axiales significativos de compresión y tracción aplicada a la viga, por lo cual por normativa y teniendo esto:

$$V_c = \left(1 + \frac{0,3 Nu}{Ag}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Donde Nu es negativo para tracción. Se tiene en cuenta este esfuerzo ya ante lo ante expuesto, al estar traccionada el hormigón disminuye su resistencia nominal al corte.

Reemplazando los esfuerzos en la ecuación:

$$V_c = \left[ \left(1 + \frac{0,3 (-122,19kN)}{0,4m \cdot 0,4m \cdot 1000}\right) \frac{1}{6} \sqrt{21} \text{ MPa} \cdot 0,4m \cdot 0,354m \right] 1000 = 83,37 \text{ Kn}$$

### 2) Armadura mínima de corte

Cuando  $V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$ , la armadura debe tener como mínimo estribos que cumplan con la siguiente expresión:

$$V_{s,min} = 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad \text{para } f'c \leq 25 \text{ MPa}$$

$$V_{s,min} = 0,33 \cdot b \cdot d \quad \text{para } f'c \geq 30 \text{ MPa}$$

Al trabajar con un hormigón de clase H-21 por lo tanto:

$$V_{s,min} = 1/6 \cdot \sqrt{21} \text{ MPa} \cdot 0,4m \cdot 0,354m \cdot 1000 = 40,56 \text{ kN}$$

### 3) Resistencia al corte proporcionado por los estribos verticales

La resistencia al corte proporcionado por los estribos verticales será a partir de la siguiente expresión:

$$V_s = A_v f_{yt} \frac{d}{s}$$

Con:

$A_v$  = el área de la sección transversal del estribo

$$A_v = n_r A_{v1}$$

$n_r$  = número de ramas del estribo

$A_{v1}$  = área de la sección transversal de cada rama del estribo.

También es posible determinar la relación  $A_v/s$  y usar una tabla que simplifica la resolución del cálculo. Por otro lado, la viga al resistir esfuerzo torsor se debe hacer una unificación de estribos para corte y torsión, por lo cual resulta más sencillo determinar la relación  $A_v/s$  con respecto al corte y luego unificar este después del cálculo de armadura transversal por torsión.

Se habrá de determinar la resistencia que deben soportar los estribos a partir del esfuerzo de corte último, el cual el corte último en la dirección  $z$  es de 88,07 kN y en dirección  $y$  es de 78,84 kN, se debe verificar en ambas direcciones el cual para un desarrollo práctico se tendrá en cuenta para el esfuerzo más desfavorable que será en la dirección  $z$ , se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Esta misma expresión ya ha sido referenciada cada factor que interviene con anticipación por lo cual se procede a desarrollar.

$$V_s = V_u / 0,75 - V_c$$

$$V_{sz} = 88,07 \text{ kN} / 0,75 - 90,97 \text{ kN}$$

$$V_{sz} = 26,46 \text{ kN}$$

Al compararse el valor de  $V_{sz}$  se podrá observar que es menor al valor de  $V_{s,\min}$ , por lo cual se deberá tomar este valor para determinar la sección y separación de las barras de estribo.

Por lo tanto,

$$A_v/s = \frac{V_{s,\min}}{f_{yt} \cdot d}$$

$$A_v/s = \frac{40,56 \text{ kN} \cdot 10}{420 \text{ MPa} \cdot 0,354 \text{ m}}$$

$$A_v/s = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 4) Limites para la separación de la armadura transversal para corte sin torsión

Para los elementos estructurales de viga que para este proyecto resisten esfuerzos de torsión, este punto no es necesario determinar, pero de igual forma se muestra por un desarrollo conceptual, el cual la separación  $s$  de la armadura transversal de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

$$s \leq \begin{cases} d / 2 & \text{en elementos no pretensados} \\ (3 / 4) h & \text{en elementos pretensados} \\ 400 \text{ mm} & \end{cases}$$

Cuando  $V_s > 1/3 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$  la separación máxima dadas se deben reducir a la mitad.

### 5) Limitaciones a la armadura transversal para absorber corte

A fin de evitar la falla por compresión por corte, debe limitarse  $V_u$  con la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi \cdot 5/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$88,07 \text{ kN} \leq 0,75 \cdot 5/6 \cdot \sqrt{21} \text{MPa} \cdot 0,4\text{m} \cdot 0,354\text{m} \cdot 1000$$

$$88,07 \text{ kN} \leq 405,56 \text{ kN} \quad (\text{Verifica})$$

En resumen, al diseño al corte de viga se tiene una relación de armadura y separación,  $A_v/s$ , será igual a  $2,98 \text{ cm}^2/m$ .

## XI. 4 DISEÑO A TORSION

Cuando se realiza la torsión por equilibrio, el cual es el caso de los elementos de viga del presente proyecto, CIRSOC 201 permite ignorar el efecto de la torsión cuando el momento torsor mayorado  $T_u$ , resulte menor que la torsión crítica:

$$T_u < \frac{1}{12} \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

Para elementos solicitados por una fuerza de tracción o compresión axial:

$$T_u < \frac{1}{12} \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3 N_u}{A_g \sqrt{f'c}}}$$

$N_u$  se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción.

Con las siguientes definiciones

$A_{cp}$  = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón,

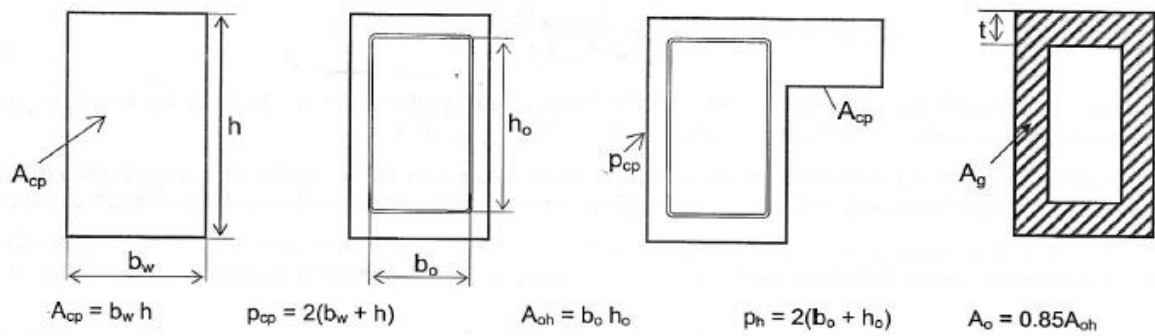
$A_{oh}$  = área encerrada por el eje de la armadura transversal cerrada más externa, dispuesta para resistir la torsión,

$A_g$  = área total o bruta de la sección,

$p_{cp}$  = perímetro exterior de la sección transversal de hormigón,

$p_h$  = perímetro del eje de la armadura de torsión transversal cerrada ubicada en la posición más externa,

$b_t$  = ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión.



**XI – Fig. N°4: Geometría de la sección.**

**- Resistencia al momento torsor**

Para reducir agrietamientos desagradables y prevenir el aplastamiento de las bielas comprimidas de hormigón, CIRSOC 201 prescribe un límite máximo para las tensiones debidas a corte y torsión, análogamente al límite debido a corte solo. Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que cumplan con la siguiente expresión

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b.d}\right)^2 + \left(\frac{Tu ph}{1,7 A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \frac{5}{6} \sqrt{f'c}$$

El segundo término del miembro de la derecha limita la compresión en las diagonales comprimidas del reticulado espacial que se forma cuando se fisura el hormigón armado por torsión.

Así, el máximo valor de  $T_u$  estará dado por:

$$T_u \leq 0,85 \sqrt{f'c} \cdot \frac{A_o h^2}{ph}$$

**Diseño de la armadura a torsión**

La armadura necesaria de torsión se debe determinar de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_u \leq \phi T_n$$

$$\phi = 0,75$$

La armadura para absorber torsión debe estar constituida por armadura transversal y armadura longitudinal y los valores a utilizar para  $f_{yt}$  o  $f_y$  deben ser  $\leq 420$ MPa.

**Estribos que absorben torsión**

En toda zona donde el momento torsor mayorado,  $T_u$ , supere el valor dado por las expresiones de la torsión crítica, se colocarán estribos, cuya separación  $s$  se determinará como:

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s}$$

Con  $A_t$  el área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión.

Los esfuerzos de torsión se superponen con los de corte, por lo que es necesario unificar la separación de los estribos. A tal fin, se emplea la siguiente expresión, considerando que la tracción por corte es absorbida por las dos ramas de los estribos, mientras que la tracción por torsión es absorbida solo por una de ellas.

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}$$

#### Armadura mínima de estribos para torsión

La armadura transversal mínima calculada, debe cumplir con un mínimo dado por:

$$A_v + 2 A_t \geq \frac{0,33 s b}{f_{yt}} \quad \text{para } f'c > 35 \text{ MPa}$$
$$A_v + 2 A_t \geq \frac{1}{16} \sqrt{f'c} \frac{s b}{f_{yt}} \quad \text{para } f'c \leq 35 \text{ MPa}$$

#### Armadura longitudinal que absorbe torsión

La armadura longitudinal adicional requerida para absorber torsión,  $A_l$ , debe ser:

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left( \frac{f_{yt}}{f_{yl}} \right)$$

El valor de  $f_{yt}$  corresponde a la armadura de torsión transversal cerrada y el valor de  $f_y$  corresponde a la armadura longitudinal de torsión.

Esta armadura longitudinal adicional debe ser, como mínimo, calculado por la siguiente expresión:

$$A_{l,\min} = \frac{5 \sqrt{f'c} A_{cp}}{12 f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \left( \frac{f_{yt}}{f_{yl}} \right)$$

Siendo:

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{1}{6} \frac{b}{f_{yl}}$$

La armadura longitudinal requerida para torsión se agrega en cada sección a la diseñada para flexión que actúa simultáneamente con la torsión. La armadura longitudinal se elige entonces para esta suma. Si el máximo momento flector ocurre en una sección como el centro de tramo, mientras que el máximo momento torsor actúa en otra sección, como los apoyos, la armadura longitudinal total requerida puede ser menor que la que se obtiene sumando la armadura para momento máximo y torsión máxima. En ese caso, la armadura longitudinal debe ser evaluada en diferentes secciones. La viga al estar aplicada por fuerzas externas puntuales en su longitud, los esfuerzos que actúan sobre ella varían en su longitud en más de un punto, por lo cual al estar diseñada la viga haciendo la sumatoria de armadura longitudinal tanto para torsión y flexión se determina que la armadura será la misma en toda su longitud y no se prescindirá de la armadura de flexión en aquellos lugares que no sea necesario, y viceversa con respecto a la armadura longitudinal a torsión. Además, se debe tener en cuenta a la hora de diseño el aplicar la lógica del armado de la misma y la dificultad del mismo a la hora de realizarse, como así también estar del lado de la seguridad por los posibles errores humanos que

puedan ocurrir, como son aquellos de respetar la longitud de empalme o la longitud de anclaje de las mismas.

Con las referencias antes dichas, para las vigas que resistan momentos torsores no se realizara un detallado de armadura, el cual la sección final de diseño será para toda la longitud del tramo del elemento que corresponda.

### Colocación de la armadura de torsión

La separación  $s$  de la armadura transversal de torsión no debe exceder el menor de los valores indicados a continuación:

$$s \leq \begin{cases} \frac{p_h}{8} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

La armadura longitudinal de torsión debe estar distribuida a lo largo del perímetro del estribo cerrado, con una separación máxima de 300 mm. Las barras longitudinales deben estar ubicadas dentro de los estribos con, al menos, una barra longitudinal en cada esquina de los estribos para ayudar a transmitir las fuerzas desde las bielas comprimidas a la armadura transversal. Para evitar el pandeo de la armadura longitudinal debida a la componente transversal de las bielas comprimidas, la armadura longitudinal debe tener un diámetro  $d_b$  no menor a:

$$d_b \geq \begin{cases} \frac{s}{24} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Expresado todo lo anterior, se procederá a reemplazar las expresiones con sus valores numéricos, verificando cada detalle.

Determinando la geométrica de la sección de la siguiente manera:

$$A_{cp} = b \cdot h = 0,4 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} = 0,16 \text{ m}^2$$

$$p_{cp} = 2 (b+h) = 2 (0,4 \text{ m} + 0,4 \text{ m}) = 1,6 \text{ m}$$

$$A_{oh} = b_o h_o = 0,332 \text{ m} \cdot 0,332 \text{ m} = 0,11 \text{ m}^2$$

$$p_h = 2 (b_o + h_o) = 2 (0,332 \text{ m} + 0,332 \text{ m}) = 1,33 \text{ m}$$

Verificamos que es necesario realizar el cálculo por torsión teniendo en cuenta el momento torsor último

$$T_u < \frac{1}{12} \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3 Nu}{A_g \sqrt{f'c}}}$$

$$27,15 \text{ kNm} < \frac{1}{12} \cdot 0,75 \sqrt{21} \text{ MPa} \cdot 1000 \cdot \frac{(0,16\text{m})^2}{1,6\text{m}} \sqrt{1 + \frac{3(-122,19\text{kN})}{0,16\text{m}^2 \sqrt{21} \text{ MPa} \cdot 1000}}$$

$$27,15 \text{ kNm} < 4,58 \text{ kNm} \quad (\text{No verifica})$$

Se hará la verificación de la sección transversal, el cual debe ser:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot ph}{1,7 A_0 h^2}\right)^2} \leq \phi \frac{5}{6} \sqrt{f'c}$$

$$\sqrt{\left(\frac{88,07 \text{ kN}}{0,4\text{m} \cdot 0,354\text{m}}\right)^2 + \left(\frac{27,15\text{kNm} \cdot 1,33\text{m}}{1,7(0,11\text{m}^2)^2}\right)^2} \leq \phi \frac{5}{6} \sqrt{21} \text{ MPa} \cdot 1000$$

$$1853,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 2864,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Verifica})$$

Determinamos la relación  $A_t/s$  necesario para absorber la torsión:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{Tu \cdot 10}{2 \phi \cdot 0,85 \cdot A_0 h \cdot f_{yt}} = \frac{27,15 \text{ kNm} \cdot 10}{2 \cdot 0,75 \cdot 0,85 \cdot 0,11 \text{ m}^2 \cdot 420 \text{ MPa}} = 4,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se realiza la unificación de estribos para corte y torsión

$$\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m} + 2 \cdot 4,6 \text{ cm}^2/\text{m} = 11,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Debemos verificar a la armadura transversal mínima el cual obtenemos:

$$\left(\frac{A_v + 2A_t}{s}\right)_{\min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} \frac{b}{f_{yt}} = \frac{1}{16} \sqrt{25} \text{ MPa} \frac{0,4\text{m}}{420 \text{ MPa}} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{Verifica})$$

Si se emplean estribos de dos ramas  $d_{be} = 8\text{mm}$ , la separación de los estribos será:

$$s = \frac{2 \cdot 0,5\text{cm}^2 \cdot 100}{11,93 \text{ cm}^2/\text{m}} = 8,38 \text{ cm}$$

La separación de estribos adoptado será de 8cm.

La armadura longitudinal, además de los estribos, que van a absorber el esfuerzo de torsión será:

$$A_t = \frac{A_t}{s} \cdot p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_{yl}}\right) = 4,6 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 1,33 \text{ m} \cdot \frac{420 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 6,11 \text{ cm}^2$$

El cual se adopta 8 barras  $\phi 10$ , que nos da una sección final de  $6,32\text{cm}^2$ , que deberán distribuirse en todo el perímetro de la sección.

Verificamos que la armadura longitudinal propuesta es mayor a la mínima requerida

$$A_{t,\min} = \frac{5 \sqrt{f'c} A_{cp}}{12 f_y} - \frac{A_t}{s} \cdot p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_{yl}}\right) = \frac{5 \sqrt{21} \text{ MPa} \cdot 0,16 \text{ m}^2 \cdot 10000}{12 \cdot 420 \text{ MPa}} - 4,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 1,33\text{m} \left(\frac{420 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}}\right) = 1,17 \text{ cm}^2$$

La colocación de la armadura longitudinal consta de compatibilizar la armadura longitudinal que absorbe los esfuerzos de torsión y de flexión. La armadura de flexión superior de la sección transversal debe ser  $A_s = 7,48 \text{ cm}^2$

Las barras necesarias para torsión inferiores representan:

$$A_{t,\inf} = 3/8 \cdot 6,11\text{cm}^2 = 2,29 \text{ cm}^2$$

$A_{inf, total} = 2,29 \text{ cm}^2 + 7,48 \text{ cm}^2 = 9,77 \text{ cm}^2$  , lo que representa  $4\phi 16$  y  $2\phi 12$ , como se indicara en la figura final de la sección transversal.

Se deberá determinar si la disposición de las barras longitudinales en la sección cumple con la separación mínima dispuesta por el reglamento.

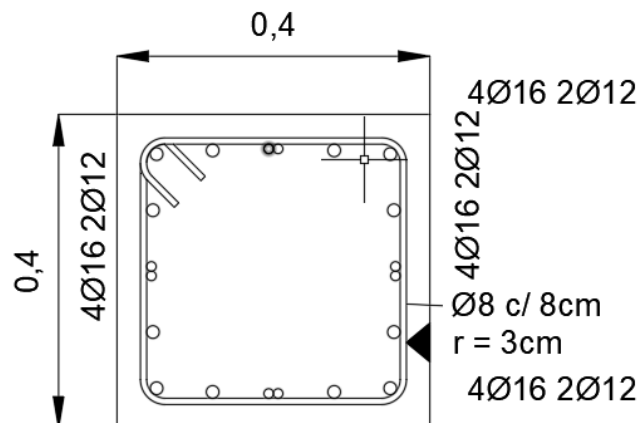
$$s_{\ell} \begin{cases} \geq 25 \text{ mm} \\ \geq d_b \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño máximo nominal del agregado grueso} \end{cases}$$

De manera que el tamaño máximo del agregado grueso es de 40 mm, se deberá tener una separación límite mayor o igual a 5,32 cm. Determinando la separación entre barras y observando que cumple el requerimiento:

$$S_{db} = \frac{h - (2*cc) - (2*dbe) - (n*db)}{n-1} = \frac{40\text{cm} - (2*3\text{cm}) - (2*0,8\text{cm}) - (4*1,6\text{cm}) - (2*1,2\text{cm})}{4} = 5,9 \text{ cm}$$

Al ser mayor  $S_{db}$  que la separación límite  $S_l$ , la disposición de las barras longitudinales da cumplimiento ante la separación libre.

La sección transversal con la disposición de barra ante el diseño a flexión, a corte y torsión aplicado se muestra de la siguiente manera.



**XI – Fig. N°5: Sección transversal diseñada a flexión, corte y torsión.**

Se debe realizar los mismos cálculos para la armadura a flexión inferior y los respectivos laterales. Así también estos cálculos se habrán de desarrollar para todas las vigas restantes de la estructura final, el cual al ser realizados se verifica que cumple a todos los requerimientos que propone la normativa CIRSOC 201.

## XII. COLUMNAS

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

Se utilizan tres tipos de elementos a compresión de hormigón armado:

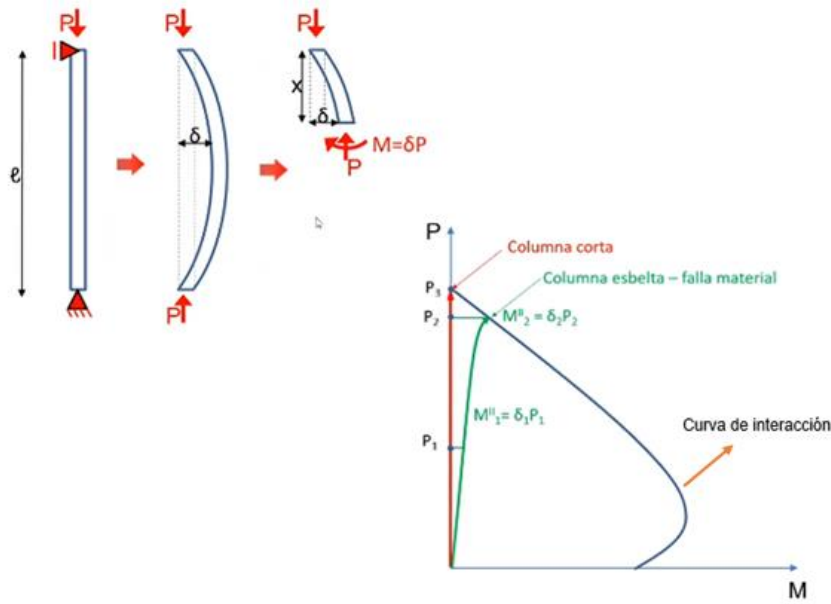
1. Elementos reforzados con barras longitudinales y flejes transversales.
2. Elementos reforzados con barras longitudinales y espirales continuas.
3. Elementos compuestos a compresión reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural o con tubos con o sin barras longitudinales adicionales, además de diferentes tipos de refuerzo transversal.

Los tipos 1 y 2 son los más comunes, en el cual se habrá de realizar para el proyecto los elementos referidos a los tipos 1.

El refuerzo principal en columnas es longitudinal, paralelo a la dirección de carga y consta de barras dispuestas en forma de círculo. La relación del área de acero longitudinal  $A_{st}$ , al área de la sección transversal bruta de hormigón  $A_g$  está en el intervalo 0,01 a 0,08, conforme a la normativa CIRSOC 201-2005. El límite inferior es necesario para garantizar una resistencia a momentos flectores no tenidos en cuenta en el análisis y para reducir los efectos de flujo plástico y de la retracción de fraguado del hormigón sometido a compresión sostenida. Relaciones mayores que 0,08 no son solamente antieconómicas, sino que producen dificultades relacionadas con la congestión del refuerzo, en particular en las zonas de empalme del acero.

Las columnas pueden dividirse en dos categorías: columnas cortas, en las cuales la resistencia se rige por la resistencia de los materiales y por la geometría de la sección transversal, y las columnas esbeltas en las cuales la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones laterales.

En columnas esbeltas, ante el estudio que realizó Euler, determino la ecuación de equilibrio encontrando cual es la magnitud de la fuerza que se puede aplicar sobre una columna sin generar la falla por inestabilidad, esta carga se denomina “carga crítica de Euler”. Cuando la esbeltez de la columna es grande, entonces la columna fallara por pandeo antes que se agote la resistencia de los materiales. Para este tipo de columna lo que se debe tener en cuenta es el momento que está asociado a la configuración deformada de la columna, se lo llama “momento de segundo orden”. Esto se puede observar en la siguiente imagen.

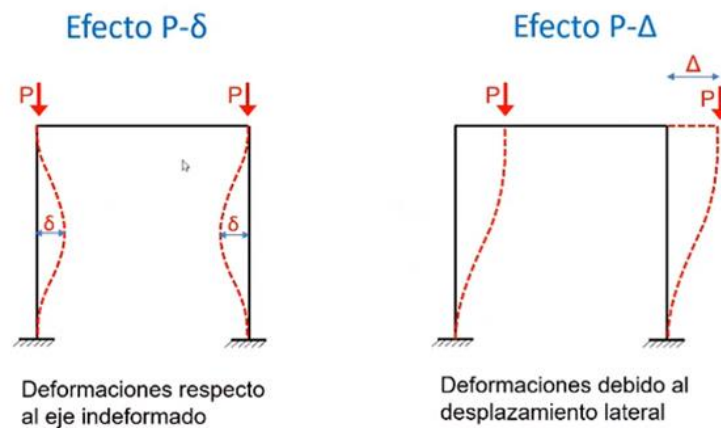


**XII – Fig. N°1: Efecto de la esbeltez en la capacidad de carga.**

La columna además de resistir el esfuerzo de compresión, también deberá resistir el esfuerzo del momento flector de segundo orden. La curva de interacción es correspondiente a la columna y cantidad de acero que se está considerando, entonces, cuando el par de normal y momento flector corta la curva, se tiene la falla de la columna. Acá se tiene una falla de una columna esbelta, pero no falla por pandeo, sino que falla por agotamiento de la resistencia de los materiales. La esbeltez nos genera una disminución en su capacidad a compresión, asociada debido a las deformaciones y a estos efectos, aparece un momento flector de segundo orden.

El efecto de segundo orden está asociado a los esfuerzos que aparecen en la configuración deformada de la estructura, ante esto se consideran que hay dos tipos de esfuerzos asociados a la configuración deformada:

- Un primer esfuerzo asociado a la configuración deformada es el llamado **P-δ**.
- Y el otro esfuerzo asociado a la configuración deformada es el llamado **P-Δ**.



**XII – Fig. N°2: Configuración deformada de la estructura.**

En el efecto  $P-\delta$ , se da debido a la deformada que hay entre el eje original de la columna y el eje deformado, es la deflexión. Asociado a las deformaciones respecto al eje original o eje deformado. En el efecto  $P-\Delta$ , es un efecto donde aparecen esfuerzos que están relacionados al equilibrio de la configuración deformada, pero en este caso, el esfuerzo no está asociado a las deformaciones respecto al eje original, sino que a los desplazamientos laterales.

El reglamento CIRSOC 201-2005 permite determinar si las columnas son indesplazables, si se verifica que:

$$Q = \frac{\Sigma Pu \Delta o}{V_{us} lc} \leq 0,05$$

Siendo:

$\Sigma Pu$ : carga vertical mayorada total.

$V_{us}$ : esfuerzo de corte horizontal en el piso considerado.

$\Delta_o$ : desplazamiento relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del entrepiso debido a  $V_{us}$ .

$lc$ : longitud del elemento comprimido en un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico, en mm.

En el presente proyecto las columnas no presentan una unión entre sí a través de losa, el cual es un elemento rigidizante transmitiendo los efectos de desplazamientos generados por las cargas laterales, por lo cual se determinará para cada columna si se trata de un elemento indesplazable.

A partir de ello se hará el estudio sobre las columnas representadas con el nombre “C1”, el cual se observará su ubicación en los planos de anexo. La longitud de la columna es de 3400 mm, el desplazamiento obtenido por el software SAP2000 en la columna dicha es de 13,6 mm, el esfuerzo de corte aplicado a la misma es de 123,87 kN y por último el valor de  $P_u$  es de 181,33 kN por lo cual:

$$Q = \frac{181,33kN \cdot 13,6mm}{123,87kN \cdot 3400mm} = 0,006 \leq 0,05$$

Al verificar la expresión se determina que el elemento en estudio es indesplazable ante las cargas aplicadas.

Para determinar la esbeltez del elemento se debe realizar con la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{k * lu}{r}$$

El cual  $k$  es el factor de longitud efectiva para elementos comprimidos, “ $lu$ ” es la longitud de la columna en estudio y  $r$  el radio de giro de la misma. Para pórticos indesplazables se deberá determinar de la siguiente manera:

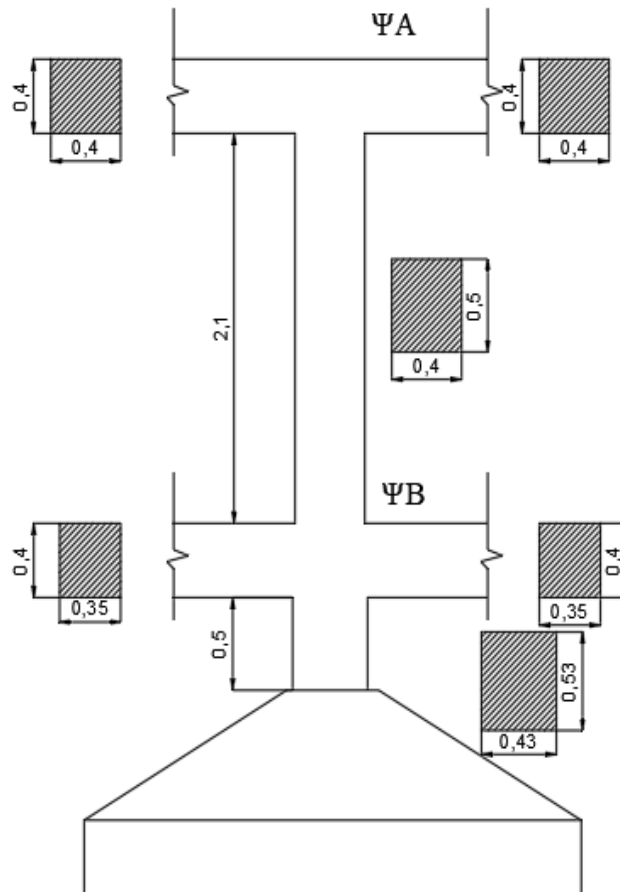
$$k = 0,7 + 0,05 (\Psi A + \Psi B) \leq 1$$

$$k = 0,85 + 0,05 (\Psi_{\min}) \leq 1 \quad \Psi_{\min}: \text{el menor entre } \Psi A \text{ y } \Psi B$$

El cálculo del factor de longitud efectiva  $k$  se efectuará haciendo uso de expresiones simplificadas. Se debe tener en cuenta que el factor de longitud efectiva  $k$  varía de 0.50 a 1.0 para pórticos indesplazables, mientras que para pórticos desplazables varía de 1.0 a  $\infty$ . La longitud efectiva  $l_e = k \cdot l_u$ , es función de la rigidez relativa  $\Psi$  en cada extremo del elemento comprimido, además varía si el pórtico es desplazable o indesplazable.

$$\Psi = \frac{\sum E \cdot I_c / l_c}{\sum E \cdot I_v / l_v}$$

$\Psi$  se calcula en cada extremo de la columna y las sumatorias se extienden sobre los elementos que concurren a ese extremo que actúan en el plano en el que se analiza el pandeo. Siendo  $f'c$  igual en vigas y columnas, se simplifica  $E$  para el cálculo. Se hará la determinación del factor de longitud efectiva en la dirección y en base al siguiente gráfico:



XII – Fig. N°3: Vista en la dirección y correspondiente a la columna C1.

NUDO A	COLUMNAS					
	b1	0,5	m	Ic	0,00186667	m4
	h1	0,4	m	Lc	2,5	m
	Igc1	0,00266667	m4	Ic/Lc	0,00075	m3
	VIGAS					
	bv1	0,4	m	Iv	0,00149333	m4
	hv1	0,4	m	Lv1	4	m
	Igv1	0,00213333	m4	Iv/Lv	0,00037	m3
NUDO B	COLUMNAS					
	b1	0,53	m	Ic	0,00245809	m4
	h1	0,43	m	Lc	2,5	m
	Igc1	0,00351156	m4	Ic/Lc	0,00098324	m3
	b1	0,53	m	Ic	0,00245809	m4
	h1	0,43	m	Lc	0,70	m
	Igc1	0,00351156	m4	Ic/Lc	0,00351156	m3
	VIGAS					
	bv1	0,4	m	Iv	0,00100042	m4
hv1	0,35	m	Lv1	4	m	
Igv1	0,00142917	m4	Iv/Lv	0,0002501	m3	

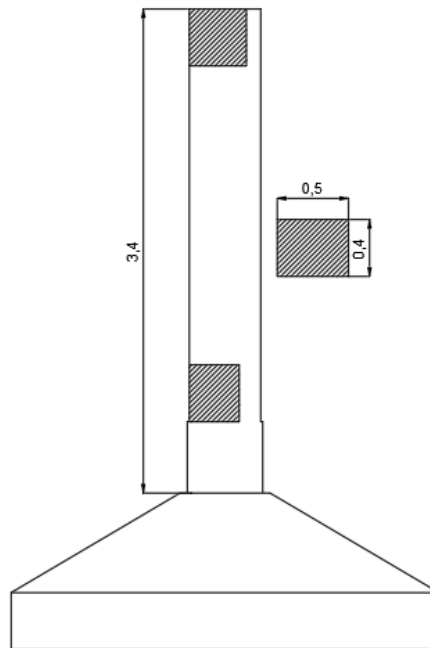
Análisis Nudo A	
$\psi_A$	2,000
Análisis Nudo B	
$\Psi_\beta$	17,972

**XII – Tabla N° 1: Determinación de  $\Psi$  en nudos extremos de columna.**

A partir de los valores obtenidos de  $\Psi$  para cada nudo se procede con el cálculo del factor de longitud efectiva  $k$ , teniendo en cuenta que es indesplazable, entonces:

- Columna entre las dos vigas:
  - $k = 0,7 + 0,05 (\Psi_A + \Psi_B) \leq 1$
  - $k = 0,7 + 0,05 (2 + 17,972) \leq 1$
  - $k = 1,7 \leq 1$
  - $k = 0,85 + 0,05 (\Psi_{\min}) \leq 1$
  - $k = 0,85 + 0,05 (2) \leq 1$
  - $k = 0,95 \leq 1$                       Se debe optar por  $k = 0,95$
- Columna entre la viga y la zapata: la rigidez inferior es articulada
  - $k = 0,85 + 0,05 (\Psi_{\min}) \leq 1$
  - $k = 0,85 + 0,05 (17,972) \leq 1$
  - $k = 1,75 \leq 1$                       Se debe optar por  $k = 1$

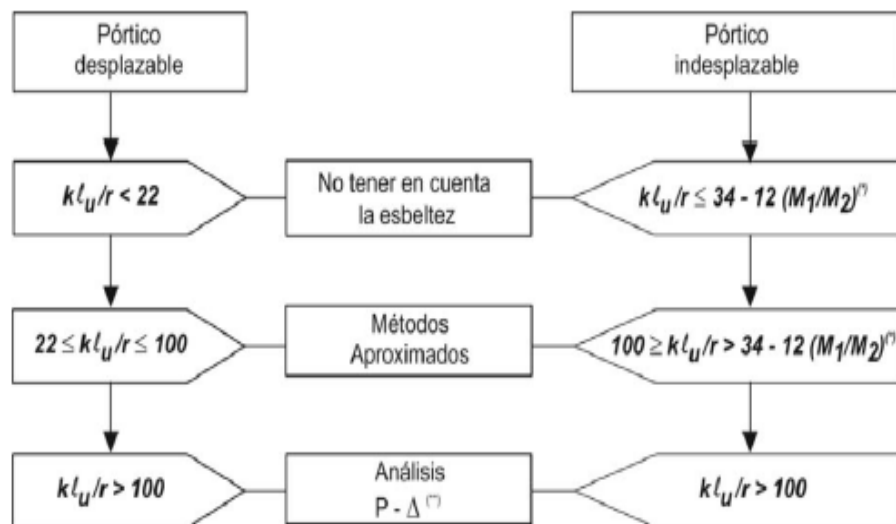
En dirección x se tiene la siguiente situación



XII – Fig. N°4: Vista en la dirección x correspondiente a la columna C4.

La columna en esta dirección se encuentra empotrada en un extremo y libre en el otro, por lo tanto, el factor de longitud efectiva  $k$  será igual a 2.

A partir de esto se debe determinar la esbeltez de la columna en base a la siguiente consideración, con respecto al reglamento.



(\*)  $34 - 12 (M_1 / M_2) \leq 40$   
 (\*\*) Se permite para cualquier relación de esbeltez

Se obtendrá la esbeltez de la columna en ambas direcciones, de la siguiente manera:

Dirección Y

- Columna entre las dos vigas:

Se adopta		k		0,95	
$\lambda = k * lu/r$					
$r=h/12^{0,5}$	r	0,12	m	M1	-3,6561
	lu	2,1	m	M2	10,7266
	$\lambda$	17,28			
				$\lambda_{lim}$	38,09
$\lambda \geq \lambda_{lim}$	17,28	$\geq$	38,09	No verifica. Columna corta	

XII – Tabla N° 2: Determinación esbeltez entre nudo A y B, columna 4 en dirección y.

- Columna entre la viga y la zapata:

Se adopta		k=		1,00	
$\lambda = k * lu/r$					
$r=h/12^{0,5}$	r	0,12	m	M1	-4,5158
	lu	0,50	m	M2	5,1728
	$\lambda$	4,03			
				$\lambda_{lim}$	44,48
$\lambda \geq \lambda_{lim}$	4,03	$\geq$	40,00	No verifica. Columna corta	

XII – Tabla N° 3: Determinación esbeltez entre nudo B y base, columna 4 en dirección y.

Dirección X

Se adopta		k=		2,00	
$\lambda = k * lu/r$					
$r=h/12^{0,5}$	r	0,14	m	M1	17,8373
	lu	3,4	m	M2	417,8632
	$\lambda$	47,11			
				$\lambda_{lim}$	33,49
$\lambda \geq \lambda_{lim}$	47,11	$\geq$	33,49	Verifica. Columna esbelta	

Columnas – Tabla N° 4: Determinación esbeltez entre el extremo libre y base, columna 4 en dirección x.

Se podrá observar que la columna es esbelta en una dirección, por lo cual se deberá aplicar el método de resolución propuesto por el reglamento denominado “Método aproximado”.

Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada  $P_u$  y para el momento mayorado y amplificado por los efectos de la curvatura del elemento,  $M_c$ , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

siendo:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k \ell_u)^2}$$

$$EI = \begin{cases} \frac{0,2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \\ \text{ó} \\ \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d} \end{cases}$$

$I_g$ : Momento de inercia de la sección bruta

$\beta_d$ : Factor que tiene en cuenta la fluencia lenta.  $\beta_d = 1.2 \times ND / (1.2 \times ND + 1.6 \times NL)$ , relación entre la máxima carga axial mayorada que actúa en forma permanente y la máxima carga axial mayorada asociada a la misma combinación de cargas.

$C_m$ : Factor de corrección de momento y se calcula con para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

Donde  $M_1/M_2$  es positivo si la columna se deforma con curvatura simple (momentos extremos de igual signo) y negativo si la columna se deforma con curvatura doble (momentos extremos de distinto signo). Para los elementos con cargas transversales entre sus apoyos, se debe optar  $C_m = 1$ .

Si  $M_1$  y  $M_2$  son muy pequeños o nulos, el diseño de la columna esbelta se debe realizar en función a una excentricidad mínima:

$$M_2 \geq M_{2,\min} = P_u (15 + 0,03 h) \quad \text{donde } 15 \text{ y } 0,03 h \text{ se expresan en mm.}$$

Siendo  $h$  la dimensión de la sección paralelo al plano de pandeo.

Presentadas las ecuaciones se procede a calcular cada término necesario.

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{17,84 \text{ kN}}{417,86 \text{ kN}} \geq 0,4$$

$$C_m = 0,62 \geq 0,4 \quad (\text{Verifica})$$

$$E_c = 4700 \frac{\sqrt{f'c}}{\sqrt{1 \text{ MPa}}} = 4700 \frac{\sqrt{21 \text{ MPa}}}{\sqrt{1 \text{ MPa}}} = 21538,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \text{ m} (0,5 \text{ m})^3}{12} = 0,0042 \text{ m}^4$$

$$\beta_d = \frac{1,2 \text{ ND}}{1,2 \text{ ND} + 1,6 \text{ NL}} = \frac{-96,47 \text{ kN}}{-181,33 \text{ kN}} = 0,53$$

$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d} = \frac{0,4 * 21538,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,0042 \text{ m}^4}{1 + 0,53} = 23,43 \text{ kNm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(k l_u)^2} = \frac{\pi^2 * 23,43 \text{ kNm}^2}{(2 * 3,4 \text{ m})^2} = 5001,2 \text{ kN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} = \frac{0,62}{1 - \frac{181,33 \text{ kN}}{0,75 * 5001,2 \text{ kN}}} = 0,65 \geq 1$$

No verifica por lo cual se optará por  $\delta_{ns} = 1$

Por lo tanto, se tendrán las siguientes fuerzas con las cuales se diseñará la columna:

$$P_u = 181,33 \text{ kN}$$

$$M_c = \delta_{ns} M_2 = 1 * 417,86 \text{ kNm} = 417,86 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 10,73 \text{ kNm}$$

Donde,

$$M_2 \geq M_{2,\min} = P_u (15 + 0,03 h) = 181,33 \text{ kN} (15 + 0,03 * 500 \text{ mm}) = 5,44 \text{ kNm}$$

$$417,86 \text{ kNm} \geq 5,44 \text{ kNm} \quad (\text{Verifica})$$

Para el cálculo de armadura longitudinal para la sección rectangular a flexo-compresión, con armadura distribuida en el perímetro, se emplean el diagrama de interacción a flexión oblicua para esfuerzo de diseño del libro “Diseño y detallado de elementos estructurales de hormigón armado de acuerdo al reglamento CIRSOC 201-2005”, el cual posee diferentes ábacos dependiendo de la manera que se elija distribuir las armaduras, de la sección transversal y de las cargas aplicadas. Se deberá determinar la cuantía de armadura longitudinal de la columna a partir de los siguientes valores y mediante los ábacos. Tabla COLUMNAS 83 del libro mencionado

- $h = 0,5 \text{ m}$
- $b = 0,4 \text{ m}$
- $f'c = 21 \text{ MPa}$

$$n_u = \frac{Nu}{b h f'c} = \frac{181,33 \text{ kN}}{0,4 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 21 \text{ MPa} * 1000} = 0,04$$

$$m_{ux} = \frac{M_{ux}}{b h^2 f'c} = \frac{417,86 \text{ kNm}}{0,4\text{m} (0,5\text{m})^2 21\text{MPa} 1000} = 0,20$$

$$m_{uy} = \frac{M_{uy}}{h b^2 f'c} = \frac{10,73 \text{ kNm}}{0,5\text{m} (0,4\text{m})^2 21\text{MPa} 1000} = 0,006$$

Mediante el ábaco se determina que  $\mu_{total} = 0,56$ . Por lo tanto:

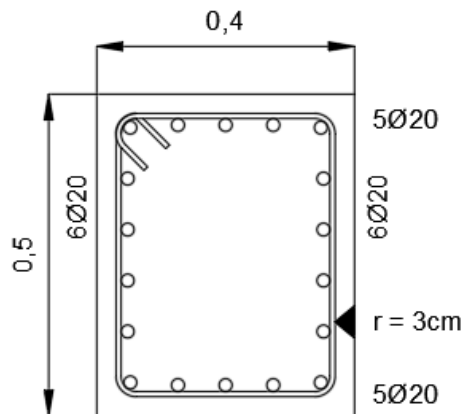
$$A_{st} = \mu_{total} b h \frac{f'c}{f_y} = 0,56 \cdot 0,4\text{m} \cdot 0,5\text{m} \frac{21\text{MPa}}{420\text{MPa}} 10000 = 56 \text{ cm}^2$$

Esto será igual a 18 barras de 20mm de diámetro distribuido en el perímetro de la sección transversal. Se deberá verificar el requerimiento del reglamento ante la sección de armadura mínima y máxima que se puede colocar según el área bruta de la sección transversal, el cual se nombra al inicio de las especificaciones para el diseño de columnas de hormigón armado del presente proyecto.

$$A_{st,min} = 0,01 (0,5\text{m} \cdot 0,4\text{m}) 10000 = 20 \text{ cm}^2 ; A_{st,max} = 0,08 (0,5\text{m} \cdot 0,4\text{m}) 10000 = 160 \text{ cm}^2$$

Se verificará que la sección de armadura longitudinal calculada este dentro de los límites, por el contrario, se deberá redimensionar la sección de columna.

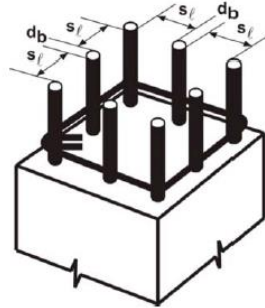
Mediante la tabla 7.10.5.1. del reglamento CIRSOC 201-2005, al haberse determinado que se utilizará barras longitudinales de columna con un diámetro  $d_b$  de 20mm, se determinará que el diámetro de las barras transversales será de 8mm. Por lo cual la sección transversal de la columna, teniendo en cuenta lo antes dicho y además de que el recubrimiento será de 3cm, será de la siguiente manera:



**XII – Fig. N°5: Disposición de armadura longitudinal de columna C4.**

Se dispondrá las armaduras como se demostró, de manera que debemos verificar la separación entre barras según lo determinado por el reglamento el cual:

$$s_{\ell} \min \begin{cases} \geq 1,5 d_b \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño máximo nominal del agregado grueso} \end{cases}$$



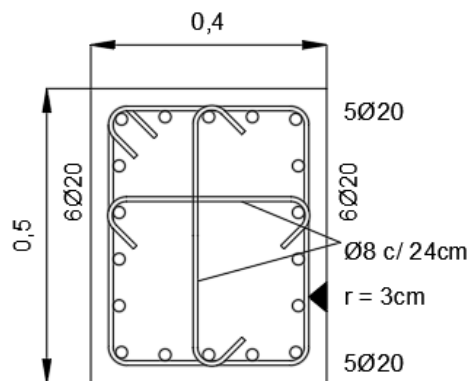
**XII – Fig. N°6: Separación libre mínima entre armadura longitudinal de columna.**

De manera que el tamaño máximo del agregado grueso es de 40 mm, se deberá tener una separación límite mayor o igual a 5,32 cm. Determinando la separación entre barras y observando que cumple el requerimiento:

$$S_{dbx} = \frac{h - (2*Cc) - (2*dbe) - (n*db)}{n-1} = \frac{50\text{cm} - (2*3\text{cm}) - (2*0,8\text{cm}) - (6*2\text{cm})}{5} = 6,08 \text{ cm (Verifica)}$$

$$S_{dby} = \frac{h - (2*Cc) - (2*dbe) - (n*db)}{n-1} = \frac{40\text{cm} - (2*3\text{cm}) - (2*0,8\text{cm}) - (5*2\text{cm})}{4} = 5,6 \text{ cm (Verifica)}$$

Cada barra longitudinal, tanto de esquina como las alternada, debe tener un soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo con ángulo interior igual o menor que 135° (barras soportadas). Podrá haber barras no soportadas siempre que su distancia a una barra soportada no supere los 15 \$d\_{be}\$. Teniendo en cuenta lo antes dicho las barras alternadas estarán soportadas por las esquinas si están a una distancia menor a 12 cm, aquellas que no lo estén se colocara una percha para que cumplan con el reglamento. De manera que la sección transversal tendrá la siguiente forma:



**XII – Fig. N°7: Disposición de armadura longitudinal y armadura transversal de columna C4.**

## CORTE

El diseño de las secciones transversales sometidas a esfuerzo de corte se debe basar en la expresión siguiente:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Para el diseño a corte en columnas se deberá proceder de la misma forma que para vigas, el cual para el cálculo de la resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón se habrá de tener en cuenta los esfuerzos axiales significativos de compresión aplicada a la columna, por lo cual por normativa y teniendo esto:

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Donde Nu es positivo para la compresión. Se tiene en cuenta este esfuerzo ya ante lo ante expuesto, al estar comprimido el hormigón aumenta su resistencia nominal al corte.

Reemplazando los esfuerzos en la ecuación:

$$V_c = \left[ \left(1 + \frac{(-122,19kN)}{14 \cdot 0,4m \cdot 0,5m \cdot 1000}\right) \frac{1}{6} \sqrt{21} \text{ MPa} \cdot 0,4m \cdot 0,452m \right] 1000 = 147,07 \text{ kN}$$

La expresión  $V_u \leq \phi V_n$  ya ha sido referenciado cada factor que interviene en el diseño a corte de viga por lo cual se procede a desarrollar.

$$V_s = V_u / 0,75 - V_c$$

$$V_s = 126,31 \text{ kN} / 0,75 - 147,07 \text{ kN}$$

$$V_s = 21,39 \text{ kN}$$

El cual se debe tener en cuenta el cálculo de  $V_{s,min}$  de la siguiente forma:

$$V_{s,min} = 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad \text{para } f'c \leq 25 \text{ MPa}$$

$$V_{s,min} = 0,33 \cdot b \cdot d \quad \text{para } f'c \geq 30 \text{ MPa}$$

Al trabajar con un hormigón de clase H-21 por lo tanto:

$$V_{s,min} = 1/6 \cdot \sqrt{21} \text{ MPa} \cdot 0,4m \cdot 0,452m \cdot 1000 = 51,78 \text{ kN}$$

Al compararse el valor de  $V_s$  se podrá observar que es menor al valor de  $V_{s,min}$ , por lo cual se deberá tomar este valor para determinar la sección y separación de las barras de estribo.

Por lo tanto

$$Av/s = \frac{V_{s,min}}{f_{yt} \cdot d}$$

$$Av/s = \frac{51,78 \text{ kN} \cdot 10}{420 \text{ MPa} \cdot 0,452m}$$

$$Av/s = 2,73 \text{ cm}^2/m$$

$$s = \frac{A_{sc} \cdot 2}{Av/s} = \frac{0,5 \text{ cm}^2 \cdot 2}{2,73 \text{ cm}^2/m} = 36,6 \text{ cm}$$

Se determina que se necesita una separación de 36 cm para los estribos, el cual debemos verificar que cumpla con la separación límite proporcionada por el reglamento.

$$s \leq \begin{cases} 12 d_b & \text{de la barra longitudinal} \\ 48 d_{be} & \text{de la barra o alambre del estribo} \\ b & \text{(lado menor de la columna)} \end{cases}$$

$$s \leq 12 \cdot 2 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$s \leq 48 \cdot 0,8 \text{ cm} = 38 \text{ cm}$$

$$s \leq 40 \text{ cm}$$

Por lo cual se optarán por estribos con una sección de 8 mm de diámetro con una separación de 24 cm.

En los extremos de columna se deben densificar los estribos, estos extremos son zonas de formación potencial de rotulas plásticas, el cual la separación vertical entre capas de estribos, no deberá exceder en menor valor entre  $\frac{1}{4}$  de la menor dimensión lateral de la sección, el cual teniendo en cuenta la sección será de 10 cm, y 6 veces el diámetro de la barra longitudinal ( $6 d_b$ ) que restringe, teniendo en cuenta que el diámetro es de 2cm se tiene que la separación es de 12 cm, por lo cual se adopta una separación de 10 cm de los estribos en los extremos de columna.

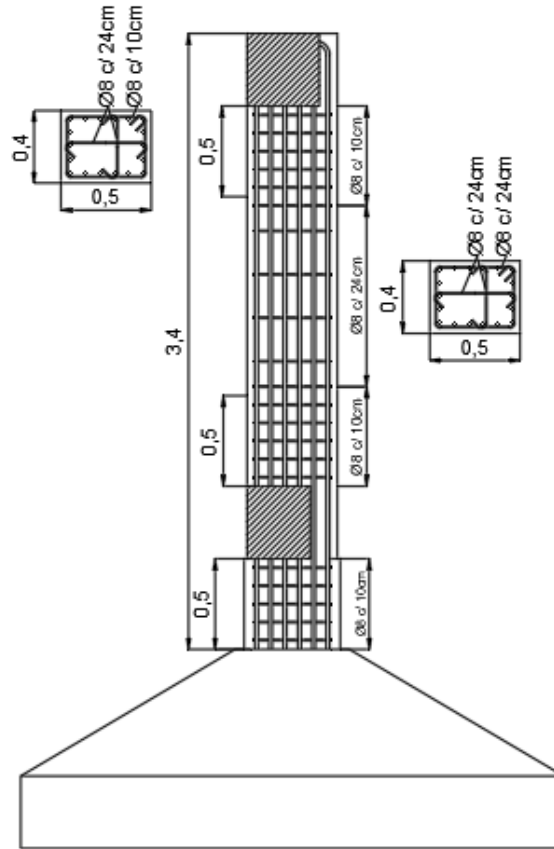
La longitud de la zona de formación de potencial de rotulas plásticas se la determina de acuerdo a si  $P_u \leq 0,25 \phi f'c A_g$ , la dimensión mayor de la sección transversal de la columna, para la sección transversal esto será de 50 cm.

$$P_u \leq 0,25 \phi f'c A_g$$

$$181,33 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot 0,7 \cdot 21 \text{ MPa} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 1000 = 735 \text{ kN}$$

Verifica por lo cual la longitud en cual se debe densificar los estribos de la columna será 50 cm con respecto a los extremos.

Se muestra a continuación cual debe ser la disposición de estribos de manera vertical para las columnas del proyecto, el grafico es representativo el cual interesa poder observar la disposición de los estribos.



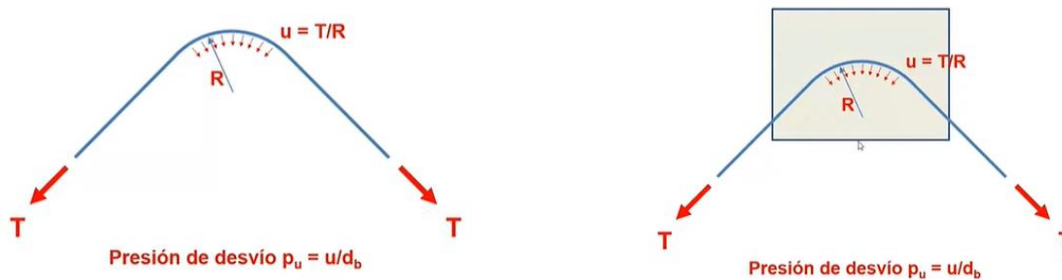
**XII – Fig. N°8: Disposición de la separación vertical de armadura transversal de columna C4.**

Estos cálculos se habrán de desarrollar para todas las columnas restantes de la estructura final, el cual al ser realizados se verifica que cumple a todos los requerimientos que propone la normativa CIRSOC 201-2005.

### XIII. NUDOS DE PÓRTICOS

#### XIII. 1 ESFUERZOS DE DESVÍO

Antes de entrar de lleno a lo que sería el desarrollo de Nudos, se hace mención al tema de los esfuerzos de desvíos, el cual, en todo lugar en que exista un cambio de dirección de las barras de armadura sujetas a tracción o compresión y también donde existan esfuerzos de compresión en el hormigón, se origina Esfuerzos de Desvío.



XIII – Fig. N°1: Esfuerzos de desvío. Presión de desvío.

Cuando se tiene una barra traccionada, como son las barras en el caso de los elementos de hormigón armado, que tienen un cambio de dirección, entonces para que esa barra este en equilibrio dentro del volumen de hormigón, tiene que aparecer, a lo largo de la curvatura, tensiones que cuya resultante tiene que ser igual y opuesta a las tensiones de tracción de la barra.

Entonces, si se acepta que el doblado del cambio de dirección, es alrededor de un radio constante y teniendo en cuenta conceptos, es posible demostrar que las tensiones de desvío que aparecen por unidad de longitud son igual a la tracción en la barra sobre el radio de curvatura ( $U=T/R$ ). Por lo tanto, la presión de desvío será esa tensión  $U$  dividido el diámetro de la barra.

Las tensiones de desvío que aparecen en el hormigón son tensiones cuya magnitud es directamente proporcional a la tracción que estamos aplicando sobre la barra e inversamente proporcional al radio de curvatura. Es decir, a más chico el radio de curvatura a igual tensión, mayores son esas tensiones. Esa tensión de tracción en las barras de los elementos de hormigón que se está diseñando es:  $T = A_s * f_s$ .

Se puede considerar que la tensión para los distintos diámetros de barra será siempre igual.  $T$  siempre será el mismo, no se lo puede configurar, es un valor constante.

Si esas tensiones de tracción son elevadas, se puede generar arrancamiento en caso de que se tenga poco recubrimiento. Si las tensiones de compresión son elevadas, lo que pasará con el hormigón es que fallará por aplastamiento, se va a romper.

Si el recubrimiento lateral de la barra es poco, no solamente puede generar arrancamiento, sino que se puede generar un plano de tensión y tracción perpendicular y generar el arrancamiento del recubrimiento lateral. Por lo tanto, si es necesario limitar estas tensiones.

Si se conoce la resistencia del hormigón y el esfuerzo de tracción en el acero, la variable que se puede modificar para controlar las tensiones de desvío sería el radio de curvatura  $R$ . es decir,

- Si se quiere que las tensiones de desvío sean bajas, se tiene que usar radio de curvatura R grandes.
- Si se quiere que las tensiones de desvío sean altas, se tiene que usar radio de curvatura R bajos.

Habrá un valor mínimo del radio de curvatura (**R**) a partir del cual estamos seguro que no se generará rotura en el H° en este cambio de dirección de la barra.

### **XIII. 2** NUDOS - GENERALIDADES

Se define como nudo de pórtico a la porción de la columna localizada adentro de la altura de la viga más alta que llegan al nudo. Se lo considera como otro elemento estructural, y por lo tanto hay que analizar las solicitaciones que se generan en su interior desde un punto de vista más real y efectivo, teniendo en cuenta las secciones de Hormigón y el Acero de refuerzo. Una viga transversal es aquella que se vincula al nudo en dirección perpendicular a aquella, en la cual, se realiza la verificación del corte.

Como consecuencia de momentos de distintos signos por la acción sísmica en las columnas que concurren al nudo, y una inversión de momentos similar de las vigas que lo atraviesan, la zona del nudo está sujeta a fuerzas de corte horizontales y verticales, cuya magnitud es típicamente varias veces superior que las actuantes en las vigas y columnas adyacentes al nudo. Si el nudo no se diseña para estas fuerzas, puede producirse la falla por corte.

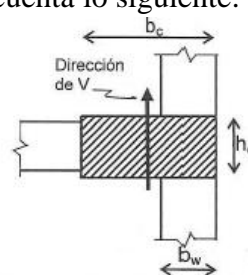
La reversión de momentos a través del nudo también significa que la armadura de la viga estará comprimida en un lado del nudo, y a fluencia por tracción en la cara opuesta. Las elevadas tensiones de adherencia que se requieren para sostener este gradiente de fuerzas a través del nudo pueden causar falla por adherencia y la correspondiente degradación de la capacidad a flexión, acompañada por una consecuente deriva excesiva del pórtico.

En los nudos, lo que se intenta garantizar es la transferencia de esfuerzos y la ductilidad del nudo.

### **XIII. 3** RESTRICCIONES GEOMÉTRICAS

Antes de analizar el nudo en cuestión, se debe tener en cuenta lo siguiente:

$$bb \leq \begin{cases} 3bc \\ bc + 1,5 hc \end{cases}$$



- Nomenclatura de acuerdo a la dirección de análisis

**XIII – Fig. N°2: Restricciones Geométricas.**

donde,

- $bb$ = ancho de la viga en cuya dirección se verifica el corte en el nudo.
- $bc$ = ancho de la columna (espesor perpendicular a la viga)
- $hc$ = altura de la columna (espesor en la dirección paralela a la viga)

### **XIII. 4 CRITERIOS DE DESEMPEÑO DE NUDOS EN ESTRUCTURAS DÚCTILES**

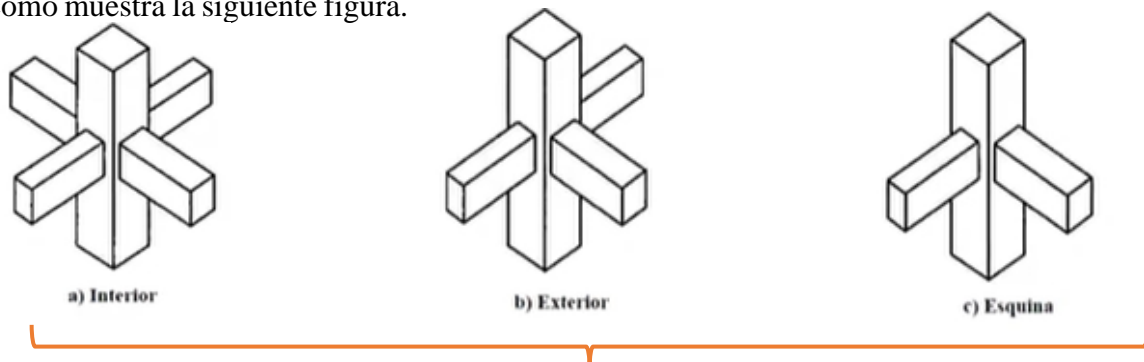
Los criterios de desempeño de nudos en estructuras dúctiles diseñadas para resistir sismos pueden formularse como sigue:

1. La resistencia del nudo no debe ser menor que la máxima demanda correspondiente al desarrollo del mecanismo de rótulas plásticas del pórtico. Esto eliminaría la necesidad de reparación en una zona relativamente inaccesible, y de disipación de energía por mecanismo de nudos, lo cual conlleva una severa degradación de resistencia y rigidez cuando se somete a acciones cíclicas en el rango inelástico.
2. La capacidad de la columna no debe ser amenazada por una posible degradación de resistencia en el interior del nudo (recordemos que el nudo es en realidad una parte de la columna)
3. Durante los sismos moderados los nudos deben responder preferentemente en el rango elástico.
4. Las deformaciones en nudos no deben incrementar significativamente la deriva de piso.
5. La armadura del nudo, necesaria para asegurar un desempeño satisfactorio, no debe causar dificultades constructivas indebidas.

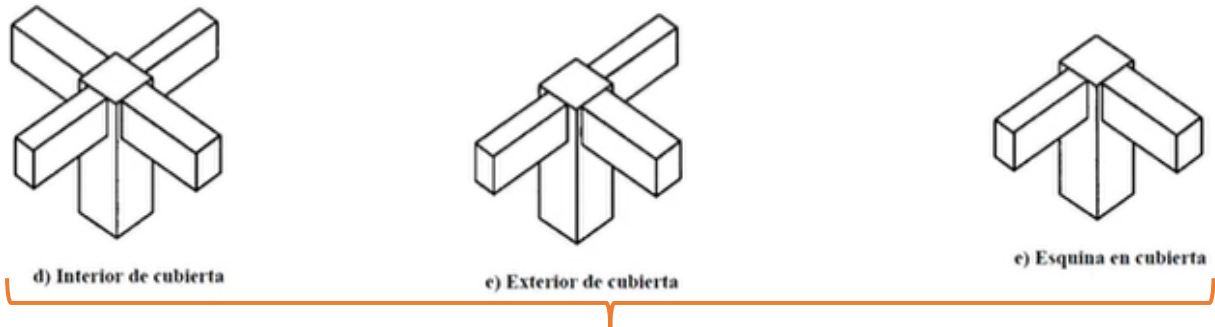
Se hace mención a varias clasificaciones de los nudos de pórticos, en función del tipo de nudo (según confinamiento), en función de las uniones viga-columna, etc.

### **XIII. 5 CLASIFICACIÓN DE LOS NUDOS DE PÓRTICO**

Lo que primero se debe hacer, es clasificar al nudo, es decir, en su forma geométrica como muestra la siguiente figura.



Estos nudos se dan en distintos niveles de la estructura.



Estos nudos se dan en el último nivel de la estructura, donde la columna finaliza.

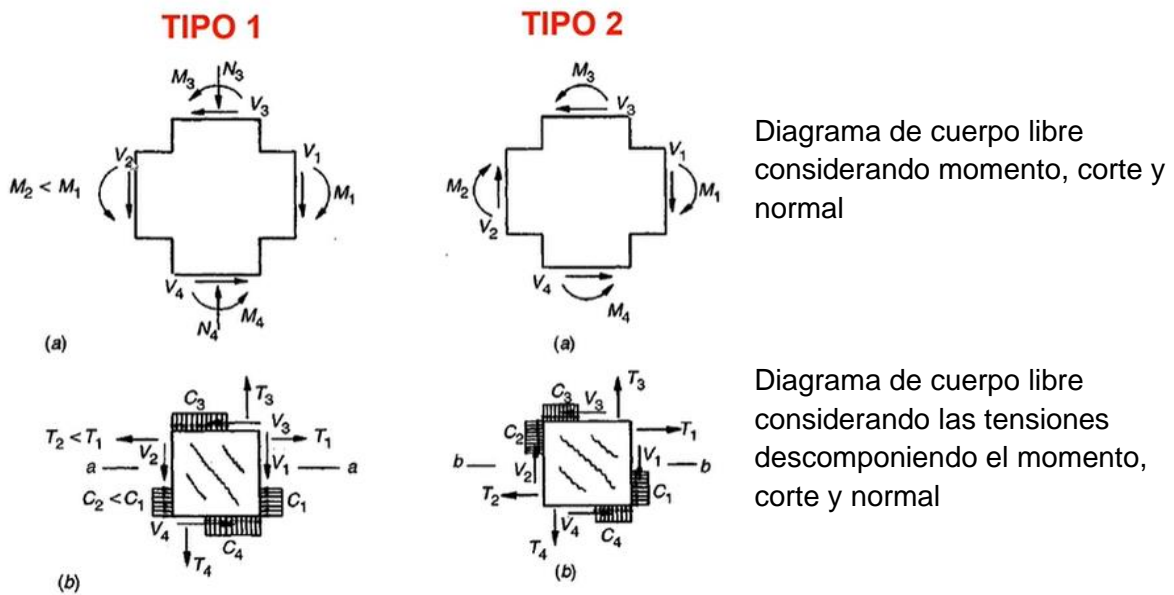
**XIII – Fig. N°3: Clasificación de los Nudos de pórtico.**

Quando el ancho de la viga es mayor que el de la columna, requiriendo que algunas barras de la viga sean ancladas o pasen por fuera del núcleo de la columna, se denomina: Nudos de viga ancha.

### XIII. 6 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES VIGA - COLUMNA

Las uniones estructurales se clasifican en dos categorías, basadas en las condiciones de carga y deformaciones previstas ante cargas laterales.

- Nudo TIPO 1: Unión compuesta por elementos estructurales diseñados por resistencia según CIRSOC 201-05, excluido el capítulo 5, para elementos sin deformación inelástica significativa.
- Nudo TIPO 2: Los elementos del pórtico son diseñados para resistir deformaciones reversibles en el rango inelástico. Incluye las uniones de pórticos que resisten cargas sísmicas.



**XIII – Fig. N°4: Clasificación de las uniones Viga – Columna.**

En el nudo se plantean solicitaciones de carga axiales, flexión, torsión y corte.

Especificaciones sobre el análisis de cada TIPO de nudo:

Se observa que, en el Nudo TIPO 1 se tiene en la cara superior un esfuerzo de tracción y en la cara inferior un esfuerzo de compresión, porque son vigas que han sido diseñadas para momento negativo. Lo que ocurre es que esas fuerzas se contrarrestan, por lo que tratan de equilibrarse.

Puede ocurrir que T1 sea diferente a T2, la resultante de esas 2 fuerzas tendrá una dirección, también se tendrá corte en el plano medio del nudo.

En cambio, en el Nudo TIPO 2, se tiene que de un lado el esfuerzo de tracción se tiene en la cara inferior y del otro lado el esfuerzo de tracción se tiene en la cara superior.

Lo que ocurre acá es que la componente de compresión de un lado del nudo, y la componente de tracción del otro lado del nudo se suman. En el plano medio del nudo, esta solicitado a una fuerza que tienden a generar corte puro. La magnitud del esfuerzo de corte del nudo en el plano medio tipo 1 es mucho menor que la magnitud del esfuerzo de corte en el plano medio del nudo tipo 2.

### **XIII. 7 RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE CONCURREN AL NUDO**

Es necesario determinar la resistencia a flexión de las vigas y columnas que concurren al nudo, ya que a partir de estas es que se establece la demanda al corte del nudo y además, para controlar la relación de resistencia columna-viga en cada unión.

Los nudos deben ser diseñados para las combinaciones de carga más críticas que resultan de la interacción de fuerzas multidireccionales que los elementos transmiten al nudo (cargas axiales, corte, flexión, torsión).

En cada nudo se debe determinar cuáles elementos alcanzan el inicio de la fluencia por flexión debido a esas cargas.

### **XIII. 8 ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS**

Lo primero que se controla es la cuantía de armaduras longitudinales de columna, para que se encuentre entre los límites

$$0.01 A_g \leq A_{st} \leq 0.08 A_g$$

Para el detallado de la columna, se debe cumplir los requerimientos para barras dobladas por cambio de sección según, Armaduras 8 – Libro de Susana B. de Gea.

Las verificaciones de los nudos que se deben hacer son 3:

- Confinamiento,
- Esfuerzo de corte
- Detallado (Anclaje).

### **XIII. 9 CONFINAMIENTO POR VIGAS**

Se debe tener en cuenta que el confinamiento del hormigón mejora el comportamiento global de la estructura. Para clasificar al nudo según el grado de confinamiento que proporcionan las vigas, se tiene el siguiente análisis:

- Si se tiene un nudo (ej., columna interior), y las vigas que llegan a la columna en las 4 caras de la misma tienen el mismo ancho, entonces el volumen de hormigón de la columna, entre la cara superior y la cara inferior de las vigas, estará rodeado de hormigón perteneciente a las vigas que llegan a ese nudo. En este caso las vigas confinan el hormigón que está dentro del nudo.
- Si las vigas son más chicas que la columna, o si falta una de las vigas, entonces el hormigón que está en la columna entre la cara superior y la cara inferior de las vigas no estará confinado.

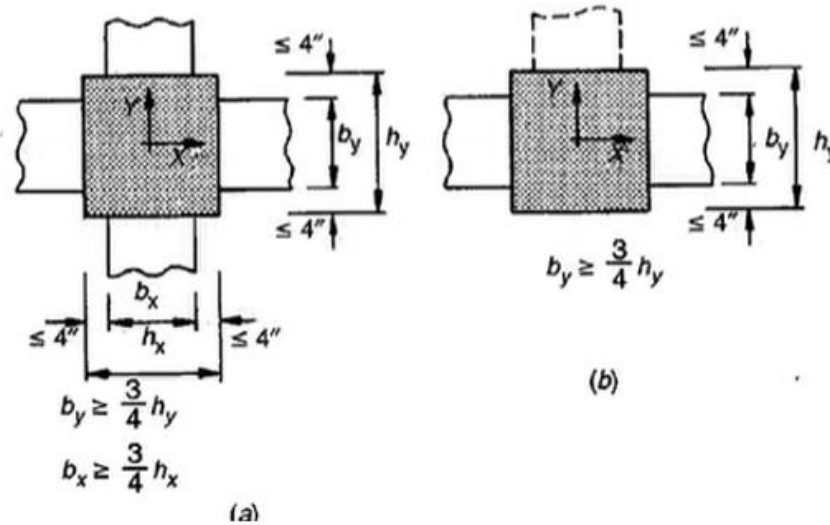
El hormigón en los nudos de pórtico, tienen que estar confinados porque es una zona donde se tiene mucha irregularidad en las tensiones y ende, el nudo trabaja mejor si está bien confinado.

Para la verificación del confinamiento del nudo, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Una unión interior tiene vigas que llegan desde los cuatro lados del nudo. Sin embargo, para que se clasifique en unión interior, las vigas deben cubrir al menos  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna y la altura total de la viga de menor altura no debe ser menor que  $\frac{3}{4}$  de la altura total de la viga mayor. Las uniones interiores que no satisfagan este requisito, deben clasificarse como uniones exteriores.
- Una unión exterior tiene al menos dos vigas que empatan en caras opuestas del nudo. Sin embargo, para que se clasifique como unión exterior, los anchos de las vigas en las dos caras opuestas del nudo deben cubrir al menos  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna y las alturas de estas dos vigas no deben ser menores que  $\frac{3}{4}$  de la altura total de la viga mayor que llega hasta el nudo. Las uniones interiores que no satisfagan este requisito, deben clasificarse como uniones de esquina.

Como conclusión del confinamiento de nudos, se puede hacer entonces la siguiente reflexión:

- El mejor nudo será el nudo interior, donde las vigas confinan al nudo a través de las 4 caras que llegan a la columna.
- Si en una dirección, las vigas no confinan el nudo, se va a degradar la categoría, que es el nudo exterior.
- Y si en ninguna de las dos direcciones, el nudo no está siendo confinado por las vigas que llegan a él, se va a degradar la categoría, que es el nudo de esquina.



**XIII – Fig. N°5: Confinamiento de Nudos**

### **XIII. 10 ARMADURA TRANSVERSAL EN EL NUDO**

La transmisión de la carga axial de la columna a través del nudo y la transmisión de la demanda de corte de las columnas y vigas al nudo requieren de un confinamiento lateral apropiado del hormigón en el núcleo del nudo por medio de armadura transversales, elementos estructurales transversales, o ambos.

La armadura transversal debe cumplir con lo especificado en el capítulo 1 (**Armaduras 6 y 7 – Libro Susana B. Gea: Diseño y Detallado de elementos estructurales de H°A° - CIRSOC 201/05**).

Además de la armadura exigida para columnas, el núcleo debe tener por lo menos dos capas de armadura transversal entre los niveles superior e inferior de la armadura longitudinal de la viga de mayor altura que concurre al nudo. La separación  $s$  entre los centros de las capas de armadura transversal debe cumplir con:

$$S \leq \begin{cases} 300 \text{ mm} \\ 150\text{mm, si el pórtico resiste cargas laterales no sísmicas.} \end{cases}$$

Las funciones primarias de los estribos en columnas son la de restringir el pandeo lateral de las barras longitudinales, mejorar la capacidad de las barras y proveer algún confinamiento al núcleo del nudo. Este confinamiento del núcleo es necesario para mantener la integridad del hormigón del nudo, mejorar la resistencia del hormigón y reducir el deterioro de rigidez y resistencia.

### XIII. 11 ESFUERZO DE CORTE EN EL NUDO

Para nudos con vigas en las dos direcciones perpendiculares, el corte horizontal en el nudo debe ser evaluado independientemente en cada dirección.

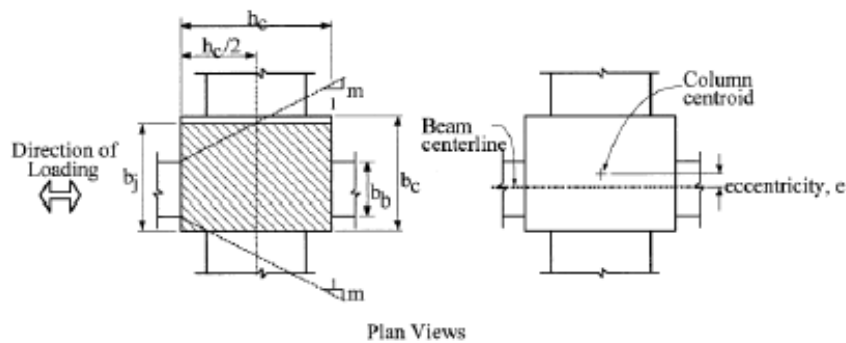
El esfuerzo de corte de diseño  $V_u$ , se calcula en un plano horizontal a media altura del nudo, considerando tanto los esfuerzos de corte en los extremos del cuerpo libre del nudo, como en las fuerzas normales de tracción y compresión en los elementos estructurales que llegan al nudo.

Se debe cumplir lo siguiente:  $V_u \leq \Phi V_n$ , con  $\Phi = 0.75$  y  $V_n$  la resistencia nominal a corte.

$$V_n = \gamma * \sqrt{f'c} * b_j * hc$$

Donde “ $b_j$ ” se define con las siguientes expresiones (se toma el menor valor):

$$b_j \leq \begin{cases} (bb + bc) / 2 \\ bb + \Sigma(m \cdot hc) / 2 \\ bc \end{cases}$$



XIII – Fig. N°6: Esfuerzo de Corte

- $hc$  = ancho de la columna en la dirección del corte, si la columna varia de medida justo en el nudo se toma el menor valor.
- $m$  toma los siguientes valores:
  - \_ 0,3 si la excentricidad  $e > bc/ 8$
  - \_ 0,5 en todos los otros casos
- Si el valor  $\Sigma(m \cdot hc) / 2$  es  $>$  que lo que la columna sobresale de la viga se toma el valor que sobresale

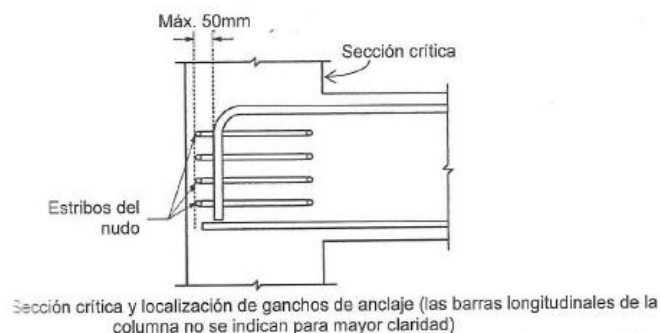
El valor de  $\gamma$  se saca de la siguiente tabla según como este configurado el nudo, el cual se observa la siguiente tabla:

VALORES DE $\gamma$ PARA DISTINTOS TIPOS DE NUDOS			
CLASE DE NUDO	Nudos efectivamente confinados en 4 caras verticales (int)	Nudos efectivamente confinados en 3 caras verticales (ext.)	Otros casos
Nudos con col. Continua	2,00	1,66	1,25
Nudo con col. descont. (techo)	1,66	1,25	1,00

**XIII – TABLA 1: Valores de  $\gamma$**

### **XIII. 12 ANCLAJE DE LAS ARMADURAS LONGITUDINALES**

La longitud de anclaje con ganchos se determina con las reducciones que se indican en capítulo 1 (**Armaduras 14 – Libro Susana B. Gea: Diseño y Detallado de elementos estructurales de H°A° - CIRSOC 201/05**). Los ganchos deben localizarse como se indica en la figura.



**XIII – Fig. N°7: Anclaje con ganchos**

### **XIII. 13 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO**

Como en la estructura se tiene una determinada cantidad de nudos, el cual deben ser analizados, se optó por considerar un nudo de esquina, el cual, llegan al mismo, dos vigas en dirección perpendicular entre ellas. Se trata del Nudo 1 (cubierta), conformado por una columna y dos vigas perpendiculares que llegan al mismo.

Al estar ubicada la estructura en una zona sísmica (zona 3), se debe considerar nudos Tipo 2, sin embargo, como las cargas laterales del sismo no son influyentes en la estructura, se adopta el caso del nudo Tipo 1, ya que las cargas gravitatorias son más influyentes que las cargas laterales generadas por el sismo.

A continuación, se muestra datos, tanto de la columna como de las dos vigas que llegan al nudo analizado en cuestión.

COLUMNA: C2			
	Valores	Unidades	
bc =	40	cm	
hc =	50	cm	
As (nΦAsi) =	20,1	cm <sup>2</sup>	10Ø16
db =	1,6	cm	
dbe (parte sup.) =	0,6	cm	c/separacion: 10cm
dbe (parte medio) =	0,6	cm	c/separacion: 20cm
Pu =	178,49	kN	
f'c =	21	Mpa	
fy =	420	Mpa	
Altura Columna =	2,5	m	

**XIII – TABLA 2: Dimensiones de la columna C2**

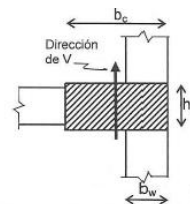
VIGAS: V1x ; V1y								
	V1x				V1y			
	Dirección de X		Dirección de Y		Dirección de X		Dirección de Y	
	Valores	Unidades	Valores	Unidades	Valores	Unidades	Valores	Unidades
bv =	40	cm	0	cm	0	cm	40	cm
hv =	40	cm	0	cm	0	cm	40	cm
As arriba (nΦAsi) =	5,65	cm <sup>2</sup>	0	cm <sup>2</sup>	0	cm <sup>2</sup>	8,55	cm <sup>2</sup>
	5Ø12		-		-		2Ø16 + 4Ø12	
As abajo (nΦAsi) =	5,65	cm <sup>2</sup>	0	cm <sup>2</sup>	0	cm <sup>2</sup>	8,55	cm <sup>2</sup>
	5Ø12		-		-		2Ø16 + 4Ø12	
dbe (c/separacion) =	0,6	cm	0	cm	0	cm	0,8	cm
	c/separacion: 17 cm				c/separacion: 7 cm			

**XIII – TABLA 3: Dimensiones de las vigas V1x y V1y**

### CONTROL DE LA RESTRICCIÓN GEOMÉTRICA

Como primera medida, se analizó lo siguiente:

$$bb \leq \begin{cases} 3bc \\ bc + 1,5 hc \end{cases}$$



- Nomenclatura de acuerdo a la dirección de análisis

**XIII – Fig. N°8: Restricciones Geométricas.**

donde,

- bb = ancho de la viga en cuya dirección se verifica el corte en el nudo.
- bc = ancho de la columna (espesor perpendicular a la viga).
- hc = altura de la columna (espesor en la dirección paralela a la viga).

	V1x		V1y	
	x	y	x	y
AREAS =	1600	0	0	1600
bv =	40	0	0	40

**XIII – TABLA 4: Área y ancho de V1x y V1y**

Se analiza la verificación con el mayor de los valores de  $b_v$  (entre las vigas), el cual, como si verifica, también verificará en todos los demás casos para los valores de  $b_v$ .

		cm	
$b_v \leq$	}	$3 * b_c =$	120
		$b_c + 1,5 * h_c =$	115

Verifica

**XIII – TABLA 5: Valores del ancho de viga referido a la columna**

### ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS

Se controla la cuantía de armaduras longitudinales de columna, para que se encuentre entre los límites:

$$0,01 A_g \leq A_{st} \leq 0,08 A_g$$

$$0,01 * (40\text{cm} * 50\text{cm}) \leq 10\emptyset 16 \leq 0,08 * (40\text{cm} * 50\text{cm})$$

$$20\text{cm}^2 \leq 20,1 \text{ cm}^2 \leq 160\text{cm}^2$$

**Verifica**

### REVISIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE ARMADURAS EN COLUMNAS

Según: (Armaduras 8 – Libro Susana B. Gea: Diseño y Detallado de elementos estructurales de H°A° - CIRSOC 201/05).

- Se adopta un recubrimiento de  $3\text{cm} \leq 5\text{cm}$

	Valores	Unidades
$C_c =$	3	cm
$b_c =$	40	cm
$h_c =$	50	cm
$d_{be} =$	0,6	cm

**XIII – TABLA 6: Características de la columna C1**

		cm	
$V_{1x}$	→	$h_v =$	40
$V_{1y}$	→	$h_v =$	40

} La altura del nudo será el mayor

**XIII – TABLA 7: Altura de las Vigas  $V_{1x}$  y  $V_{1y}$**

Si la cantidad de estribos mínima entre armaduras de vigas debe ser 2 y la separación es 7cm o 17cm, por ser un pórtico con cargas laterales no sísmicas, en la  $h$  nud., calculamos la cantidad de estribo como mínimo que debemos colocar:

- $S=17\text{cm}$ :  $40\text{cm} / 17\text{cm} = 2,35$ ; Entonces la cantidad de estribo como mínimo = 3.

- $S=7\text{cm}$ :  $40\text{cm} / 7\text{cm} = 5,7$ ; Entonces la cantidad de estribo como mínimo = 6.

La altura del nudo se define como la de la viga de mayor altura,  $h_{\text{nud.}} = 40\text{cm}$ .

### CONFINAMIENTO POR VIGAS

Para que se considere confinado el H° del nudo por vigas en las 4 caras, se tiene las siguientes condiciones a analizar:

- El ancho de las vigas que llegan a la columna no debe ser inferiores a  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna y el espacio no cubierto a los costados no debe ser mayor a 10 cm. En este caso, solo se tiene 2 vigas en una misma dirección que llegan a la columna.
- La altura de la viga más pequeña no debe ser menor que  $\frac{3}{4}$  de la de mayor altura, de todas formas, se considera cubierto solo en la altura de la viga menor.

Las condiciones planteadas, se puede dar de forma parcial, por ejemplo, en un sentido, se puede tener 2 vigas que lleguen al nudo, que cumplan las condiciones anteriores y en el otro no llegan o no cumplen, entonces se verifica solo en el sentido que no cumple.

	cm		
$b_v (40\text{cm}) \geq$	$\frac{3}{4} * h_c$	(Ancho)	condiciones a verificar su cumplimiento
$h_v (\text{mas pequeña} = 40\text{cm}) \geq$	$\frac{3}{4} * h_c$	(Alto)	

**XIII – TABLA 8: Valores de  $b_v$  y  $h_v$  de las vigas referido a la columna C1**

Al nudo N°1 llegan 2 vigas, se debe verificar si confinan el mismo:

		cm		
_ANCHO:	$\frac{3}{4} * h_c =$	37,5	→	las vigas de $b_v = 40\text{ cm}$ ; Cumplen
_ALTO:	$\frac{3}{4} * h_v =$	37,5	→	las vigas de $h_v = 40\text{ cm}$ ; Cumplen

**XIII – TABLA 9: Verificación del confinamiento del nudo**

Se concluye que, al concurrir 2 vigas al nudo en una misma dirección, se trata de un Nudo Exterior de Cubierta.

### ARMADURA TRANSVERSAL

Según: (Armaduras 6 y 7 – Libro Susana B. Gea: Diseño y Detallado de elementos estructurales de H°A° - CIRSOC 201/05).

Se tiene que:

- En la dirección de "y" verifica el confinamiento, se puede reducir la armadura transversal.
- En la dirección de "x" verifica el confinamiento, se puede reducir la armadura transversal.

**“Armadura 6: Estribo en columnas: diámetros mínimos y separaciones máximas”.**

Se tiene la columna, con una armadura conformada por barras:  $db = \varnothing 16 \leq 16\text{mm}$ , el cual, por tabla, diámetro mínimo de estribos es de 6mm, el cual se adoptó:  $dbe = 8\text{mm}$ .

Para determinar la separación vertical máxima de los estribos en columnas, se debe cumplir las siguientes condiciones:

		cm			
$S(\text{cm}) \leq$	}	30			
		15			

$S \leq$	}	$12 * db$			
		$48 * dbe$			
		$b$ (menor dimensión de columna)			

→

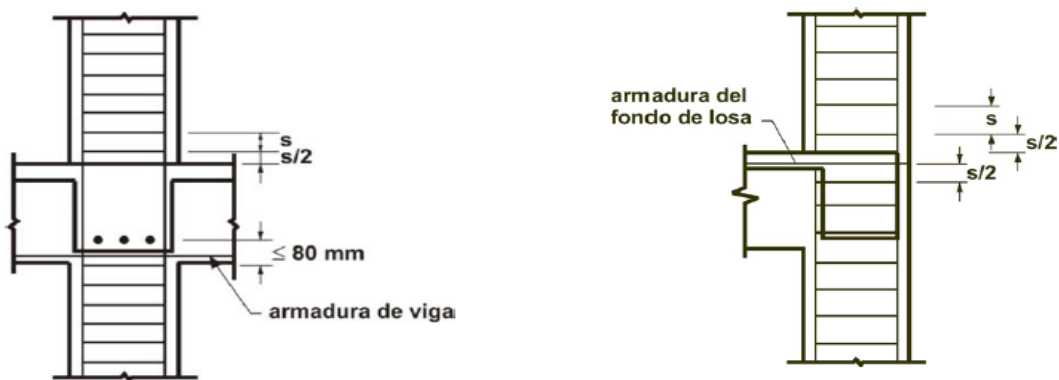
		cm			
$S(\text{cm}) \leq$	}	19,2			Se adopta el menor valor
		28,8			
		40			

**XIII – TABLA 10: Separación de las barras a cumplir**

La separación que se adoptó es de 19,2cm, por lo tanto, se consideró 3 estribos dentro del nudo por la columna.

**“Armadura 7: Estribo en columnas: dispositivos para arriostrar las barras longitudinales contra el pandeo y distancias máx. a elementos estructurales”.**

La distancia vertical entre el estribo cerrado del extremo inferior de la columna y la parte superior de la base (fundación), o de la losa de entrepiso, y la distancia entre el estribo cerrado del extremo superior de la columna y la armadura horizontal más baja de la losa o del ábaco superior, debe ser menor que la mitad del valor s de la separación entre estribos.



**XIII– Fig. 9: Condiciones s/ Armadura 7**

Cuando a una columna concurren vigas o ménsulas desde cuatro direcciones distintas, el último estribo de la columna se debe colocar, como máximo, a 80 mm por debajo de la armadura más baja de la viga, o ménsula de menor altura.

## VERIFICACIÓN DEL CORTE

Para la verificación al corte, se tiene:

- En la dirección y-y hay corte, por lo que el máximo esfuerzo de corte posible en el nudo es función de la resistencia a flexión de la viga V1y.
- En la dirección x-x hay corte, por lo que el máximo esfuerzo de corte posible en el nudo es función de la resistencia a flexión de la viga V1x.

A continuación, se realizó el análisis del esfuerzo de corte para ambas vigas.

### ESFUERZO DE CORTE EN EL NUDO

Se analiza el esfuerzo de corte en ambas direcciones:

- Dirección x-x (Viga V1x):

Se calcula la altura útil y altura total de la armadura de la viga, a partir de los datos de la dimensiones y recubrimiento de la viga.

$$\_d' = Cc + (db/2) = 3,6\text{cm} \longrightarrow \_d = hv - d' = 36,40\text{cm}$$

$$\_C1x = T1x \longrightarrow 0,85 * f'c * a * b = As * fy$$

$$\_As1x = 5\phi12 = 5 * 1,13 \text{ cm}^2 = (\text{Tabla})$$

$$\_a = (As1x * fy) / (0,85 * f'c * b) = 0,03 \text{ m} \quad ; \quad \_b = 40\text{cm}$$

$$C1x = T1x \longrightarrow 0,85 * f'c * a * b = As * fy = 0,237 \text{ MN}$$

$$\_M1x = As * fy * (d - a/2) = 0,08 \text{ MN}$$

$$\_Vx, \text{col} = M1x / L = 0,033 \text{ MN}$$

$$\_Vux = T1x - Vx, \text{col} = \underline{0,204 \text{ MN}}$$

- Dirección y-y (Viga V1y):

Se calcula de igual forma que en la dirección x-x, la altura útil y altura total de la armadura de la viga, a partir de los datos de la dimensiones y recubrimiento de la viga.

$$\_d' = Cc + (db/2) = 3,8\text{cm} \longrightarrow \_d = hv - d' = 36,20\text{cm}$$

$$\_C1y = T1y \longrightarrow 0,85 * f'c * a * b = As * fy$$

$$\_As1y = 2\phi16 + 4\phi16 = 2 * 2,01 \text{ cm}^2 + 4 * 1,13 \text{ cm}^2 = 8,55 \text{ cm}^2 (\text{Tabla})$$

$$\_a = (As1y * fy) / (0,85 * f'c * b) = 0,05 \text{ m} \quad ; \quad \_b = 40\text{cm}$$

$$C1y = T1y \longrightarrow 0,85 * f'c * a * b = As * fy = 0,359 \text{ MN}$$

$$\_M1y = As * fy * (d - a/2) = 0,12 \text{ MN}$$

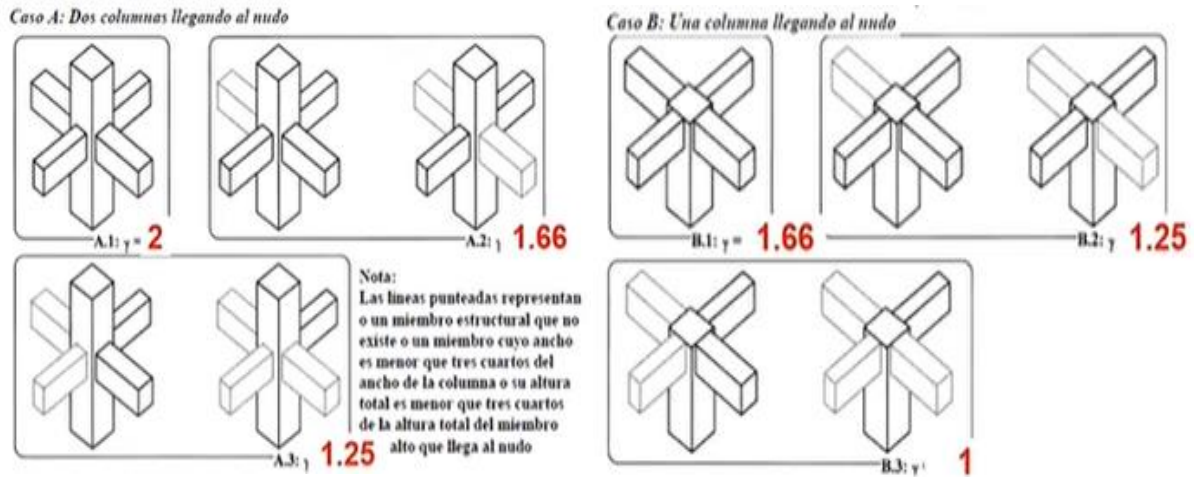
$$\_Vy, \text{col} = M1y / L = 0,048 \text{ MN}$$

$$\_Vuy = T1y - Vy, \text{col} = \underline{0,311 \text{ MN}}$$

### RESISTENCIA AL CORTE DEL NUDO

Al tener ambas vigas de igual dimensiones, solo cambian las armaduras en cada una de ellas, el siguiente calculo es el mismo para ambos casos.

Se trata de un nudo confinado en 2 caras verticales. De tabla 6,1 (Libro de Susana B. Gea), se obtiene el valor de  $\gamma = 1$ .



XIII – Fig. 10: Valores de  $\gamma$  para distintas clases de nudos.

Se debe verificar lo siguiente:

$$V_u \leq \Phi V_n$$

- $\Phi = 0,75$ .
- $V_n$  la resistencia nominal a corte.

Se calcula:

$$V_n \text{ (MN)} = \gamma * \sqrt{f'c} * b_j * hc$$

Donde "bj" se define con las siguientes expresiones (se toma el menor valor):

$$b_j \leq \begin{cases} (bb + bc) / 2 \\ bb + \sum(m \cdot hc) / 2 \\ bc \end{cases}$$

- $(m * hc) / 2 \leq$  extensión de la columna mas allá del extremo de la viga

$$(0,5 * 0,50\text{cm}) / 2 \geq 2,5\text{cm}$$

$$12,5\text{cm} \geq 2,5\text{cm}$$

		$m$				
$b_j \leq$	{	$(bv + bc) / 2 =$	0,4	→	$b_j =$	$m$
		$bv + \epsilon (m * hc / 2) =$	0,525			0,525
		$bc =$	0,4			

XIII – TABLA 11: Valores de  $b_j$

Con los valores obtenidos, reflejados en la siguiente tabla, se calculó:  $V_n$

	Valores	Unidades
$\gamma =$	1	-
$f'c =$	21	Mpa
$b_j =$	0,525	m
$h_c =$	0,50	m
$m =$	0,5	-
$\phi =$	0,75	-

**XIII – TABLA 12: Valores para el cálculo de la resistencia a corte nominal ( $V_n$ )**

$V_n = \gamma * (\text{raiz}(f'c)) * b_j * h_c \longrightarrow V_n = 1,20 \text{ MN}$

A continuación, se realizó la verificación, respecto a cada una de las vigas:

- Para  $V_{u1x}$ :  $V_u \leq \phi V_n \longrightarrow V_u = 0,20 \text{ MN} \leq 0,90 \text{ MN}$  **Verifica**
- Para  $V_{u1y}$ :  $V_u \leq \phi V_n \longrightarrow V_u = 0,31 \text{ MN} \leq 0,90 \text{ MN}$  **Verifica**

**ANCLAJE CON GANCHOS**

Se determinó el valor de la longitud de gancho a  $90^\circ$  ( $l_{dh}$ ) de las 2 vigas que llegan al nudo. El cálculo de  $l_{dh}$  se realizó en función del diámetro de las barras de las vigas, es decir, para la viga  $V_{1x}$ , se tiene barras  $\phi 12$ , y para la viga  $V_{1y}$ , se tiene barras  $\phi 12$  y  $\phi 16$ .

Según: (Armaduras 15 Tabla – Libro Susana B. Gea: Diseño y Detallado de elementos estructurales de H°A° - CIRSOC 201/05).

- Viga  $V_{1x}$ :

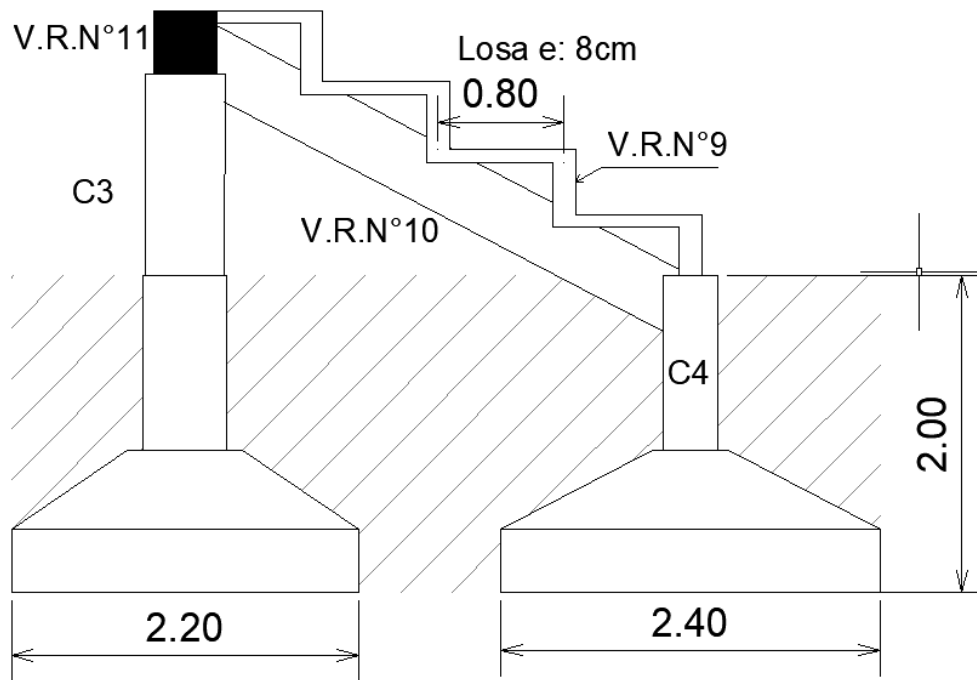
$db = 1,2 \text{ cm}$	} $l_{dh} \text{ (cm)}$		} $l_{dh} \text{ min} \geq$	$8 * db =$	9,6
Tipo I: H° de densidad normal		27		$150 \text{ mm} =$	15
$f'c = 21 \text{ Mpa}$					
	$l_{dh} \text{ (cm)}$	$\geq$	$l_{dh} \text{ min (cm)}$		
	27		9,6		
		<b>VERIFICA</b>			

- Viga  $V_{1y}$ :

$db = 1,2 \text{ cm}$	} $l_{dh} \text{ (cm)}$		} $l_{dh} \text{ min} \geq$	$8 * db =$	9,6
Tipo I: H° de densidad normal		27		$150 \text{ mm} =$	15
$f'c = 21 \text{ Mpa}$					
	$l_{dh} \text{ (cm)}$	$\geq$	$l_{dh} \text{ min (cm)}$		
	27		9,6		
		<b>VERIFICA</b>			



#### XIV. LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO



#### FUNDACIONES

XIV – Fig. N°1: Corte de las tribunas e identificación de sus componentes.

Las losas de hormigón armado tienen la particularidad de trabajar como un conjunto de vigas rectangulares de hormigón armado, para su dimensionamiento se toma una franja de la losa de ancho unitario (1m), utilizando esto tanto para las cargas y solicitaciones como para el dimensionado.

Al dimensionar de esta forma debemos usar una tabla como la de los estribos ya que nos da  $\text{cm}^2/\text{m}$ , de esta forma se adoptará las secciones de refuerzo.

Esta estructura tiene la particularidad de trabajar ya sea en una o en dos direcciones, se define a través de los siguientes parámetros:

Se arma en una dirección si:

- Dos apoyos paralelos
- Voladizo
- Cuatro apoyos con relación de luces

$$\beta = \frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}} \leq 2 \Rightarrow 2 \text{ direcciones}$$

$$\beta = \frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}} > 2 \Rightarrow 1 \text{ direccion}$$

Se determino por el parámetro “dos apoyos paralelos” que la losa de la tribuna trabajara como una losa de hormigón armado en una dirección. La armadura principal se desarrollará en el sentido más corto de la losa denominado “Armadura Principal”.

En la otra dirección se desarrollará a lo largo una armadura denominada “armadura de Retracción y Temperatura” la cuales ayudan a repartir las cargas entre todas las barras y van a controlar principalmente los efectos de la contracción del Hormigón y las dilataciones por temperatura.

Estas contracciones existen debido a la retracción del hormigón por fragüe. Cuando una losa monolíticamente unida a otros elementos (viga) no puede retraerse libremente entonces generan esfuerzos. Estas fisuras no son peligrosas si son controladas con este tipo de armadura, la cual viene definida en su cantidad y separación por la normativa CIRSOC 201 – Capitulo 7.12.

**Tabla 7.12.2.1. Cuantías mínimas ( $\rho = A_s / b h$ ) totales para la armadura de contracción y temperatura**

Acero utilizado	Cuantías mínimas
(a) En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420 ó ADN 420S ó malla soldada de alambre liso	0,0018
(b) En losas donde se utilice armadura con una tensión de fluencia mayor que 420 MPa	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y}$

$$s \begin{cases} \leq 3 \text{ veces el espesor } h \text{ de la losa} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$f_y \begin{cases} \leq 420 \text{ MPa cuantía mínima} = 0,0018 \\ > 420 \text{ MPa cuantía mínima} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} \geq 0,0014 \end{cases}$$

**XIV – TABLA N°1: Valores de Cuantía Mínima.**

Otro de los parámetros a tener en cuenta será el tipo de acero a utilizar, el cual será él denominado en el mercado argentino como Acero ADN-420 nervurado, para asegurar la adherencia entre el acero y hormigón.

Otro parámetro de cálculo para el diseño de la losa en una dirección, será el recubrimiento mínimo que debe tener nuestro acero para garantizar la protección contra la corrosión por carbonatación. Este está definido por el tipo de exposición “A2”, ubicación del Hormigón “no expuesto al aire libre ni contacto con el suelo” y diámetro de la barra  $db \leq 32\text{mm}$ . El recubrimiento previsto de esta losa será de 20 mm. Según tabla del reglamento CIRSOC – Cap 7 – Tabla 7.7.1.

Por requisitos de durabilidad a cumplir por el hormigón, en función del tipo de exposición de la estructura, se deberá tener en cuenta la Tabla 2.5., el cual se observará como

requisitos la razón de agua/cemento máximo del hormigón y el  $f'c$  min que se refiere a la resistencia especificada mínima a compresión, en MPa. Para la exposición A 2 se deberá cumplir que para el hormigón armado la razón de agua/cemento será de 0,50. Para el  $f'c$  min será de 21 MPa para el tipo de exposición.

#### XIV. 1 DISEÑO DE LOSA DE TRIBUNA

##### LUZ DE CALCULO

Las losas construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres menores que 3 metros, se pueden calcular como losas continuas sobre apoyos simples. En este caso tendrá como luz de cálculo, la luz libre de eje a eje de apoyo.

$$Lc = 0.8 m$$

#### XIV. 2 PREDIMENSIONADO DE ESPESOR.

Se realizara el predimensionado del espesor de la losa en 1 dirección, siguiendo las indicaciones del REGLAMENTO CIRSOC 201 -Tabla 9.5.a.

Tabla 9.5.a) Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de las flechas

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

La luz  $l$  se expresa en mm.  
 Los valores dados en esta tabla son para elementos de hormigón de peso normal ( $w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ ) y armadura con  $f_y = 420 \text{ MPa}$ .  
 Para otras condiciones, los valores se deben modificar como se indica a continuación:  
 a) Para hormigón liviano estructural con  $w_c$  comprendido entre 1500 y 2000  $\text{kg/m}^3$ , los valores de la Tabla 9.5.a) se deben multiplicar por  $(1,65 - 0,0003 w_c)$ , valor que debe ser igual o mayor que 1,09.  
 b) Para  $f_y \neq 420 \text{ MPa}$ , los valores de esta Tabla se deben multiplicar por la expresión  $(0,4 + f_y / 700)$ .

XIV – TABLA N°2: Valores de Altura o Espesor mínimo.

Se tomará en cuenta, que se considera simplemente apoyada si la losa llegara a una viga y esta no continuará por detrás de la misma. Este espesor mínimo es para tener control de la flecha.

$$e \text{ min} = \frac{l}{20} = \frac{80 \text{ cm}}{20} = 4 \text{ cm}$$

Se adoptará un espesor de losa  $e = 8 \text{ cm}$ .

### **XIV. 3 ANALISIS DE SOBRECARGA**

Se encontrará la sobrecarga de esta estructura, a través del CIRSOC 101 – Cap 4.

- $L = 5 \text{ KN/m}^2$  para tribunas sin asiento fijo

Tribunas, estadios y estructuras similares. Suelen estar sujetas a cargas de impacto causadas por muchedumbres moviéndose al unísono ya sea saltando o pisando fuerte. Para tener en cuenta este efecto, y en la medida que no se realicen cálculos más precisos, se puede adoptar un coeficiente de impacto de 1,5 por el que se deberán multiplicar las cargas para realizar el cálculo de los elementos estructurales cercanos a la ubicación de la carga. El efecto de este impacto en los elementos lejanos es despreciable, por lo que no resulta indispensable considerarlo

Quedará definida la sobrecarga como

- $L = 1.5 * 5 \text{ KN/m}^2 = 7.5 \text{ KN/m}^2$

Se determinará como carga distribuida linealmente por el ancho unitario.

- $L = 7.5 \text{ KN/m}$

### **XIV. 4 ANALISIS CARGA PERMANENTE**

Se usarán los valores que se indican en el presente Reglamento CIRSOC 101 – Cap 2.

- Hormigón armado: peso unitario  $25 \text{ kN/m}^3$
- Espesor de losa:  $8 \text{ cm} = 0.08 \text{ m}$ .

$$\text{Peso propio losa} = e * \gamma H^o$$

$$\text{Peso propio losa} = 0.08 \text{ m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Se determinará como carga distribuida linealmente por el ancho unitario.

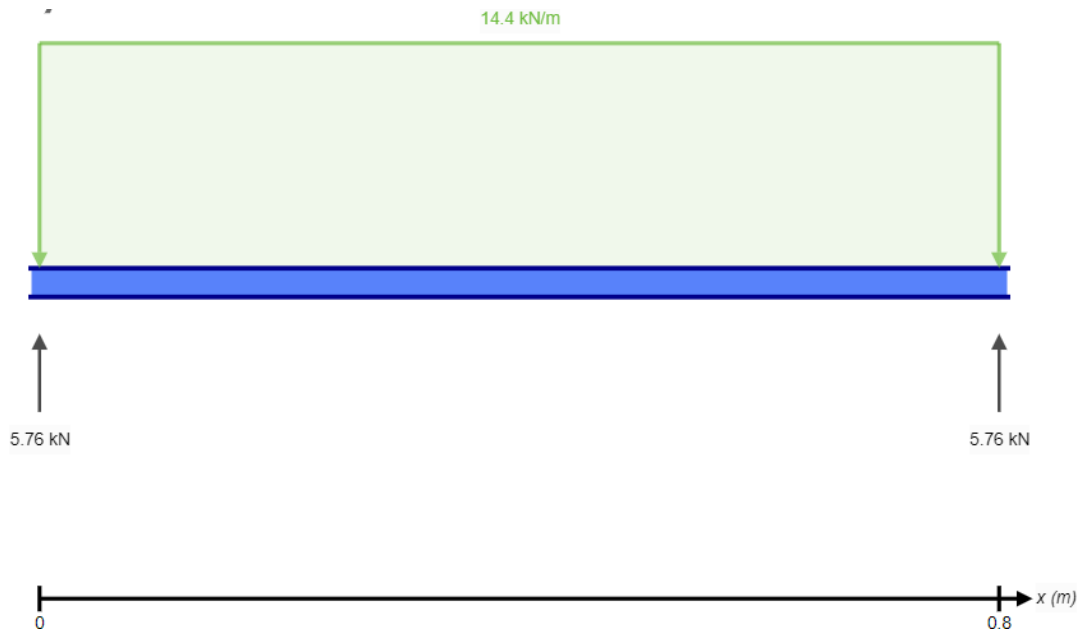
- $D = 2 \text{ kN/m}$

### **XIV. 5 DISEÑO**

Se procede al diseño de la viga de losa de ancho  $1 \text{ m}$  y espesor  $e$  de  $8 \text{ cm}$ . A través del programa skyciv, se obtuvo los diferentes esfuerzos que solicitan a la losa.

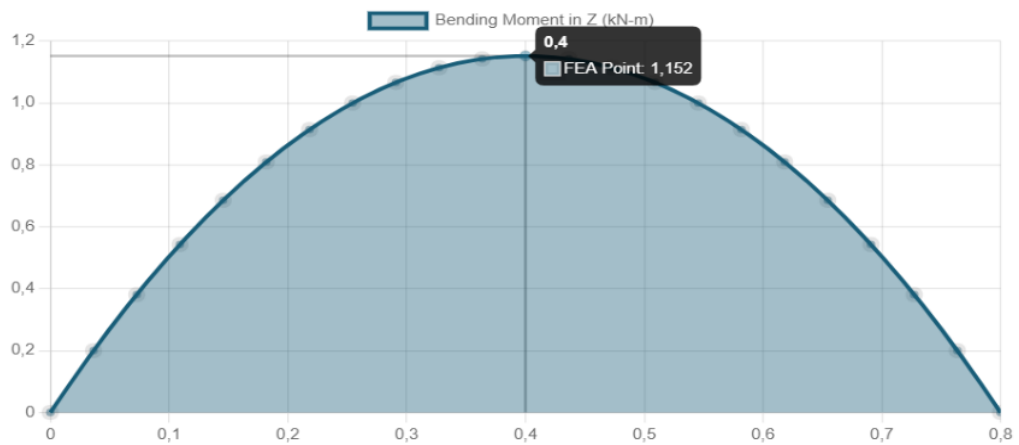
Se tendrá en cuenta una sola combinación de carga

- $U = 1.2 D + 1.6 L = 14.4 \text{ kN/m}$



XIV – Fig. N°2: Viga solicitada a carga distribuida lineal, con sus respectivas reacciones de vinculo.

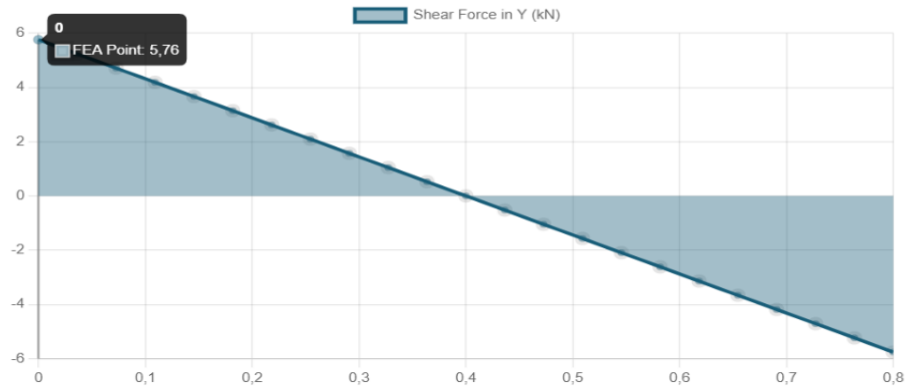
## MOMENTO



XIV – Fig. N°3: Diagrama de momento de la losa solicitada a carga distribuida.

## CORTE

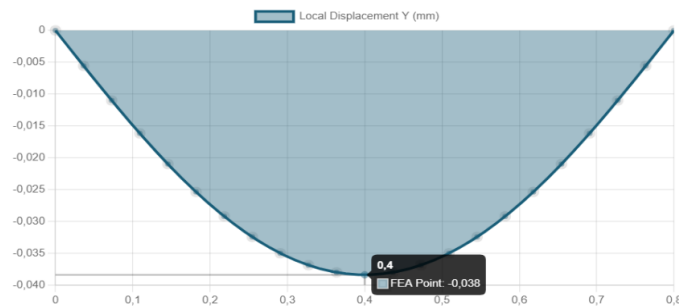
Shear Force Diagram ↗



XIV – Fig. N°4: Diagrama de corte de la losa solicitada a carga distribuida.

## DEFLEXION

Deflection ↗



XIV – Fig. N°5: Diagrama de deflexión de la losa solicitada a carga distribuida.

### XIV. 6 SOLICITACIONES

Luego del analizar a través del programa skyciv, se obtuvo las diferentes solicitaciones a la que se encuentra la losa de tribuna.

- $M_u = 1.152 \text{ KNm}$
- $V_u = 5.76 \text{ KN}$

### XIV. 7 VERIFICACIÓN AL CORTE

Esta verificación tiene los mismos criterios que para la verificación al corte en vigas de hormigón.

- $V_u = 5.76 \text{ kN}$

Se realizará verificación al corte para la losa que únicamente están solicitadas a flexión y corte.

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * e * b$$

- Espesor  $e = 8\text{cm}$
- Ancho de losa ( $b$ ) = 100cm

$$V_c = \left( \frac{1}{6} * \sqrt{21\text{MPa}} * 8\text{ cm} * 100\text{ cm} \right) / 10 = 61.10\text{ kN}$$

Se determino que toda la armadura llegará al apoyo entonces para saber si se debe prescindir de armadura de corte, se deberá cumplir la siguiente expresión.

$$V_u \leq 0.75 * V_n$$

$$5.76\text{ KN} \leq 0.75 * 61.10\text{ KN}$$

$$5.76\text{ KN} \leq 45.83\text{ KN VERIFICA.}$$

Se procederá a prescindir de armadura de corte.

#### **XIV. 8 DISEÑO A FLEXION**

Se realizará el diseño a flexión de la viga con los siguientes valores:

- $C_c = 2\text{ cm}$ , recubrimiento.
- Hormigón de clase H-21, resistencia especificada a compresión  $f'c$  es de 21 MPa.
- $F_y = 420\text{ MPa}$ , tensión característica de fluencia del acero ADN 420.
- $b = 100\text{ cm}$ , longitud de la base de la sección transversal.
- $h = 8\text{ cm}$ , altura de la sección transversal.
- $d = 5,6\text{ cm}$ , de acuerdo al diámetro de armaduras previsto
- $M_u = 1.152\text{ kNm}$ .

$$M_n = 1.152\text{ KNm} / 0.9 = 1.28\text{ KNm}$$

$$mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f'c}$$

$$mu = \frac{1.28\text{ Knm}}{(1 * (0.056)^2 * 21\text{ Mpa}) * 1000} = 0.019$$

Por tabla obtenemos que este  $mu$  es menor al mínimo adoptamos armadura mínima

$$P_{min} = 0.33$$

$$A_s = \frac{p * b * d}{100}$$

$$A_s = \frac{0.33 * 100 * 5.6}{100} = 1.85\text{ cm}^2/m$$

Se verificará la cuantía mínima en la sección

$$A_{smin} = 0.0018 * 8 * 100 = 1.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1.85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 1.44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ VERIFICA}$$

Verifica que la armadura sea mayor a la armadura mínima por retracción y temperatura.

#### **XIV. 9 SEPARACIÓN MÁXIMA**

Según norma CIRSOC 201 – CAP. 7

$$S1 \leq 2.5 e = 2.5 * 8\text{cm} = 20 \text{ cm}$$

$$25 db = 25 * 8 \text{ mm} = 20\text{cm}$$

$$30\text{cm}$$

Se adoptará una separación  $s = 10\text{cm}$

Por tabla obtenemos 1 barra  $\varnothing 6$  cada  $10 \text{ cm} = 2.83 \text{ cm}^2 / \text{m}$

También se tendrá armadura en el otro sentido, la cual es por retracción y temperatura.

$$A_{smin} = 0.0018 * 8 * 100 = 1.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tenemos una separación máxima de acuerdo al CIRSOC 201 – cap 7

$$S \leq 3h = 3 * 8\text{cm} = 24\text{cm}$$

$$30\text{cm}$$

Por tabla obtenemos 1 barra  $\varnothing 6$  cada  $15 \text{ cm} = 1.88 \text{ cm}^2 / \text{m} > 1.44 \text{ cm}^2/\text{m}$  VERIFICA.

Con estos cálculos se concluye el diseño de losa armada en una dirección. la cual nos deja con los siguientes criterios

- No se requiere armadura de corte
- Armadura principal lado más corto: 1 barra  $\varnothing 8$  c/15 cm
- Armadura por retracción y temperatura: 1 barra  $\varnothing 6$  c/15 cm

#### **XIV. 10 LONGITUD DE ANCLAJE**

En todo elemento sometido a tracción se debe garantizar la longitud de anclaje, a través de la norma CIRSOC 201 – Cap 12.

$$l_d = \left( \frac{12 * f_y * \omega_t * \omega_e * \lambda}{25 \sqrt{f'c}} \right) * db$$

$$l_d = \left( \frac{12 * 420 * 1 * 1 * 1}{25 \sqrt{21}} \right) * 8\text{mm} = 352 \text{ mm} = 35.2 \text{ cm}$$

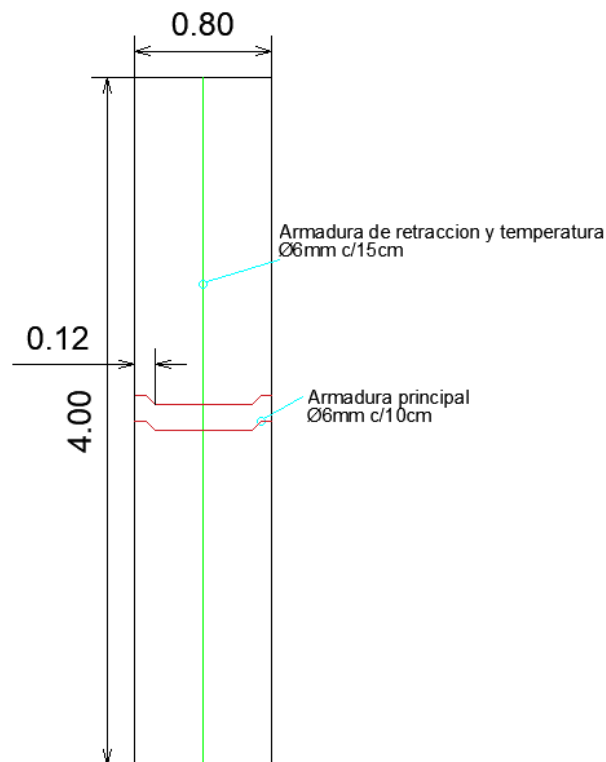
Esta longitud de anclaje queda fuera de la viga de 0.14x0.45, se procederá a calcular  $l_{dh}$

$$l_{dh} = \left( 0.24 * \omega_e * \lambda * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) * d_b$$
$$l_{dh} = \left( 0.24 * 1 * 1 * \frac{420}{\sqrt{21}} \right) * 8mm = 176 mm = 17.6 cm$$

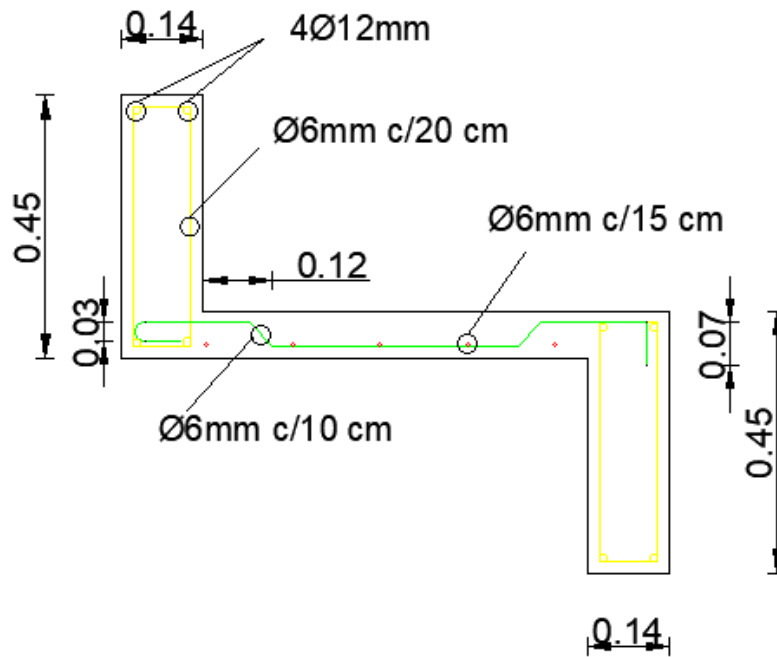
Aun así la longitud de anclaje con gancho queda fuera de la viga, por este motivo se realiza un factor de modificación previsto por la tabla 12.5.3 CIRCOS 201.

$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ adoptado}} = \frac{1.84}{2.83} = 0.65$$
$$l_{dh} = 17.6 cm * 0.61 = 11,44 cm.$$

#### XIV. 11 DETALLE DE ARMADO



XIV – Fig. N°6: Detallado de armadura de la losa de espesor 8cm. Detalle de armadura para empotramiento imprevisto.



XIV – Fig. N°7: Detalle de disposición de la armadura en las vigas y en la losa, mandril de doblado, distancia de anclaje.

## **XV. BASES DE FUNDACIÓN**

Con los cálculos realizados del análisis de cargas, se procedió a realizar el predimensionado de las bases de fundación de la estructura, el cual, se identificó 4 zonas, en función de las cargas actuantes. Las 4 zonas identificadas fueron:

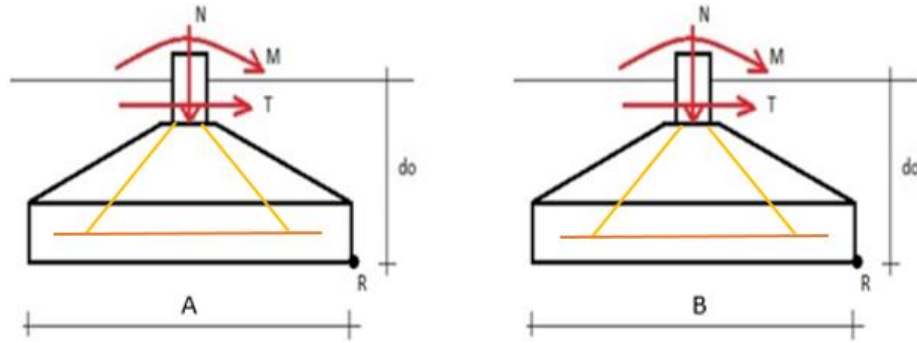
- Bases de fundación debajo de las tribunas, en sentido longitudinal de la estructura. Para este sector, se dispuso de zapatas aisladas, en las que se consideró el peso propio de la tribuna, como así también la sobrecarga.
- Bases de fundación detrás de las tribunas, en sentido longitudinal de la estructura. Para este sector, se dispuso de zapatas aisladas ubicadas debajo de las columnas, el cual se consideró el peso propio de la cubierta, vigas longitudinales, columnas, como así también la sobrecarga de cubierta según norma.
- Bases de fundación, en sentido longitudinal de la estructura, del lado contrario a las tribunas, es decir, del lado del pasillo que conecta con vestuarios y baños. Para este sector, se dispuso de zapatas aisladas, el cual se consideró el peso propio de la cubierta, vigas, columnas, como así también la sobrecarga de cubierta según norma.
- Bases de fundación, en sentido transversal de la estructura, en ambos lados de la misma. Para ambos sectores, se dispuso de zapatas aisladas, en las que se consideró el peso propio de la cubierta, vigas transversales, y columnas.

Al disponer únicamente de bases aisladas en toda la estructura para su fundación, se solicitó información por parte de la Universidad Católica de Salta, el cual, se nos brindó un estudio del suelo correspondiente al sector de uno de los edificios, “CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO ADMINISTRATIVO NUEVO, Sede de la UCS en Campo Castañares”, en donde se pudo extraer las características Geotécnicas del terreno, para realizar los cálculos, tanto del dimensionamiento de las bases y columnas, como así también de la cantidad de armadura a considerar.

Habiendo analizado la información sobre el estudio de suelo, se procedió a realizar el análisis y predimensionado de las bases de fundación, para las 4 zonas mencionadas.

Se desarrolló de forma completa el dimensionado de una zapata aislada de hormigon armado, considerando la mas desfavorable, dicho procedimiento de cálculo para el dimensionado será el mismo para el desarrollo de las demás bases de la estructura.

Se optó por las zapata aislada (Base N°5): ubicada en sentido longitudinal de la estructura, del lado contrario a las tribunas, es decir, del lado del pasillo que conecta con vestuarios y baños), considerandose las mas desfavorables, debido a los esfuerzos que la estan solicitando. La funcion que tienen las zapatas aisladas es, transmitir el esfuerzo axial a compresion (tambien se dispone de momento y cortante en ambos sentidos, el cual fueron considerados en los cálculos realizados), hacia el suelo a traves de lineas de compresión en la base.



**XV – Fig. N°1: Zapata aislada solicitada a esfuerzo normal a compresión, momento y corte en ambas direcciones. Líneas amarillas son de compresión y línea naranja es la barra de acero.**

### **XV. 1 CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO - TEORÍA DE MEYERHOF**

A continuación, se muestra una tabla, en donde se tiene valores de coeficientes obtenidos por el estudio de suelo, por medio de la Teoría de MEYERHOF, para la determinación de la Capacidad de Carga del suelo sobre el que se va a asentar la estructura.

Se buscó determinar los valores de la Capacidad de Carga del Suelo, la Capacidad de Carga Admisible y la Capacidad de Carga Limite. Sin la obtención de estos 3 valores, no se puede hacer un dimensionado de las bases de fundación.

$\theta$	0,9	Factor de Reducción: Se lo utiliza para la obtención de momentos para la armadura		
$\phi$	7,1	Grados	Ángulo de fricción interna	
$c$	0,38	kg/cm <sup>2</sup>	3,80	Tn/m <sup>2</sup> Cohesión del suelo
$\gamma$	1,80	gr/cm <sup>3</sup>	1,80	Tn/m <sup>3</sup> Densidad natural
$N_c =$	7,4	Estudios realizados - Factores de Capacidad de Carga	Factor de capacidad de carga debido a la cohesión.	
$N_q =$	1,9		Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga.	
$N_Y =$	0,52		Factor de capacidad de carga debido a la fricción del terreno.	
$F_s =$	2,5	Factor de seguridad entre (2 - 3)		
$N\phi =$	1,15	Factor en función del ángulo de fricción		
$B/A =$	0,95	Relación entre lado menor y lado mayor de la zapata		
$d/B =$	0,33	Relación entre la altura útil y el lado menor de la zapata		
$S_c = (1+0,20*N\phi*(B/L)$	1,22	Estudios realizados - Factores de Corrección por Forma		
$S_q = (1+0,10*N\phi*(B/L)$	1,11			
$S_Y = (1+0,10*N\phi*(B/L)$	1,11			
$d_c = (1+0,20*(raiz(N\phi))*(D/B)$	1,07	Estudios realizados - Factores de Corrección por Profundidad		
$d_q = (1+0,10*(raiz(N\phi))*(D/B)$	1,04			
$d_Y = (1+0,10*(raiz(N\phi))*(D/B)$	1,04			
$f_t =$	1,40	Factor de Reducción	Dato obtenido del Estudio del Suelo	

**XV – TABLA N°1: Capacidad de Carga**

Se consideró los siguientes valores, referido a las dimensiones de la base aislada, para obtener así el valor de Capacidad de Carga:

- Lado menor: B(Y) = 285cm
- Profundidad de Fundación: Df = 200cm

Se calcula de la siguiente manera:

Capacidad de Carga: “ $Q_c = S_c * d_c * c * N_c + S_q * d_q * Y * D_f * N_q + 0,5 * S_Y * d_Y * Y * B * N_Y$ ”

$$Q_c = 46,00 \text{ Tn/m}^2$$

Capacidad de Carga Admisible:  $Q_{adm} = Q_c / F_s$

$$Q_{adm} = 15,50 \text{ Tn/m}^2$$

Capacidad de Carga Limite:  $Q_{clim} = f_t * Q_{adm}$

$$Q_{clim} = 21,50 \text{ Tn/m}^2$$

## **XV. 2 ESTIMACIÓN DE LOS LADOS A(X) Y B(Y) - PREDIMENSIONADO**

Se debe tener en cuenta, que las medidas de la base de la zapata aislada, deben respetar la siguiente relación:  $B / A \leq \alpha$ , siendo  $\alpha = 1,5$ .

Se adoptó:  $A(X) = 300\text{cm}$  y  $B(Y) = 285\text{cm}$ , por lo tanto,  $B / A = 0,95 \leq \alpha = 1,5$ . Verifica

Se optó por utilizar un factor de seguridad ( $F_s$ ) igual a 2,5. Este factor de seguridad de 2,5 se lo consideró en todas las bases aisladas ubicadas en sentido longitudinal de la estructura, del lado contrario a las tribunas, es decir, del lado del pasillo que conecta con vestuarios y baños. En cambio, para las demás bases de la estructura, el factor de seguridad adoptado fue de 3.

- Factor de Seguridad ( $F_s$ ) = 2,5 (CIRSOC 103 – valor entre 2,5 - 3).

Para las bases aisladas (Base N°1 – Base N°8), se consideró un Factor de Seguridad de 2,5, sin embargo, para el resto de las bases aisladas, el Factor de Seguridad considerado es igual a 3.

Con los valores obtenidos de la Capacidad de Carga ( $Q_c$ ) y el Factor de Seguridad ( $F_s$ ), se calculó la tensión admisible del suelo:

- Tensión admisible del suelo ( $\sigma_{adm \text{ suelo}}$ ):  $\sigma_{adm \text{ suelo}} = Q_c / F_s$

$$\sigma_{adm \text{ suelo}} = 18,40 \text{ Tn/m}^2 = 1,84 \text{ kg/cm}^2$$

## **XV. 3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO – ZAPATAS AISLADAS: BASE N°5**

Luego de haber calculado la Capacidad de Carga del suelo, se procedió con un predimensionado de la estructura, el cual se realizaron los siguientes cálculos:

- Superficie (S):  $S = (1,1 * P) / \sigma_{adm \text{ suelo}} \longrightarrow S = 3,16 \text{ m}^2 = 31568,85 \text{ cm}^2$

Como  $A / B = \alpha$ ,  $\alpha = 1,5$ , entonces:  $B / A = 1,5$

$$A = 1,5 * B \longrightarrow 1,5 * B * B = S \longrightarrow A = \text{raiz}(S / 1,5) \longrightarrow B = 145,07 \text{ cm}; A = 217,61 \text{ cm}$$

Se adoptó:  $B = 2,85 \text{ m}$ ;  $A = 3,00 \text{ m}$

Haciendo la verificación de las tensiones, se obtuvo:

$$\sigma_t = (1,1 * P) / (A * B) \leq \sigma_{adm \text{ suelo}} \longrightarrow 0,68 \text{ kg/m}^2 \leq 1,84 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Verifica)}$$

#### XV. 4 DETERMINACIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LA ZAPATA

Se calculó los siguientes valores:

- \_ Nivel de Fundación ( $D_f \geq 0,80\text{m}$ ): **Df = 2,00 m**
- \_ Lado mayor de la columna: **C1 = 0,53 m**
- \_ Lado menor de la columna: **C2 = 0,43 m**
- \_ Vuelo Mayor ( $V1 = (A - c1) / 2$ ): **V1 = 1,24 m**
- \_ Vuelo Menor ( $V2 = (B - c2) / 2$ ): **V2 = 121 m**
- \_ Altura Total de la zapata (do): **do = 1,10 m** ; Resalto (R): **R = 0,05 m**
- \_ Altura Útil de la zapata ( $d = do - \text{Resalto}$ ): **d = 1,05 m**

Se cumplen las siguientes verificaciones para do:  $do \geq (\text{Vuelo mayor}) / 2 = 0,62 \text{ m}$   
 $do \geq 0,30 \text{ m}$

- \_ Altura del talón de la zapata (t): **t = 0,40 m**

Se cumplen las siguientes verificaciones para t:  $t \geq (do / 3) = 0,33 \text{ m}$  ;  $t \geq 0,20 \text{ m}$

- \_ Lado Mayor de la sección de la base superior ( $b1 = c1 + 2 * R$ ): **b1 = 0,63 m**
- \_ Lado Menor de la sección de la base superior: ( $b2 = c2 + 2 * R$ ): **b2 = 0,53 m**

- \_ Ángulos del talud de la base, en ambas direcciones (A-lado mayor y B-lado menor)

$\beta_1$  es el ángulo del talud de la base en la dirección del lado mayor A.

$$- (\beta_1 = \arctan ((2 * (do - t) / (A - b1)))): \beta_1 = 31^\circ \leq 45^\circ$$

$\beta_2$  es el ángulo del talud de la base en la dirección del lado menor B.

$$- (\beta_2 = \arctan ((2 * (do - t) / (B - b2)))) = \beta_2 = 31^\circ \leq 45^\circ$$

- \_ Volumen de la zapata ( $\text{Vol.} = A * B * t + ((\frac{do - t}{3}) * (A * B + b1 * b2 + \text{raiz}(A * B * b1 * b2)))$ ):

$$\text{Vol.}_1 = 5,89 \text{ m}^3$$

- \_ Volumen del suelo por encima de la zapata ( $\text{Vol.} = (Df * A * B) - \text{Vol}(\text{zapata})$ ):

$$\text{Vol.}_2 = 11,21 \text{ m}^3$$

- \_ Tipo de Hormigón considerado: **H-25 = 25000 kN/m<sup>2</sup>**. Resistencia a compresión.

Los esfuerzos característicos considerados, fueron calculados por medio del programa SAP2000, el cual se consideró todos los procedimientos correspondientes, mencionados anteriormente paso a paso, el cual solicitarán a las bases de fundación.

Esfuerzos Característicos:  $M_{1zx} = 0,418 \text{ MNm}$  ;  $R_x = -126,40 \text{ kN}$  ;  $N = 181,42 \text{ kN}$

$M_{1zy} = 0,0052 \text{ MNm}$  ;  $R_y = 8,81 \text{ kN}$

\_ Peso Específico del Suelo ( $Pe_{\text{suelo}}$ ):  $Pe_{\text{suelo}} = 1800 \text{ kg/m}^3$

\_ Peso Específico del Hormigón ( $Pe_{H^\circ}$ ):  $Pe_{H^\circ} = 2400 \text{ kg/m}^3$

\_ Peso Propio de la zapata ( $(P_p = Pe(H^\circ) * \text{Vol. zapata})$ ):  $P_p = 138,61 \text{ kN}$

\_ Peso del suelo que queda desde el nivel del suelo ( $P_s = (Pe_{\text{suelo}} * \text{Vol. suelo} / 1000)$ ):

$P_s = 198 \text{ kN}$

\_ Carga total a nivel de fundación, involucra N, Pp, Ps ( $P = N + P_p + P_s$ ):  $P = 518,03 \text{ kN}$

A continuación, se muestra una tabla, en donde, en color rojo se tiene los datos, respecto al predimensionado, pesos específicos (suelo y hormigón), esfuerzos característicos, entre otros, mientras que en color negro corresponden a valores que fueron calculados y verificados anteriormente.

Datos:				
	Valores	Unidades	Valores	Unidades
$A(X) =$	300	cm	3,00	m
$B(Y) =$	285	cm	2,85	m
$c1 =$	53	cm	0,53	m
$c2 =$	43	cm	0,43	m
$t =$	40	cm	0,40	m
$b1 =$	63	cm	0,63	m
$b2 =$	53	cm	0,53	m
$Df =$	200	cm	2,00	m
$R =$	5	cm	0,05	m
$do =$	110	cm	1,10	m
$d =$	105	cm	1,05	m
$M_{1zx} =$	42,673	Tnm	0,4182	MNm
$M_{2zy} =$	0,527	Tnm	0,0052	MNm
$N =$	18,49	Tn	181,42	kN
$R_x =$	-12,88	Tn	-126,40	kN
$R_y =$	0,90	Tn	8,81	kN
$H-25$	25	Mpa	25000	kN/m <sup>2</sup>
$Pe(\text{Suelo})$	1800	kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del suelo	
$Pe(H^\circ)$	2400	kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del Hormigón	
$\sigma_{adm \text{ suelo}}$	1,84	kg/cm <sup>2</sup>	Tensión admisible del suelo - Capacidad de Carga	
$c$	0,38	kg/cm <sup>2</sup>	38	kN/m <sup>2</sup>
$P_p = (Pe(H^\circ) * \text{Vol. zapata})$	14,13	Tn	138,61	kN
$P_s = (Pe_{\text{suelo}} * \text{Vol. suelo} / 1000)$	20,18	Tn	198,00	kN
$P = N + P_p + P_s$	52,81	Tn	518,03	kN

**XV – Tabla N°2: Tabla de dimensionado, pesos específicos, esfuerzos característicos**

### XV. 5 DETERMINACIÓN DE LOS PESOS ESPECÍFICOS Y ÁREAS

Se calcularon los pesos específicos y área del suelo que se encuentra por encima de la zapata aislada:

$$\begin{array}{l} \text{Área del suelo} \\ \text{sobre la zapata:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1\_ \text{Área del rectángulo (vuelo mayor * do)} = 13585 \text{ cm}^2 \\ \text{Proyección} = (A + b1)/2 = 181,5 \text{ cm} \\ 2\_ \text{Área del triángulo (vuelo mayor * t)/2} = 2470 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

De ambas áreas obtenidas, al multiplicarlas por la proyección, se determinó el volumen del suelo sobre la zapata:

$$\begin{array}{l} \_ \text{Vol. 1 (Área1 * Proyección)} = 2465677,5 \text{ cm}^3 \\ \_ \text{Vol. 2 (Área 2 * Proyección)} = 448305 \text{ cm}^3 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \_ \text{Vol. 1} \\ \_ \text{Vol. 2} \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \text{Sumando ambos volúmenes, se obtuvo} \\ \text{el Volumen del suelo sobre la zapata:} \\ \_ \text{Vol.} = 2913982,5 \text{ cm}^3 = 2,91 \text{ m}^3 \end{array}$$

Con los cálculos realizados de las áreas y volumen, se calculó lo siguiente:

$$\_ \text{Ps (Peso específico del suelo * Área del suelo sobre la zapata): Ps} = 5245,17 \text{ kg}$$

$$\_ \text{Pp (Peso Propio * 1000): Pp} = 14129,18 \text{ kg}$$

### XV. 6 CÁLCULO DE TENSIONES POR FLEXIÓN COMPUESTA

Se calculó la Excentricidad (e) en ambas direcciones:

- e1 (excentricidad) =  $M1_{zx}/P = 0,808 \text{ m}$
- e2 (excentricidad) =  $M2_{zy}/P = 0,010 \text{ m}$

Se definió el bloque de tensiones, que quedará para la armadura correspondiente a la zapata. Se calcula los valores de los lados efectivos: Ae y Be:

- $Ae = A - 2 * e1 = 1,38 \text{ m}$
- $Be = B - 2 * e2 = 2,83 \text{ m}$

Se calculó las tensiones en ambas direcciones ( $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ ):

Se tiene una verificación a cumplir, para el caso de ambas tensiones calculadas. La verificación a cumplir es:

$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm \text{ suelo}} = 1,84 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0$$

$$\_ \sigma_1 = ((1,1*P)/(A*B)) * (1+(6*e/A)) = 1,78 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\_ \sigma_2 = ((1,1*P)/(A*B)) * (1-(6*e/A)) = 0,67 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

Para ambos casos verifica.

Con las tensiones calculadas ( $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ ), se calculó las tensiones en ambas direcciones ( $\sigma_1'$  y  $\sigma_2'$ ):

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1' = ((1,4 \cdot P)/(A \cdot B)) \cdot (1 + (6 \cdot e/A)) \\ \sigma_1' = 2,26 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2' = ((1,4 \cdot N)/(A \cdot B)) \cdot (1 - (6 \cdot e/A)) \\ \sigma_2' = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma' = \sigma_2' + (((A+c_1) \cdot (\sigma_1' - \sigma_2')) / (2 \cdot A)) \\ \sigma' = 1,68 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

### XV. 7 CÁLCULO DE LA ARMADURA - CONSIDERACIÓN DE LAS TENSIONES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS EN AMBAS DIRECCIONES

Para la determinación de la armadura en ambas direcciones de la zapata aislada, se realizaron los siguientes cálculos, siendo MI: As Principal y MII: As Secundario:

Cálculo y distribución de la armadura, en el sentido de A(X):

-  $MI = (((2 \cdot \sigma_1' + \sigma') \cdot (A - c_1)^2) \cdot B) / (24)$

$MI = 3891676,02 \text{ kg/cm} = 389,17 \text{ kN/m}$

-  $MIc = MI / \theta = 432,41 \text{ kN/m} = 0,432 \text{ MN/m}$

Factor de Reducción  $\theta = 0,90$ : Se lo utiliza para la obtención de momentos para la armadura.

-  $kd = d / (\text{raiz}(MIc/b^2)) = 1,16 \geq 1,00$  (No se utiliza tablas,  $As = As_{min}$ )

Para la consideración del cálculo de “kd”, se tiene lo siguiente:

$kd < 1,00 \rightarrow$  Entonces considero:  $As \geq As_{min}$  (se utiliza tablas).

Las tablas referidas son a flexión compuesta s/CIRSOC 201 – 2005.

Los valores a calcular por tabla son:  $k_c$ ,  $\epsilon_s$  y  $As \geq As_{min}$

$kd \geq 1,00 \rightarrow$  Entonces considero:  $As = As_{min}$  (no se utiliza tablas)

Para la obtención de la armadura, en el sentido de A(X), se realizaron los siguientes cálculos:

- Armadura mínima:  $As_{min} = (0,33/100) \cdot b_2 \cdot d = 18,36 \text{ cm}^2$  (diámetro de la barra)

Por tabla (tabla de armaduras para losas y estribos) se adoptó:  $As_{min} = 20,11 \text{ cm}^2$

- La armadura calculada, se la repartió en:  $(A - 2 \cdot R) = 290 \text{ cm}$

- La separación entre barras (Tabla), se adoptó como:  $S_1 = 10 \text{ cm}$

Condiciones de la Separación Límite (acirsoc 201):

Se debe Verificar que  $10\text{cm} \leq S_l \leq 15\text{cm}$  para evitar que se formen grietas.

- Para la determinación de la cantidad de barras, se calculó:  $\frac{(A - 2 * R)}{S_l} = 30$  barras.

Con los cálculos realizados, se determinó:

- |  |   |                            |
|--|---|----------------------------|
| _ Diámetro de la barra de la armadura:<br>_ Cantidad de barras a considerar:<br>_ Separación entre las barras: | } | “30 Ø 16 ; 1Ø16 cada 10cm” |
|--|---|----------------------------|

\_ Cálculo y distribución de la armadura, en el sentido de B(Y):

- $M_{II} = (((\sigma_1' + \sigma_2') * (B - c_2)^2) * A) / (16)$   
 $M_{II} = 3415338,13 \text{ kg/cm} = 341,53 \text{ kN/m}$
- $M_{IIc} = M_{II} / \theta = 379,48 \text{ kN/m} = 0,379 \text{ kN/m}$
- $k_d = d / (\text{raiz}(M_{IIc}/b_1)) = 1,35 \geq 1,00$  (Idem al sentido de A(X))

Para la obtención de la armadura, en el sentido de B(Y), se realizaron los siguientes cálculos:

- Armadura mínima:  $A_{s\text{min}} = (0,33/100) * b_1 * d = 21,83 \text{ cm}^2$  (diámetro de la barra)  
Por tabla (tabla de armaduras para losas y estribos) se adoptó:  $A_{s\text{min}} = 22,33 \text{ cm}^2$
- La armadura calculada, se la repartió en:  $(B - 2 * R) = 275 \text{ cm}$
- La separación entre barras (Tabla), se adoptó como:  $S_l = 9 \text{ cm}$
- Para la determinación de la cantidad de barras, se calculó:  $\frac{(A - 2 * R)}{S_l} = 32$  barras.

Con los cálculos realizados, se determinó:

- |  |   |                           |
|--|---|---------------------------|
| _ Diámetro de la barra de la armadura:<br>_ Cantidad de barras a considerar:<br>_ Separación entre las barras: | } | “32 Ø 16 ; 1Ø16 cada 9cm” |
|--|---|---------------------------|

Al realizar los gráficos de los ambos cortes de la zapata aislada (Corte A-A y Corte B-B), se tuvo en cuenta la disposición y ubicación de las armaduras, referido a la parrilla, es decir, en el Corte A-A, al tratarse del lado más largo, se observa 1 barra en representación paralela a ese sentido y por encima de la barra, se grafica las barras correspondientes al lado más corto.

En cambio, en el Corte B-B, al tratarse del lado más corto, se observa 1 barra en representación paralela a ese sentido y por debajo de la barra, se grafica las barras correspondientes al lado más largo.

### **XV. 8 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL PUNZONADO**

El fenómeno de Punzonado se refiere al intento de penetración que quiere hacer la columna sobre la base, es decir, que quiere romperla, y eso es lo que se debe evitar.

La armadura que se calculó, no es para tomar el punzonado en su totalidad, pero si ayuda en un porcentaje determinado.

Para la Verificación de la Seguridad al Punzonado, se realizaron los siguientes cálculos:

\_ Perímetro Crítico (bo):  $bo = 2 * ((d+c1) + (d + c2)) = 612 \text{ cm}$

\_ Se calculó las siguientes superficies:

- Superficie (S):  $S = A * B = 85500 \text{ cm}^2$
- Superficie Crítica:  $Sc = (A*B) - ((d+c1) * (d + c2)) = 62116,00 \text{ cm}^2$
- Superficie del Perímetro Crítico (SPC):  $SPC = 23384 \text{ cm}^2$
- Superficie (S) - Superficie (SPC) =  $62116 \text{ cm}^2 = Sc$ .

Verifica

Para la determinación de la Carga de Punzonado (Vu), se calculó lo siguiente:

_ Promedio de Tensiones (PT): $PT = \sigma_{adm} \text{ suelo} = 1,84 \text{ kg/cm}^2$	}	$Vu = PT * Sc$
_ Superficie Crítica = $62116,00 \text{ cm}^2$		$Vu = 114293,44 \text{ kg}$

Con la carga de punzonado (Vu), la altura útil de la base (d) y el perímetro crítico (bo), se calculó el corte por fuera del perímetro crítico (vu):

\_  $vu = Vu / (d * bo) = 1,78 \text{ kg/cm}^2$

Al corte por fuera del perímetro crítico (vu) calculado, lo voy a comparar, de acuerdo a la norma CIRSOC, me da 3 condiciones para una cierta tensión de comparación (vc), hago de cuenta que esto lo tiene que soportar el hormigón sin ayuda de la armadura, esas tensiones tienen que ser factibles de ser soportadas por el hormigón sin la ayuda de la armadura, debido a que no se quiere agregar más armadura de la que ya tiene y además, la armadura para tomar el punzonado es incómodo de trabajar.

$\beta = c1 / c2 = 1,23$ ; (Tabla) $\alpha s = 40$ _ $vc = (0,33 * \text{raiz}(f'c)) = 1,65 \text{ MPa}$ _ $vc = (0,17 * \text{raiz}(f'c) * (1+2/\beta)) = 2,23 \text{ MPa}$ _ $vc = (0,083 * \text{raiz}(f'c) * (2+(\alpha s*d/bo))) = 3,68 \text{ MPa}$	}	De los 3 valores de vc, se eligió el menor de los 3: <b><math>vc = 1,65 \text{ MPa} = 16,50 \text{ kg/cm}^2</math></b>
--	---	---

Se comparó ambos resultados y se verificó que se cumpla lo siguiente:

$$vu \leq 0,75 * vc$$

$$vu = 1,78 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,75 * vc = 12,38 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

### XV. 9 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL VUELCO Y AL DESLIZAMIENTO

Como ultimo paso, para el diseño y verificaciones de las zapatas aisladas, se tuvo en cuenta el analisis de ambas verificaciones: Verificación de la Seguridad al Vuelco y al Deslizamiento.

#### Verificación de la Seguridad al Vuelco ( $M \text{ estabil.} \geq \delta * M \text{ volcador}$ ):

Se realiza si hay Momento (M) y/o esfuerzo de corte (T, donde T=R). La Verificacion de la Seguridad al Vuelco, ocurre cuando tengo momento/s, ademas del esfuerzo normal, y tengo un o varios cortes, tengo alguna de las dos o tengo las dos cosas, en ese caso se habla de un momento estabilizante y un momento volcador.

#### Verificación de la Seguridad al Deslizamiento ( $T \text{ estabil.} \geq \mu * T \text{ deslizam.}$ ):

En toda base de fundación, además de la Verificacion de la Seguridad al Vuelco, se debe hacer también la Verificacion de la Seguridad al deslizamiento, ya que para contener el deslizamiento generado en la base de fundación, será una fuerza que esta materializada a nivel del contacto entre la zapata y el suelo, son fuerzas que se oponen al deslizamiento y depende del tipo del suelo que tengamos.

Se inició con un análisis de la Verificación para el "M1 y T1 = Rx":

$$\mathbf{M \text{ estabilizador} \geq \delta * M \text{ volcador}}$$

_ <u>Momento Estabilizador:</u> $P * (A/2) = 777,04 \text{ kNm}$ _ $\delta \geq 1,5$ _ <u>Momento Volcador:</u> $M1zx+Rx*do = 279,40 \text{ kNm}$	}	$M \text{ estabilizador} \geq \delta * M \text{ volcador}$ $777,04 \text{ kNm} \geq 418,73 \text{ kNm}$	Verifica
---	---	--	----------

**T estabilizador ≥ μ \* T deslizamiento**

<p><u>T estabilizador:</u>  <math>A*B*c+(N+Pp)*TAN\emptyset = 665,70 \text{ kN}</math></p> <p><math>\mu \geq 1,5</math></p> <p><u>T deslizamiento:</u>  <math>T = R_x = -126,40 \text{ kN}</math></p>	}	<p>T estabilizador ≥ μ * T deslizamiento</p> <p><math>665,70 \text{ kN} \geq -189,60 \text{ kN}</math></p> <p><math>665,70 \text{ kN} \geq 189,60 \text{ kN}</math></p> <p style="text-align: right;">Verifica</p>
---	---	--

El valor de Rx que obtuvimos es negativo, debido a la suposición de sentidos contrarios. Se consideró dicho resultado, en valor absoluto, por lo tanto: Rx = 109,88 kN

El siguiente análisis que se realizó, fue para el "M2 y T2 = Ry":

**M estabilizador ≥ δ \* M volcador**

<p><u>Momento Estabilizador:</u>  <math>P * (B/2) = 738,19 \text{ kNm}</math></p> <p><math>\delta \geq 1,5</math></p> <p><u>Momento Volcador:</u>  <math>M_{2zy}+R_y*d_o = 14,85 \text{ kNm}</math></p>	}	<p>M estabilizador ≥ δ * M volcador</p> <p><math>738,19 \text{ kNm} \geq 22,28 \text{ kNm}</math></p> <p style="text-align: right;">Verifica</p>
---	---	--

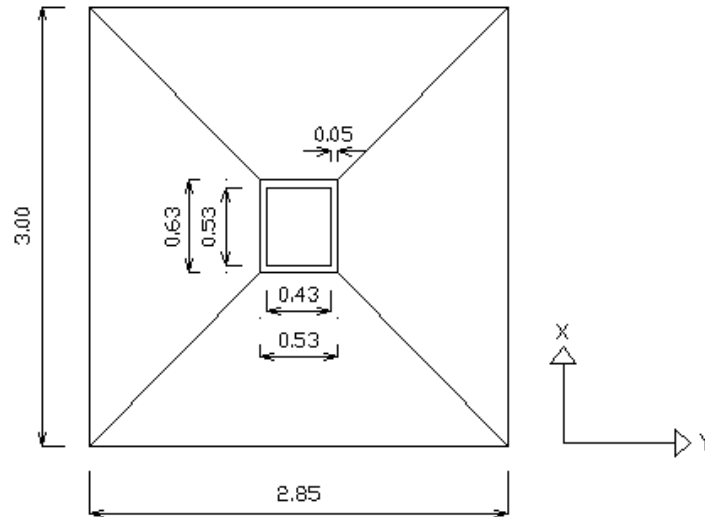
**T estabilizador ≥ μ \* T deslizamiento**

<p><u>T estabilizador:</u>  <math>A*B*c+(N+Pp)*TAN\emptyset = 665,70 \text{ kN}</math></p> <p><math>\mu \geq 1,5</math></p> <p><u>T deslizamiento:</u>  <math>T = R_y = 8,81 \text{ kN}</math></p>	}	<p>T estabilizador ≥ μ * T deslizamiento</p> <p><math>665,70 \text{ kN} \geq 13,22 \text{ kN}</math></p> <p style="text-align: right;">Verifica</p>
--	---	---

**XV. 10** DIMENSIONADO

A continuación, se muestran los gráficos referidos a la Base Aislada N°5:

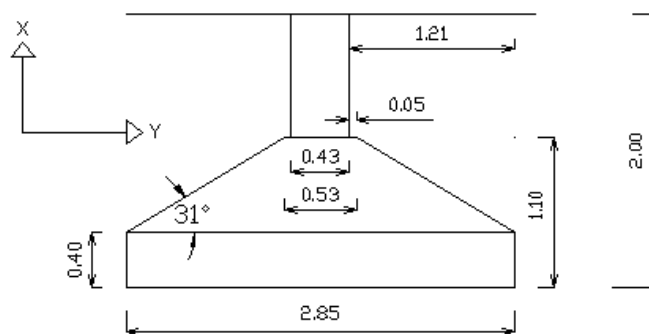
## Vista en Planta



**XV – Fig. N°2: Vista en Planta – Base N°5**

## Vista Frontal

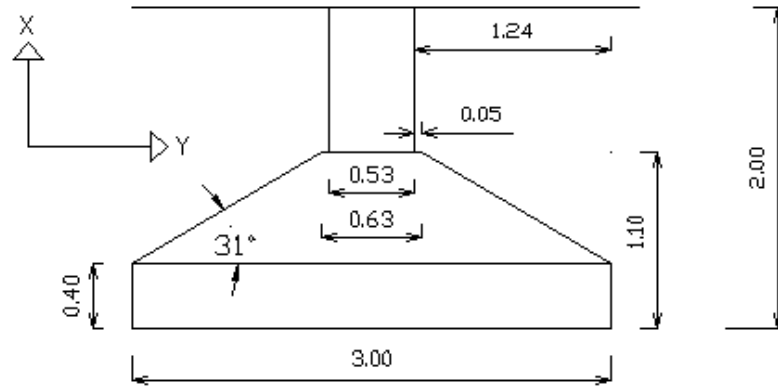
Dirección Y



**XV – Fig. N°3: Vista Frontal en Dirección X – Base N°5**

# Vista Frontal

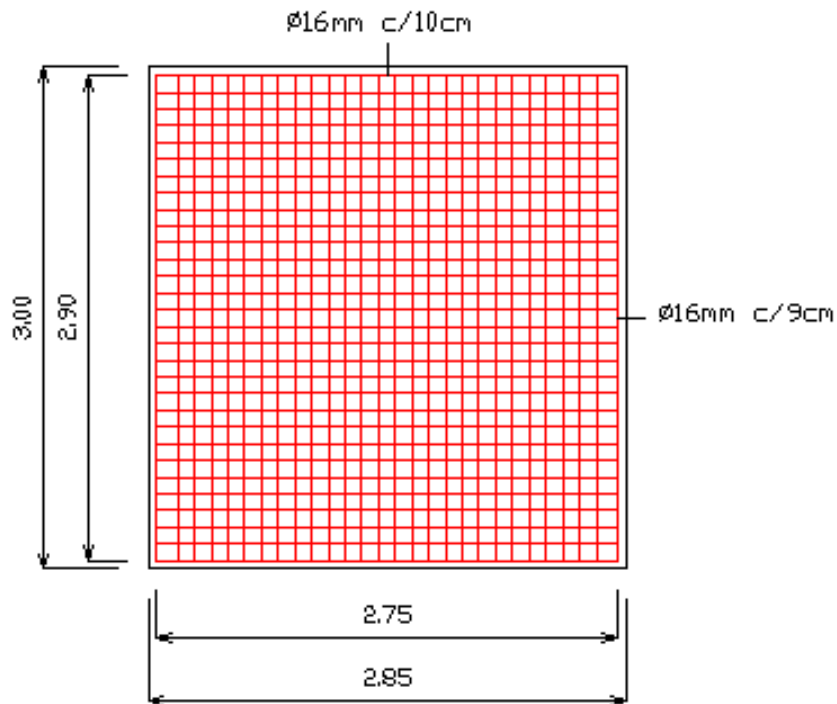
Dirección X



**XV – Fig. N°4: Vista Frontal en Dirección Y – Base N°5**

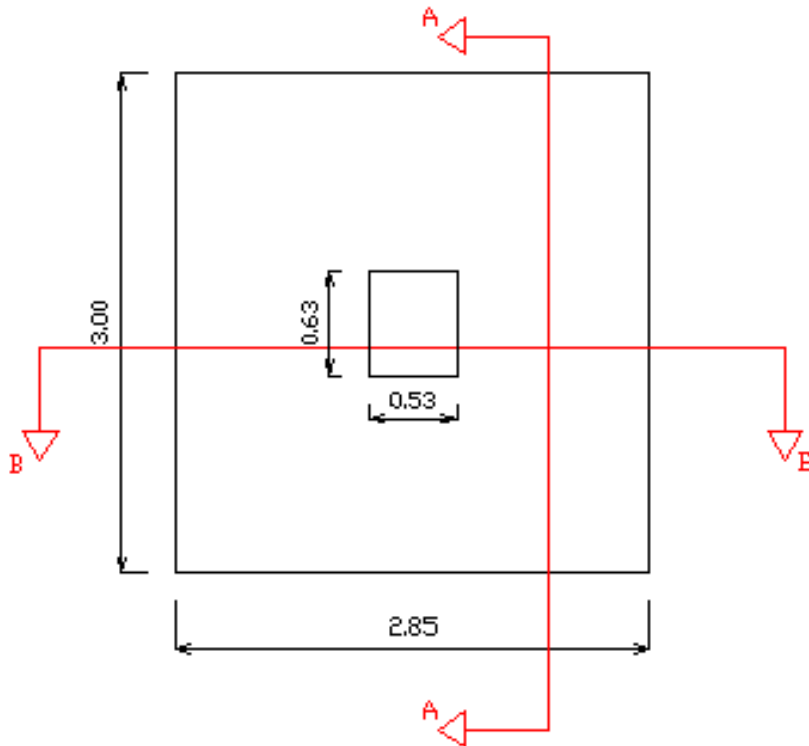
## **XV. 11** ARMADURA

# Vista en Planta

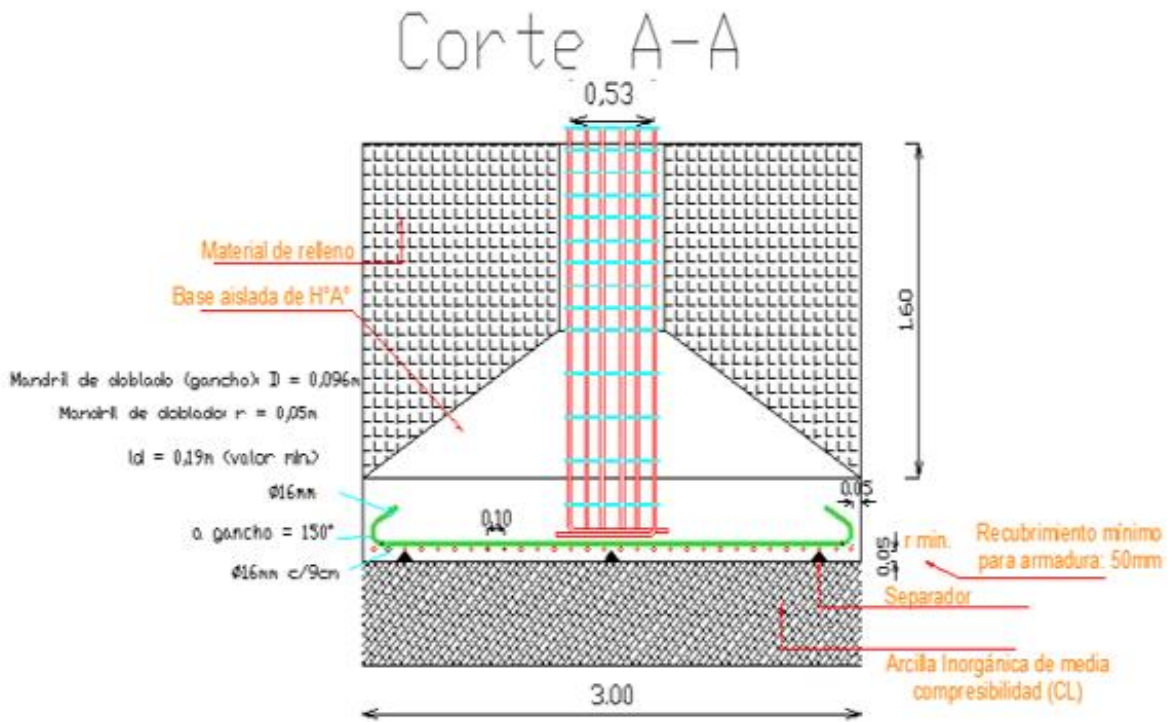


**XV – Fig. N°5: Vista en Planta (Armadura) – Base N°5**

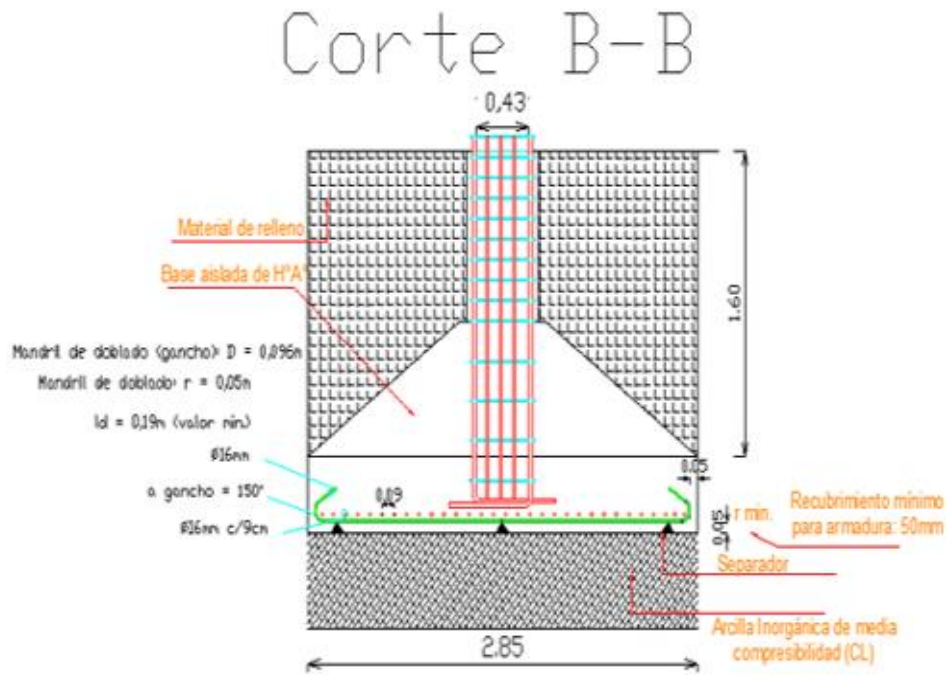
**XV. 12 CORTE**



**XV – Fig. N°6: Vista en Planta (Corte A-A y B-B de la base) – Base N°5**



**XV – Fig. N°7: Corte A-A de la Base N°5**



XV – Fig. N°7: Corte A-A de la Base N°5

XV – Fig. N°8: Corte B-B de la Base N°5

**XV. 13 BULBO DE PRESIONES EN AMBAS DIRECCIONES DE LA ZAPATA -  
 MODELO DE BOUSSINESQ**

Luego de haber definido las dimensiones, en función del tipo de suelo, capacidad de carga analizada y esfuerzos característicos que solicitan a la base de fundación, se procedió como último tema, respecto a las bases de fundación, el referido al Bulbo de Presiones en ambas direcciones de la base aislada, a través del análisis por medio del Modelo de Boussinesq.

El análisis realizado, se partió de los siguientes datos calculados:

Datos:				
	Valores	Unidades	Valores	Unidades
<b>A (X) =</b>	300	cm	3,00	m
<b>B (Y) =</b>	285	cm	2,85	m
<b>Área de la Zapata =</b>	85500	cm <sup>2</sup>	8,55	m <sup>2</sup>
<b>σ1 =</b>	1,78	kg/cm <sup>2</sup>	17764,04	kg/m <sup>2</sup>
<b>σ2 =</b>	0,67	kg/cm <sup>2</sup>	6674,00	kg/m <sup>2</sup>
<b>σadm suelo =</b>	1,84	kg/cm <sup>2</sup>	18400,00	kg/m <sup>2</sup>
<b>n =</b>	3,14			

XV – Tabla N°3: Dimensiones para el cálculo del bulbo de presiones

- Cálculo de las Presiones de Contacto "q" de la zapata, en ambas direcciones, con el suelo:

Presión de Contacto: "q"  
 $q = (\sigma * \text{Área zapata}) / \text{Longitud}$

q1: en la dirección de X →	q1 = 506,28 kg/cm
q2: en la dirección de Y →	q2 = 199,75 kg/cm

- Fórmulas a considerar - Modelo de Boussinesq:

$\sigma_z$ : Esfuerzo o Tensión vertical a profundidad determinada

$$\sigma_z = (P / z^2) * P_o \rightarrow \sigma_z = (P / z^2) * ((3/2\pi) * (1/(1+(r/z)^2)^{5/2})) \rightarrow \sigma_z = P * I_o$$

**r**: Radio en función de la profundidad

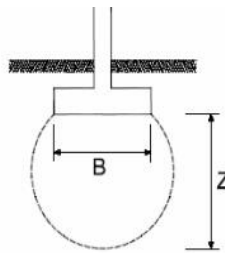
$$r = \text{raíz} ((z^{6/5} / (2\pi * I_o / 3)^{2/5}) - z^2) \rightarrow \text{El radio se hace 0 cuando:}$$

$$z = 0 \text{ y } z = \text{raíz} (3/(2\pi * I_o))$$

**I<sub>o</sub>** = Factor de Influencia < 1

$$I_o = (1/z^2) * ((3/2\pi) * (1/(1+(r/z)^2)^{5/2}))$$

Cuando se analiza el bulbo de presión de una zapata aislada, se debe tener en cuenta lo siguiente, respecto a la profundidad de influencia:



**B**: ancho de la cimentación (dimensión menor en planta en el caso de cimentaciones rectangulares, ancho medio en trapezoidales y diámetro en circulares).

**Z**: Profundidad de Influencia ( $\approx 1,5$  a  $2B$ )

**XV – Fig. N°9: Bulbo de Presiones. Dimensiones**

Valores de profundidad de influencia, calculados para la Base N°5:

\_  $Z = 1,5 * B = 4,28 \text{ m}$

\_  $Z = 2 * B = 5,70 \text{ m}$

El procedimiento de cálculo, para determinar la tensión vertical a una profundidad determinada de la base aislada, se consideró dicho análisis en ambas direcciones, es decir, en X e Y.

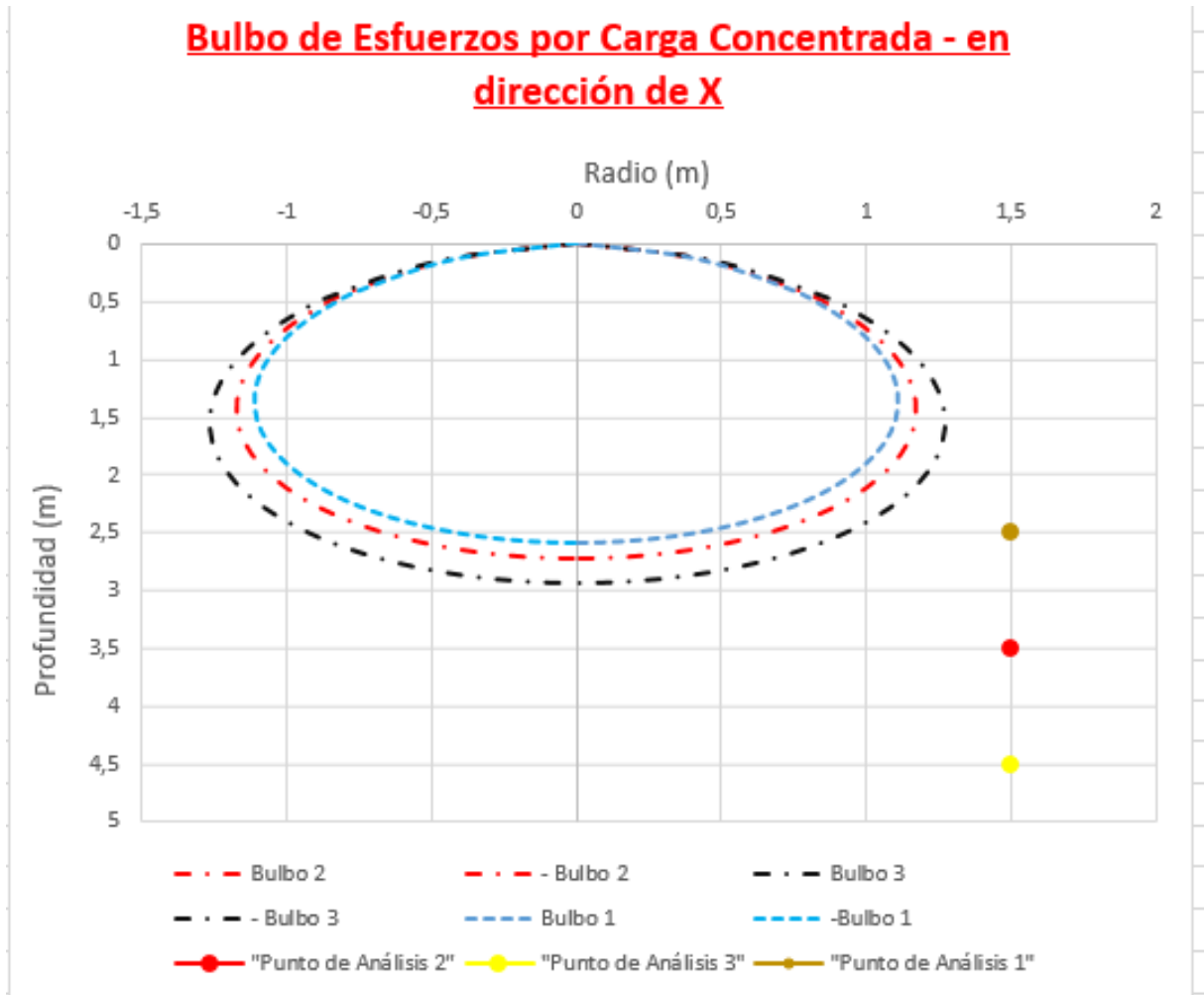
- En dirección X, referido al análisis de la Base N°5, se realizó debido a la posible intersección, a una determinada profundidad del bulbo de presión de dicha base, con el bulbo de presión de la pileta.
- En dirección Y, referido al análisis de la Base N°5, se realizó debido a la posible intersección, a una determinada profundidad del bulbo de presión de dicha base, con el bulbo de presión de las bases que se encuentren continuas a ésta, en este caso nos referimos a las Bases N°4 y N°6.

#### XV. 14 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULOS - DIRECCIÓN DE X

A continuación, se muestra la siguiente tabla y gráfico, representando el bulbo de presión que ejerce la zapata sobre el suelo en dirección de X - Lado A:

	Valores	Unidades	Valores	Unidades	
<b>P =</b>	52,81	Tn	518,03	kN	Carga puntual o Carga Concentrada
			518027,60	N	
<b>z1 = Df1 =</b>	250	cm	2,50	m	Profundidad
<b>z2 = Df2 =</b>	350	cm	3,50	m	Profundidad
<b>z3 = Df3 =</b>	450	cm	4,50	m	Profundidad
<b>x = A/2 =</b>	150	cm	1,50	m	Lado en dirección de X
<b>y =</b>	0	cm	0	m	Lado en dirección de Y
<b>r = raíz (x<sup>2</sup> + y<sup>2</sup>)</b>	150,0	cm	1,50	m	Radio en función de la profundidad
<b>σz1 =</b>	37230,07	N/m <sup>2</sup>	0,38	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo o Tensión vertical a profundidad de 2m
<b>σz2 =</b>	33475,57	N/m <sup>2</sup>	0,34	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo o Tensión vertical a profundidad de 4,28m
<b>σz3 =</b>	28592,70	N/m <sup>2</sup>	0,29	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo o Tensión vertical a profundidad de 5,70m

**XV – Tabla N°4: Procedimiento de cálculo (Dirección X)**



XV – Fig. N°10: Bulbo de Esfuerzos por Carga Concentrada (Dirección X)

Verificación de las tensiones calculadas a ciertas profundidades, respecto a la tensión admisible del suelo:

	kg/cm <sup>2</sup>			kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{z1} =$	0,38	$\leq$	$\sigma_{adm} \text{ suelo} =$	1,84
$\sigma_{z2} =$	0,34			
$\sigma_{z3} =$	0,29			
<b>VERIFICA</b>				

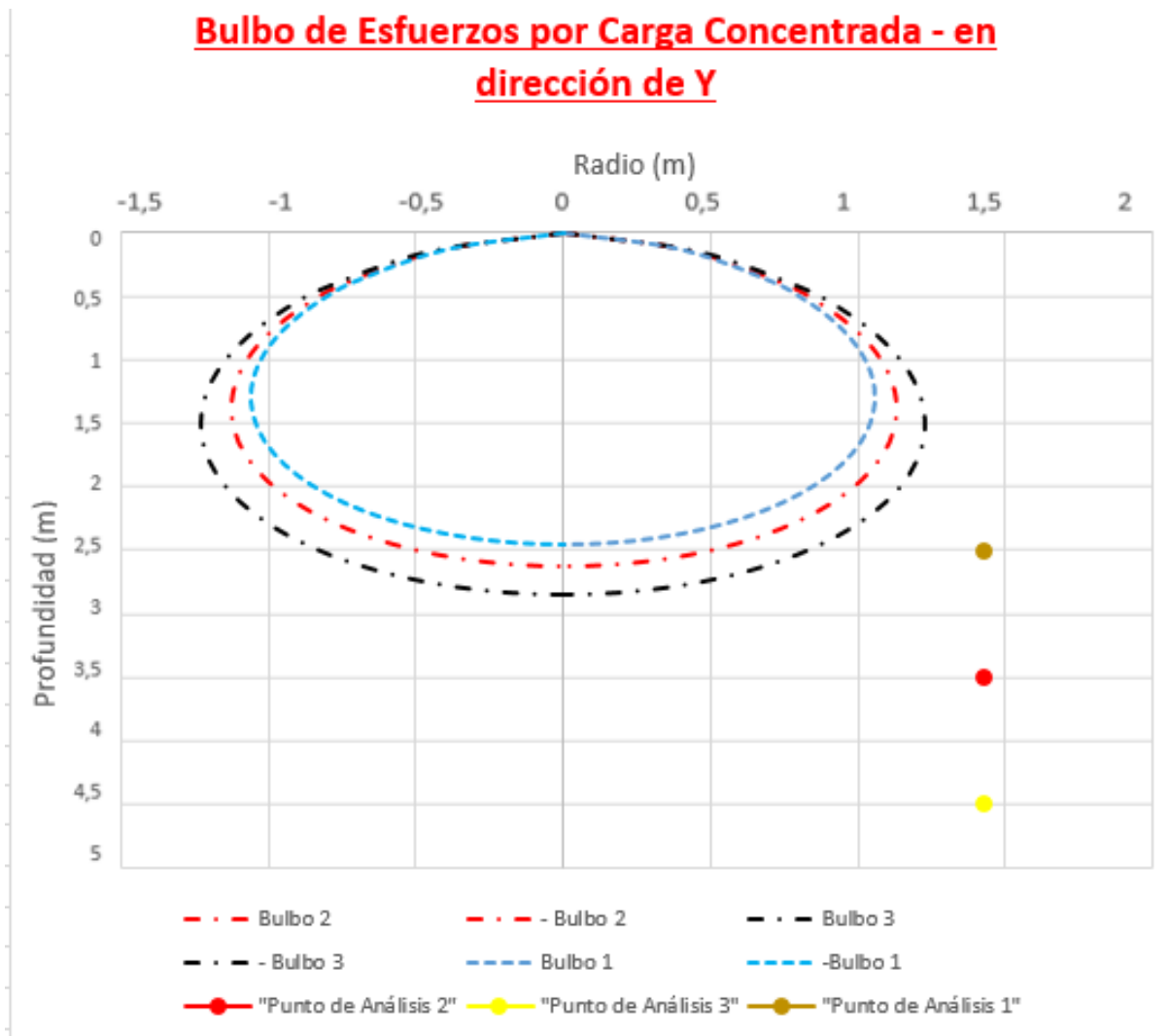
XV – Tabla N°5: Tensiones a profundidades consideradas (Dirección X)

**XV. 15 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULOS - DIRECCIÓN DE Y**

A continuación, se muestra la siguiente tabla y gráfico, representando el bulbo de presión que ejerce la zapata sobre el suelo en dirección de Y - Lado B:

	Valores	Unidades	Valores	Unidades	
<b>P =</b>	52,81	Tn	518,03	kN	Carga puntual o Carga Concentrada
			518027,60	N	
<b>z1 = Df1 =</b>	250	cm	2,50	m	Profundidad
<b>z2 = Df2 =</b>	350	cm	3,50	m	Profundidad
<b>z3 = Df3 =</b>	450	cm	4,50	m	Profundidad
<b>x =</b>	0	cm	0,00	m	Lado en dirección de X
<b>y = B/2 =</b>	143	cm	1,43	m	Lado en dirección de Y
<b>r = raíz (x<sup>2</sup> + y<sup>2</sup>)</b>	143	cm	1,43	m	Radio en función de la profundidad
<b>oz1 =</b>	40925,64	N/m <sup>2</sup>	0,42	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo o Tensión vertical a profundidad de 2m
<b>oz2 =</b>	36103,29	N/m <sup>2</sup>	0,37	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo o Tensión vertical a profundidad de 4,28m
<b>oz3 =</b>	30448,76	N/m <sup>2</sup>	0,31	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo o Tensión vertical a profundidad de 5,70m

**XV – Tabla N°6: Procedimiento de cálculo (Dirección Y)**



**XV – Fig. N°11: Bulbo de Esfuerzos por Carga Concentrada (Dirección Y)**

Verificación de las tensiones calculadas a ciertas profundidades, respecto a la tensión admisible del suelo:

	kg/cm <sup>2</sup>			kg/cm <sup>2</sup>
<b><math>\sigma_1 =</math></b>	0,41	$\leq$	<b><math>\sigma_{adm} \text{ suelo} =</math></b>	1,84
<b><math>\sigma_2 =</math></b>	0,36			
<b><math>\sigma_3 =</math></b>	0,31			
		<b>VERIFICA</b>		

**XV – Tabla N°7: Tensiones a profundidad considerada (Dirección Y)**

**XV. 16 INTERSECCIÓN DE LAS TENSIONES - VERIFICACIÓN ENTRE ZAPATA - ZAPATA Y PILETA - ZAPATA**

A continuación, se muestra la verificación de las tensiones, respecto a la intersección de las tensiones debido al bulbo de presión en la dirección X, teniendo en cuenta 3 profundidades a considerar:

En dirección X				
PROFUNDIDAD (m)	ZAPATA - PILETA	Tensión vertical: $\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Intersección de Tensiones	Tensión admisible: $\sigma_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2,50	BASE N°5	0,38	<b>0,38</b>	<b><math>\leq 1,84</math></b>
	PILETA	0,00003		
3,50	BASE N°5	0,34	<b>0,34</b>	<b><math>\leq 1,84</math></b>
	PILETA	0,0005		
4,50	BASE N°5	0,29	<b>0,29</b>	<b><math>\leq 1,84</math></b>
	PILETA	0,0016		

**XV – Tabla N°8: Intersección de las Tensiones (Dirección X)**

A continuación, se muestra la verificación de las tensiones, respecto a la intersección de las tensiones debido al bulbo de presión en la dirección Y, teniendo en cuenta 3 profundidades a considerar:

En dirección Y				
PROFUNDIDAD (m)	ZAPATA - ZAPATA	Tensión vertical: $\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Intersección de Tensiones	Tensión admisible: $\sigma_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2,50	BASE N°4	0,41	<b>0,83</b>	<b><math>\leq 1,84</math></b>
	BASE N°5	0,41		
3,50	BASE N°4	0,36	<b>0,73</b>	<b><math>\leq 1,84</math></b>
	BASE N°5	0,36		
4,50	BASE N°4	0,31	<b>0,61</b>	<b><math>\leq 1,84</math></b>
	BASE N°5	0,31		

En dirección Y				
PROFUNDIDAD (m)	ZAPATA - ZAPATA	Tensión vertical: $\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Intersección de Tensiones	Tensión admisible: $\sigma_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2,50	BASE N°6	0,42	<b>0,84</b>	<b><math>\leq 1,84</math></b>
	BASE N°5	0,41		
3,50	BASE N°6	0,37	<b>0,74</b>	<b><math>\leq 1,84</math></b>
	BASE N°5	0,36		
4,50	BASE N°6	0,31	<b>0,62</b>	<b><math>\leq 1,84</math></b>
	BASE N°5	0,31		

**XV – Tabla N°9: Intersección de las Tensiones (Dirección Y)**

## **XVI. CONCLUSIONES**

El presente Trabajo Final requirió de una gran cantidad de conocimientos adquiridos durante la carrera, vinculando conceptos de distintas materias, completando el proceso formativo iniciado en esta Facultad.

Fue imprescindible el uso de las herramientas informáticas Microsoft Office Excel y Word para los cálculos matemáticos, confección de tablas y cuadros y la siguiente redacción del Trabajo respectivamente, AutoCAD para el diseño arquitectónico y SAP2000 para la modelación y solicitaciones de esfuerzos sobre la estructura. El uso de estas herramientas otorgó un mejor entendimiento de las mismas y la incorporación de funciones no utilizadas anteriormente.

Las normas adoptadas fueron las de aplicación en el territorio donde se emplaza la obra. Para el diseño arquitectónico se respetaron Ordenanzas Edilicias Municipales y Leyes Nacionales referidas a la inclusión social, y para el cálculo estructural se respetaron los reglamentos provistos por el Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI). El material de apoyo empleado fue bibliografía utilizada durante el cursado de la carrera, y la inestimable experiencia de los profesores que aportaron sus conocimientos al desarrollo de este proyecto.

El desarrollo de este Trabajo Final, con todas las cualidades que ello requiere, la investigación y el procesamiento del material de apoyo, refuerza una poderosa herramienta, el aprendizaje.

## XVII. BIBLIOGRAFIA

Reglamentos Argentinos INTI-CIRSOC vigentes:

- ❖ Reglamento CIRSOC 101-2005: Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.
- ❖ Reglamento CIRSOC 102-2005: Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.
- ❖ Reglamento CIRSOC 103-2005: Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes.
- ❖ Reglamento CIRSOC 301-2005: Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios.
- ❖ Reglamento CIRSOC 303-2009: Reglamento argentino de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío.
- ❖ Reglamento CIRSOC 201-2005: Reglamento argentino de estructuras de hormigón.

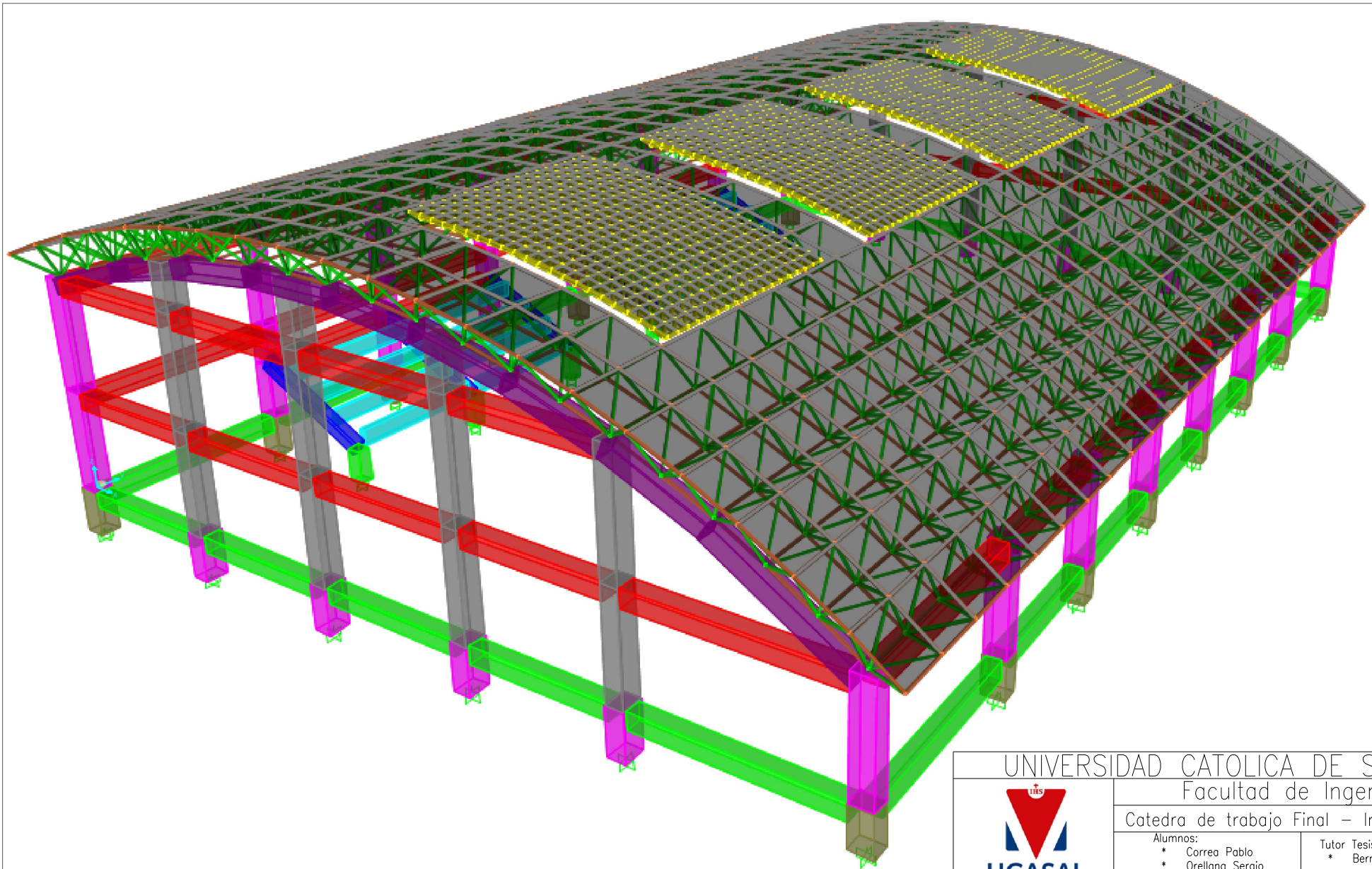
Información adicional brindada:

- file:///C:/Users/Acer/Downloads/MECANICA\_DEL\_SUELO\_Y\_CIMENTACIONES\_CAPIT.pdf.
- Documentación brindada por las siguientes Cátedras: Hormigón Armado, Fundaciones, Construcciones Metálicas, Elementos de Arquitectura, Normas – CIRSOC.
- Susana B. Gea. 2015. Diseño y detallado de elementos estructurales de hormigón armado de acuerdo al reglamento CIRSOC 201-2005. EUNSa - Editorial de la Universidad Nacional de Salta. ISBN 978-987-633-107-4.
- Arthur H. Nilson. 2001. Diseño de estructuras de concreto, duodécima edición. Editora: Emma Ariza H. ISBN: 958-600-953-X.
- Gabriel Troglia. 2010. Estructuras metálicas. Proyecto por estados límites. Tomo I y II. Séptima edición. Jorge Sarmiento Editor-Universitas Libros. ISBN: 978-987-9406-52-4.

# ANEXO

## **INDICE DE ANEXOS**

Vista de Estructura Cerrada “3D” .....	1
Vista de Estructura Abierta “3D” .....	2
Plano de la Estructura – Vista en Planta .....	3
Plano de la Estructura – Corte A - A .....	4
Plano de la Estructura – Corte B - B .....	5
FOS – FOT – Silueta del Terreno .....	6
Identificación de Elementos .....	7
Plano de Secciones de Vigas .....	10
Plano de Columnas .....	12
Solicitud y Armadura de Vigas .....	14
Solicitud y Armadura de Columnas .....	16
Plano del Nudo N°1 – Vista en Planta .....	17
Plano del Nudo N°1 – Corte .....	18
Estudio del Suelo y Capacidad de Carga .....	20
Plano de Bases Aisladas – Vista en Planta .....	28
Plano de Bases Aisladas – ZONA B1 .....	29
Plano de Bases Aisladas – ZONA B2 .....	31
Plano de Bases Aisladas – ZONA B3 .....	33
Plano de Bases Aisladas – ZONA B4 .....	35
Planilla para el Dimensionado de las Bases Aisladas de Fundación .....	37
Planilla para el Bulbo de Presiones .....	48



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA



Facultad de Ingeniería

Catedra de trabajo Final – Ingeniería Civil

Alumnos:

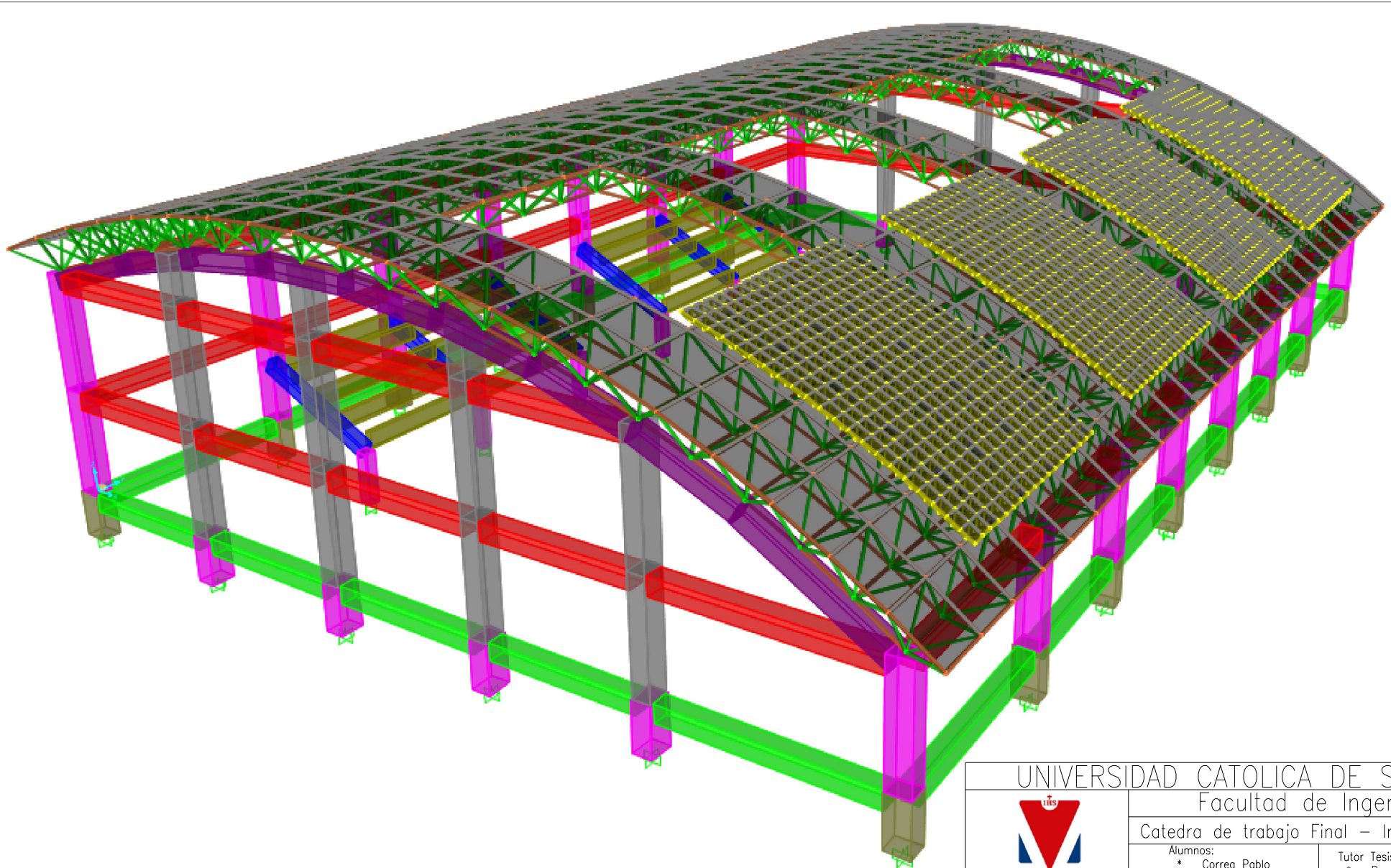
- \* Correa Pablo
- \* Orellana Sergio
- \* Yazile Esteban

Tutor Tesis:

- \* Bernad Claudio

VISTA DE ESTRUCTURA CERRADA "3D"

Esc.: S/Esc. 1



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA



Facultad de Ingeniería

Catedra de trabajo Final – Ingeniería Civil

Alumnos:

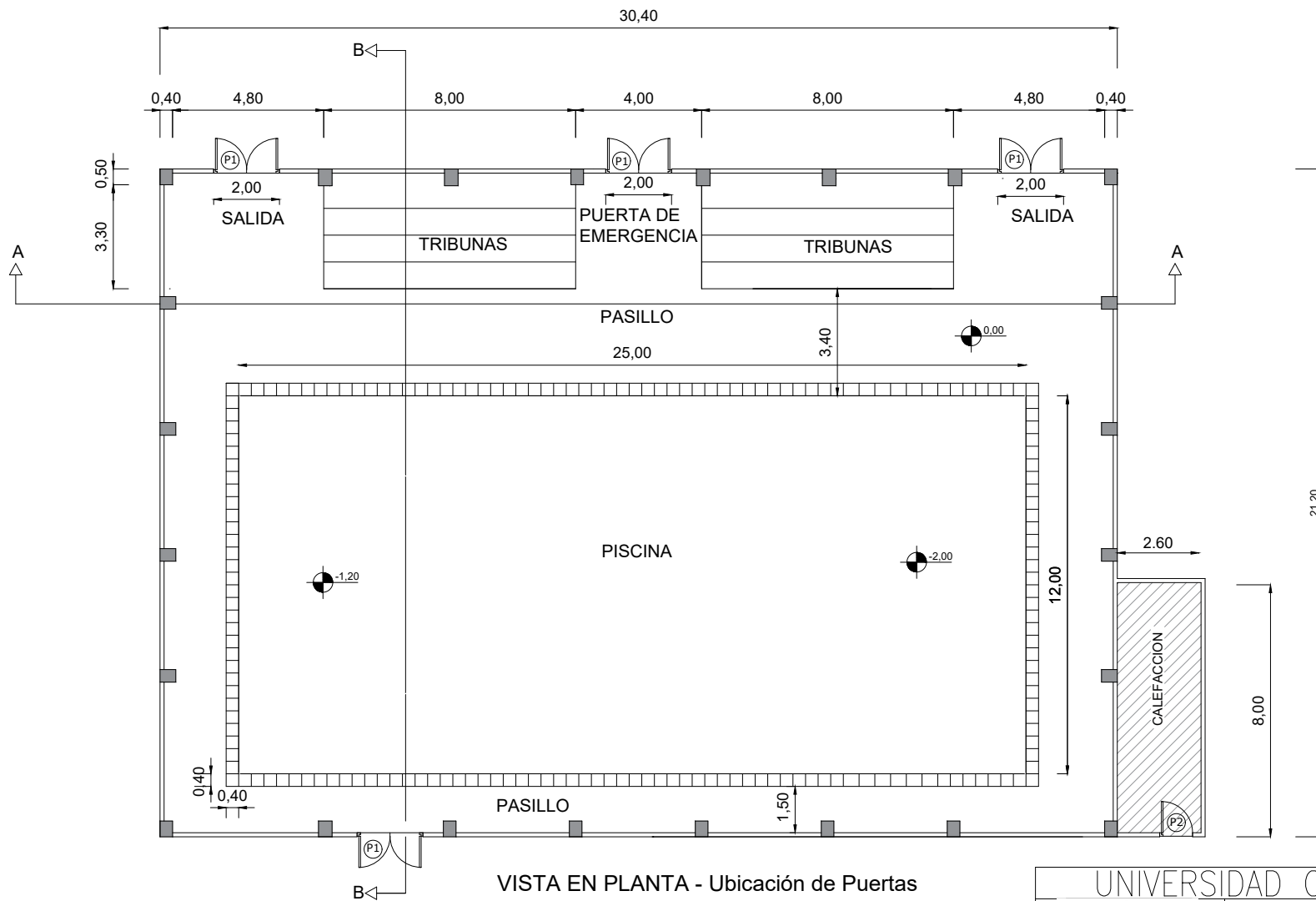
- \* Correa Pablo
- \* Orellana Sergio
- \* Yazile Esteban

Tutor Tesis:

- \* Bernad Claudio

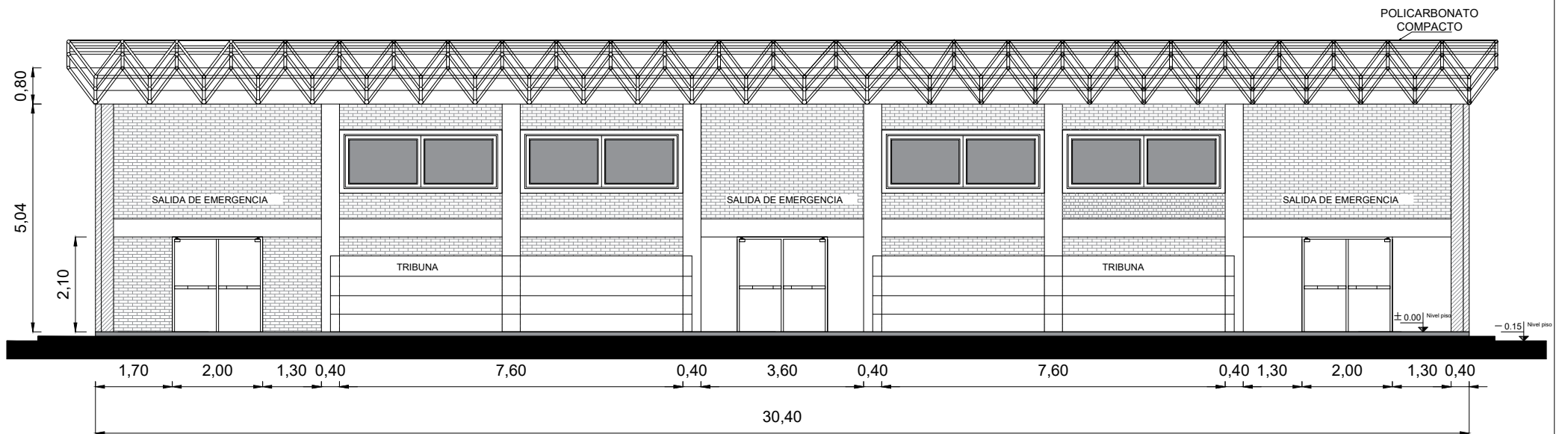
VISTA DE ESTRUCTURA ABIERTA "3D"

Esc.: S/Esc. 2




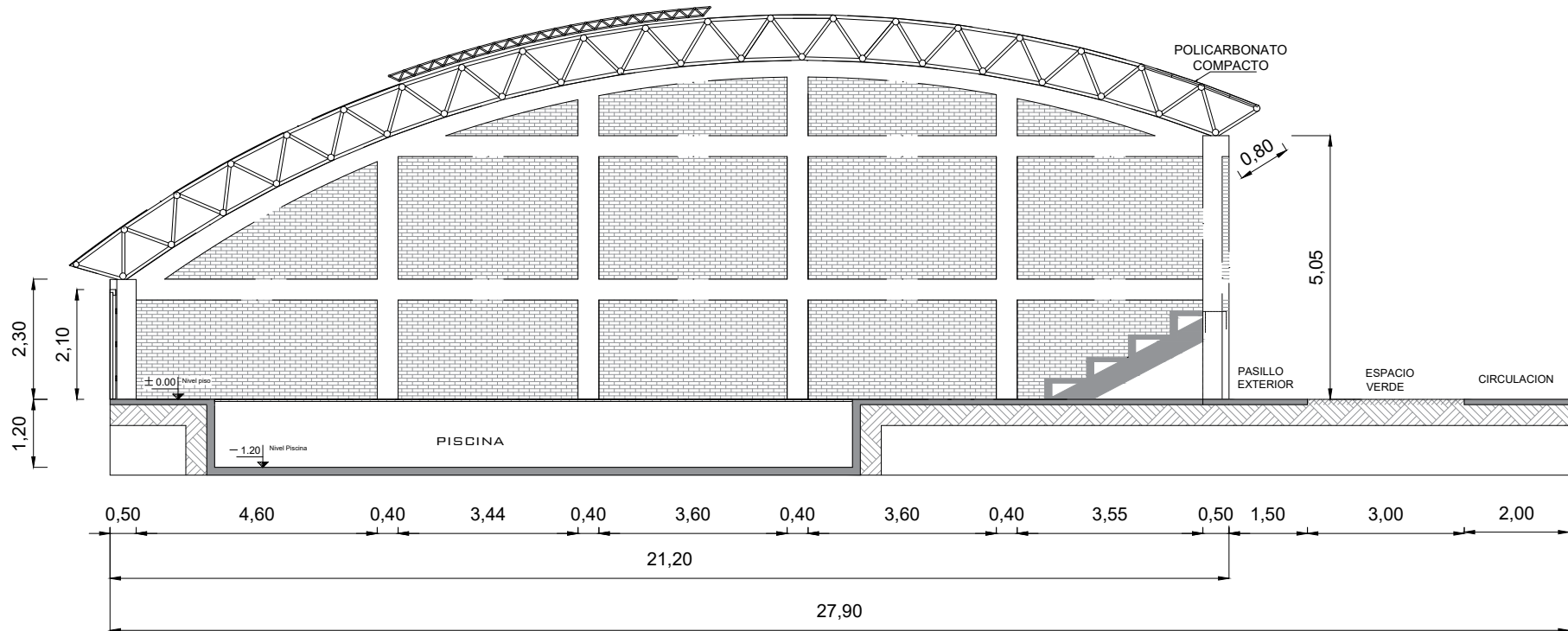
VISTA EN PLANTA - Ubicación de Puertas

<b>UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA</b> Facultad de Ingeniería		
Catedra de trabajo Final – Ingeniería Civil		
 <b>UCASAL</b>	Alumnos: * Correa Pablo * Orellana Sergio * Yazile Esteban	Tutor Tesis: * Bernad Claudio
	PLANO DE LA ESTRUCTURA – Vista en PLANTA Esc.: 1-200	
	3	




**CORTE A-A**

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA	
Facultad de Ingenieria	
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil	
 <p>Alumnos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>* Correa Pablo</li> <li>* Orellana Sergio</li> <li>* Yazile Esteban</li> </ul>	<p>Tutor Tesis:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>* Bernard Claudio</li> </ul>
PLANO DE LA ESTRUCTURA – CORTE A-A	
Esc.: 1-125	4



**CORTE B-B**

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA		
Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo	* Bernad Claudio
	* Orellana Sergio	
	* Yazile Esteban	
PLANO DE LA ESTRUCTURA – CORTE B-B		Esc.: 1-125   5

## SILUETA DE SUPERFICIE

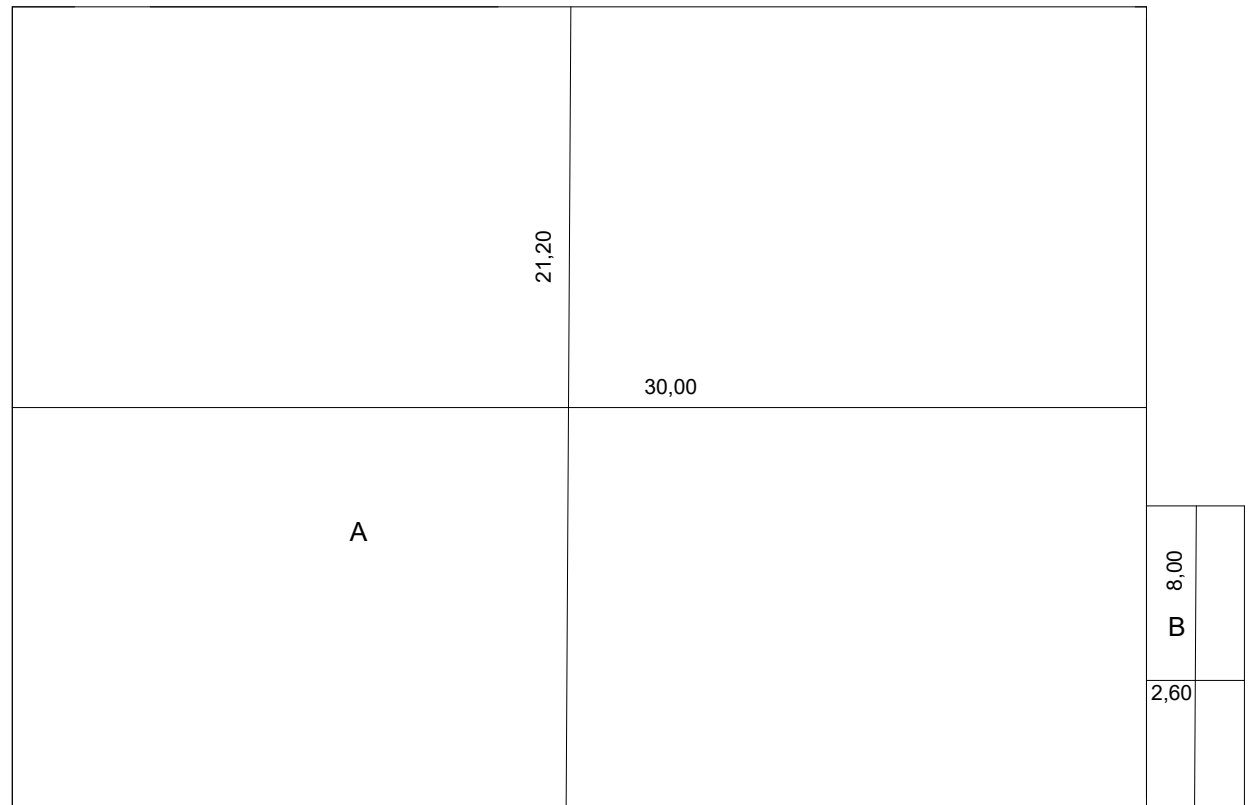
BALANCE DE SUPERFICIE			
SUP..	DIMENSIONES	PARCIAL FOS	PARCIAL FOT
PLANTA BAJA			
A	21,20m * 30m	636m2	636m2
B	2,6m * 8m	20,8m2	20,8m2
SUP. TOTAL PLANTA		656,8m2	656,8m2
SUP. TOTAL COMPLEJO		656,8m2	

\* FOS = Total PLANTA BAJA / TERRENO = 656,80m2 / 626,70m2 = 1,05

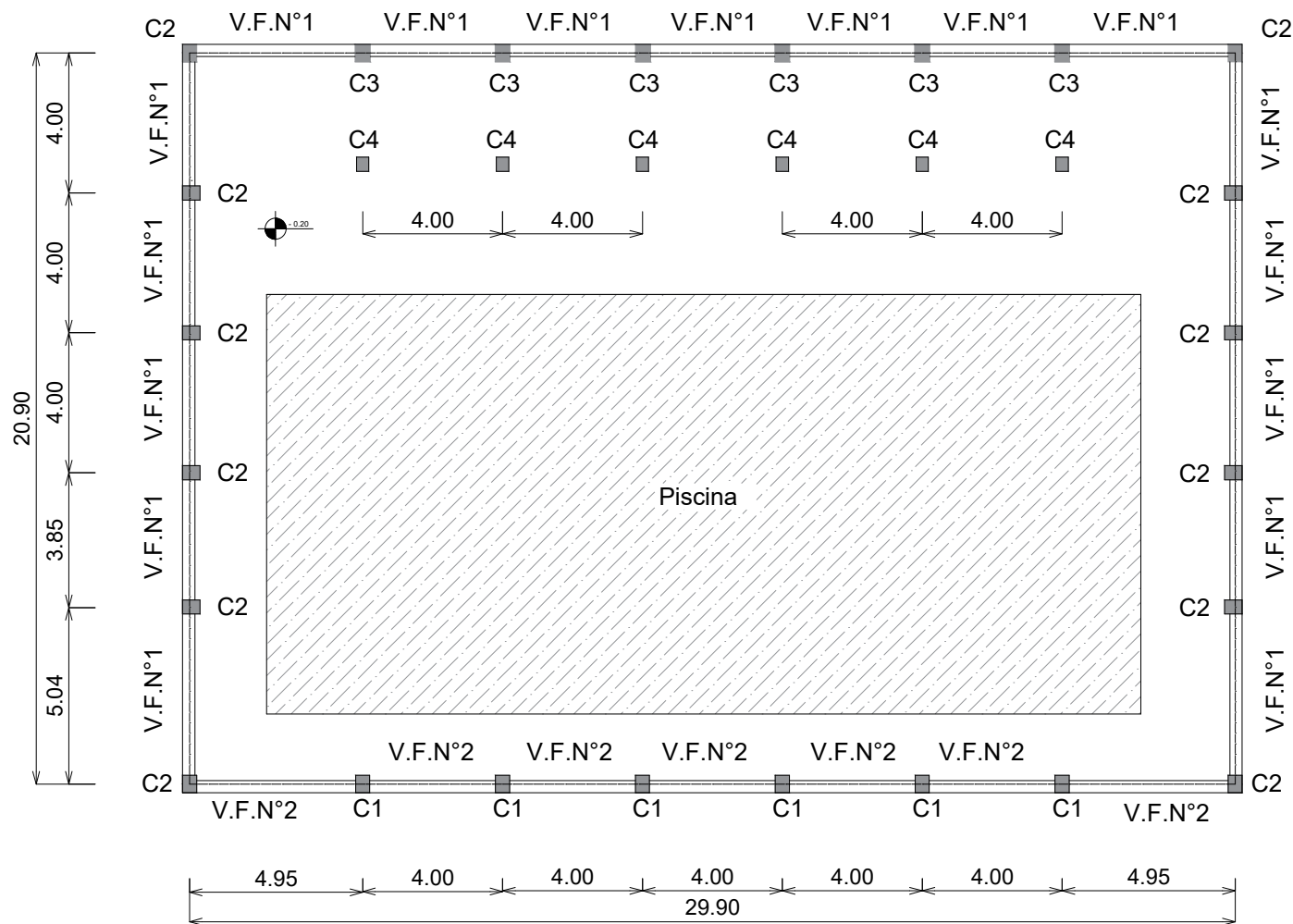
\* FOT = Total VIVIENDA / TERRENO = 656,80m2 / 626,70m2 = 1,05


## Resolución 01/86

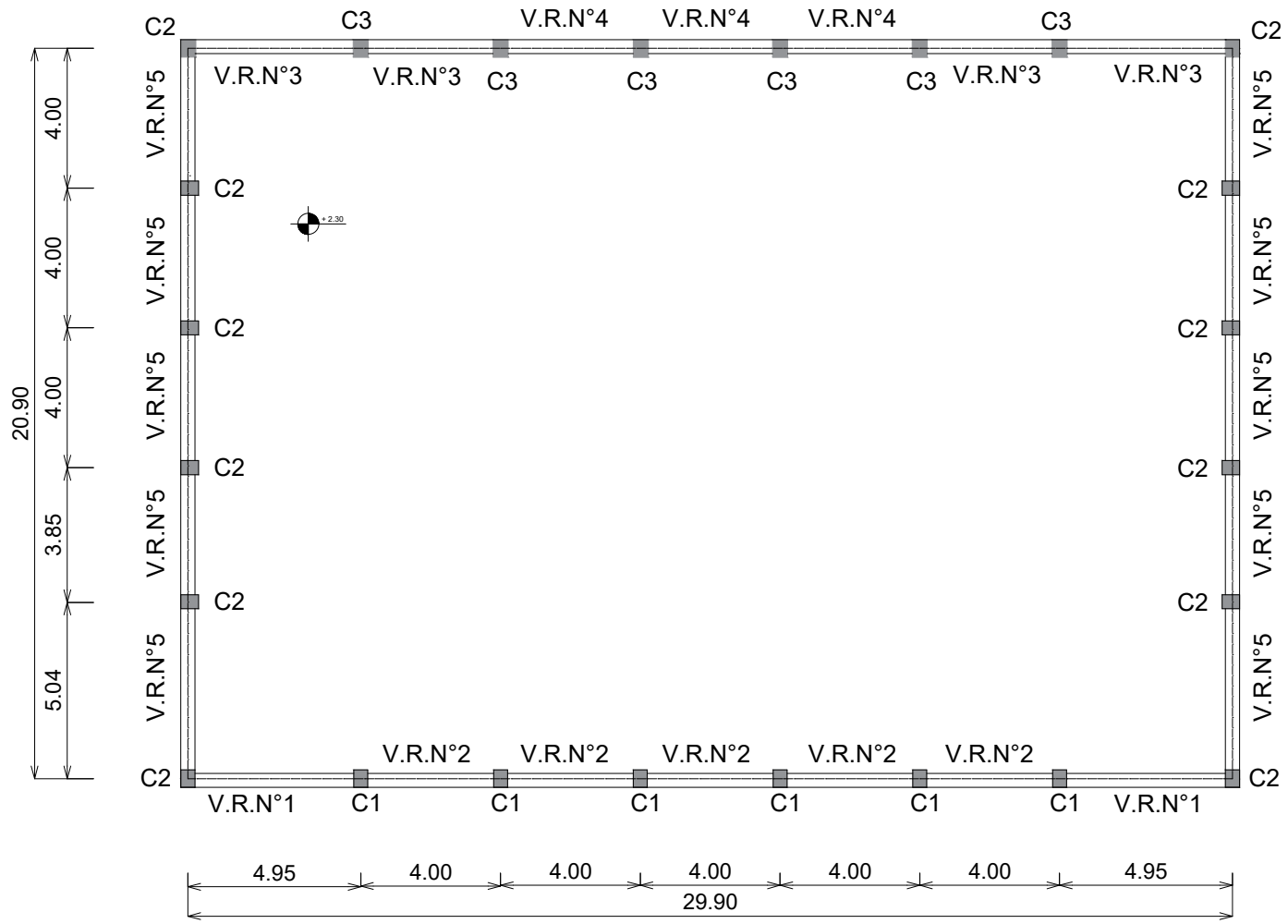
CONCEPTO	S/CODIGO	S/PROYECTO
USO DEL SUELO	R3	R3
F.O.S.	0.70	1,05
F.O.T.	2.40	1,05
ALTURA MAXIMA	12.00	6,70
RETIRO L. M.	3.00	-
ANCHO DE VEREDA	3.00	-




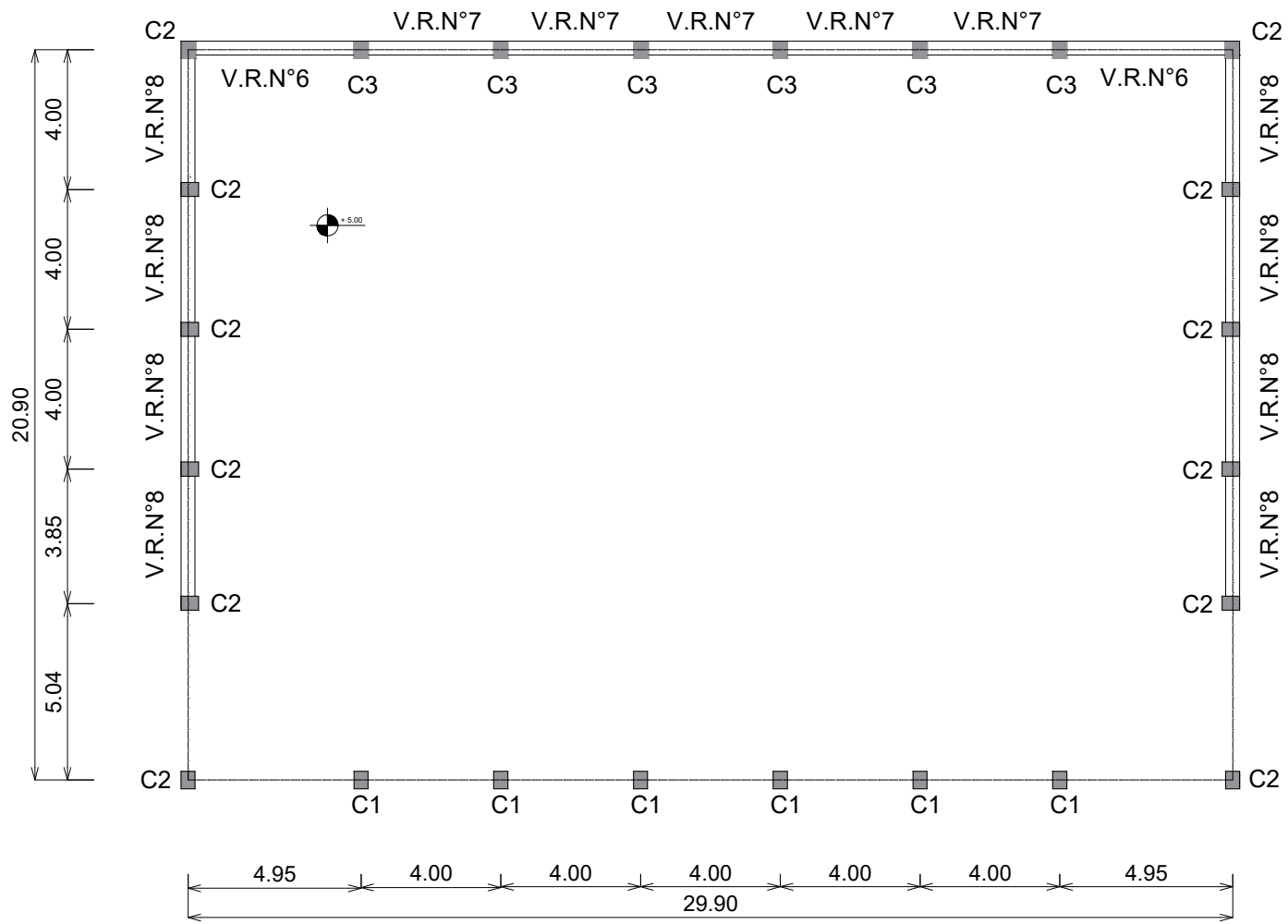
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA	
Facultad de Ingenieria	
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil	
 UCASAL	Alumnos: * Correa Pablo * Orellana Sergio * Yazile Esteban
Tutor Tesis: * Bernad Claudio	
FOS – FOT – SILUETA DEL TERRENO	
Esc.: 1-200   6	




UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA	
Facultad de Ingenieria	
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil	
	Alumnos: * Correa Pablo * Orellana Sergio * Yazlle Esteban
	Tutor Tesis: * Bernad Claudio
PLANO DE IDENTIFICACION DE ELEMENTOS	
Esc.: 1-200	7

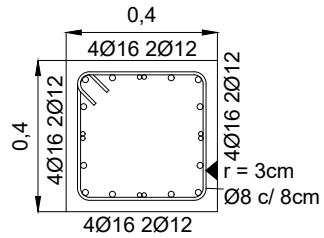


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA		
Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo	* Bernad Claudio
	* Orellana Sergio	
	* Yazlle Esteban	
PLANO DE IDENTIFICACION DE ELEMENTOS		Esc.: 1-200   8

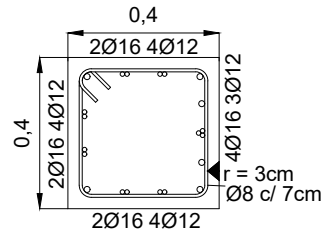


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA	
Facultad de Ingenieria	
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil	
	Alumnos:
	* Correa Pablo
	* Orellana Sergio
* Yazlle Esteban	Tutor Tesis:
* Bernad Claudio	
PLANO DE IDENTIFICACION DE ELEMENTOS	
Esc.: 1-200	9

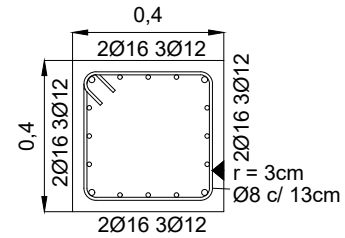
V.R.N°1



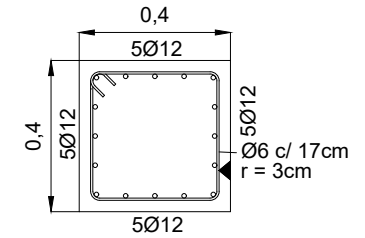
V.R.N°2



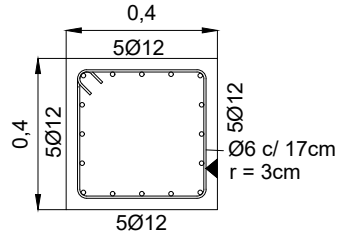
V.R.N°3



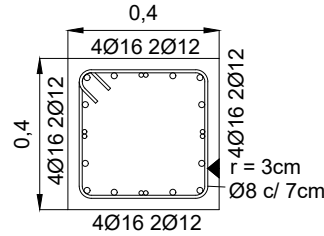
V.R.N°4



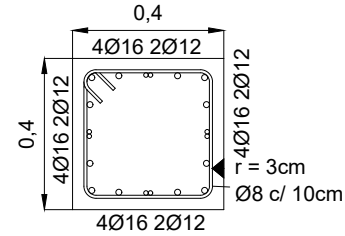
V.R.N°5



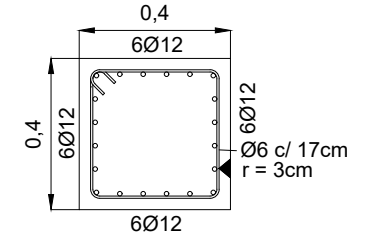
V.R.N°6



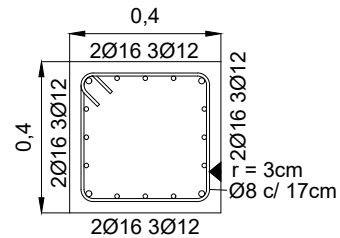
V.R.N°7




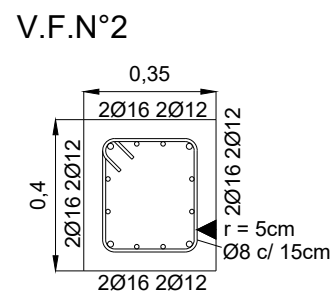
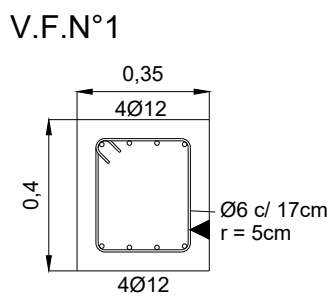
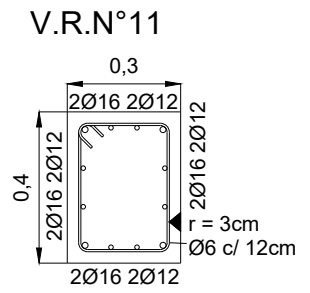
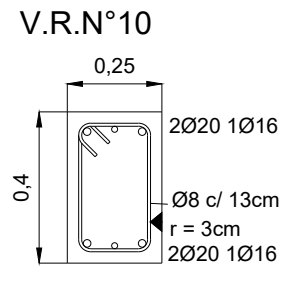
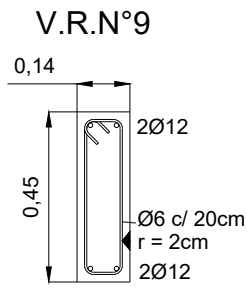
V.R.N°8




V.R.CURVA



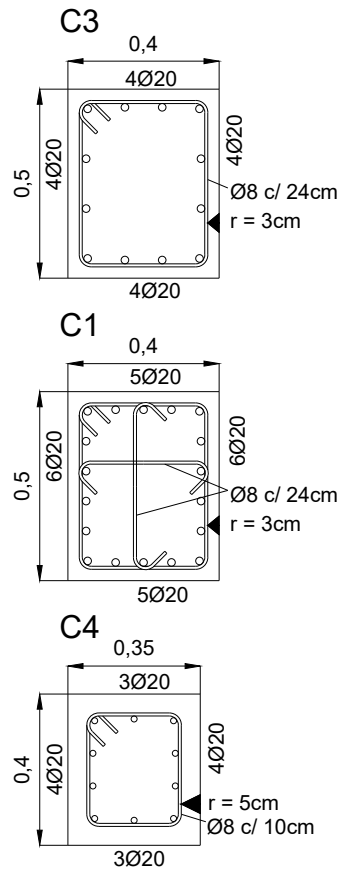
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA		
Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo	* Bernad Claudio
	* Orellana Sergio	
* Yazlle Esteban		
PLANO DE SECCIONES DE VIGAS		Esc.: 1-20   10



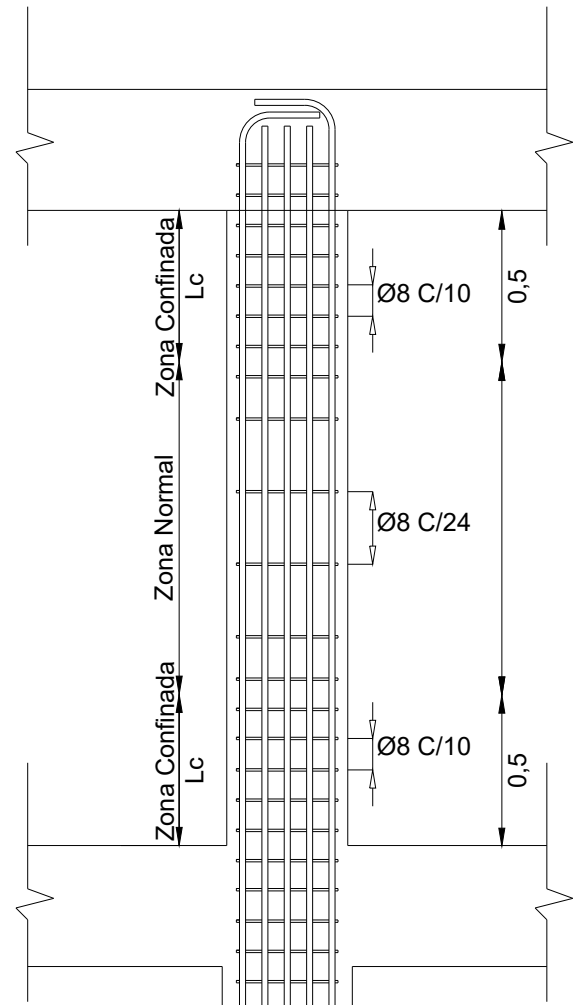
Parámetros mínimos para tener en cuenta en el armado					
Diámetro	Mandril de doblado	Long. de gancho a 90°	Long. de anclaje Arm. long.	Long. de anclaje Arm. transv.	Long. de empalme
6mm	4cm	8cm	30cm	6cm	40cm
8mm	5cm	10cm	40cm	8cm	55cm
10mm	6cm	12cm	50cm	--	65cm
12mm	7,5cm	15cm	55cm	--	75cm
16mm	10cm	20cm	75cm	--	100cm
20mm	12cm	24cm	145cm	--	190cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA	
Facultad de Ingenieria	
Catedra de trabajo Final - Ingenieria Civil	
	Alumnos: * Correa Pablo * Orellana Sergio * Yazlle Esteban
Tutor Tesis: * Bernad Claudio	
PLANO DE SECCIONES DE VIGAS	
Esc.: 1-20 11	

### SECCIONES COLUMNAS (ESC 1:20)

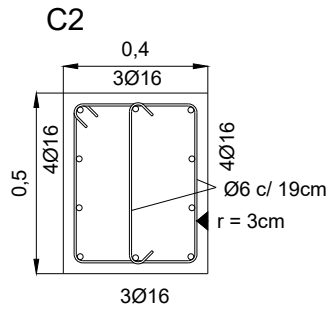


### DETALLE DE COLUMNAS (ESC 1:25)

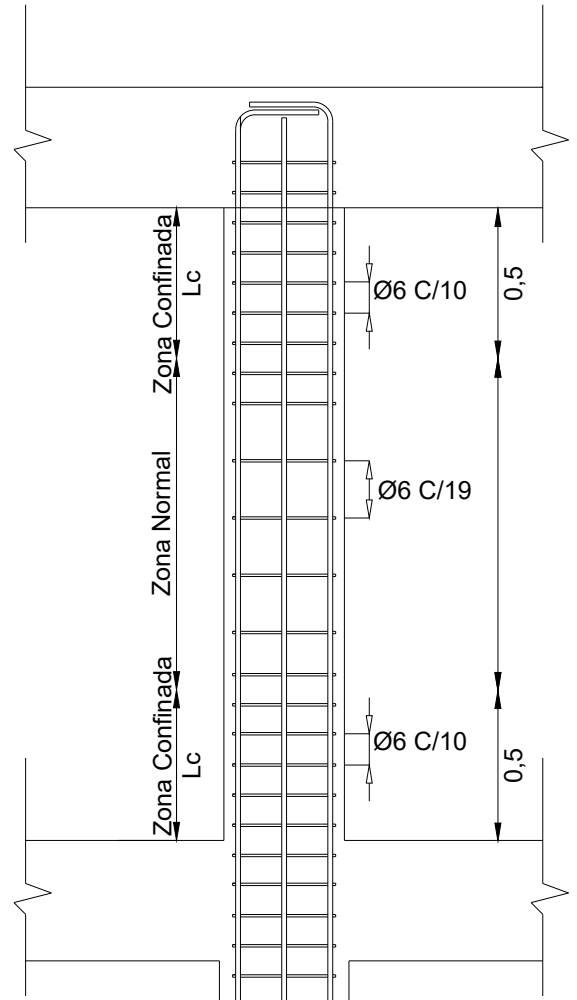



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA	
Facultad de Ingenieria	
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil	
 <b>UCASAL</b>	Alumnos: * Correa Pablo * Orellana Sergio * Yazlle Esteban
	Tutor Tesis: * Bernad Claudio
PLANO DE COLUMNAS	Esc.: 12

SECCIONES COLUMNAS (ESC 1:20)



DETALLE DE COLUMNAS (ESC 1:25)



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA	
Facultad de Ingenieria	
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil	
 Alumnos: * Correa Pablo * Orellana Sergio * Yazlle Esteban	Tutor Tesis: * Bernad Claudio
PLANO DE COLUMNAS	Esc.: 13

## SOLICITACIONES Y ARMADURAS DE VIGAS

VIGA	DIMENSIONES	SOLICITACIONES	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
V.R. N°1	0,4m X 0,4m r = 0,03m	P = 57,5kN (+) Vx = 42,85kN Vy = 58,08kN T = 37,44kNm My = 26,78 kNm (-) My = 72,23 kNm (+) Mx = 18,25 kNm (-) Mx = 10,11 (+)	Arm. Superior = 2Ø16 4Ø12 Arm. Inferior = 2Ø16 4Ø12 Arm. Derecha = 4Ø16 3Ø12 Arm. Izquierda = 2Ø16 4Ø12	Ø8 C/ 7cm
V.R. N°2	0,4m X 0,4m r = 0,03m	P = 122,19kN (+) Vx = 88,07kN Vy = 78,84kN T = 27,15kNm My = 27,65 kNm (-) My = 16,9 kNm (+) Mx = 23,56 kNm (-) Mx = 19,07 (+)	Arm. Superior = 4Ø16 2Ø12 Arm. Inferior = 4Ø16 2Ø12 Arm. Derecha = 4Ø16 2Ø12 Arm. Izquierda = 4Ø16 2Ø12	Ø8 C/ 8cm
V.R. N°3	0,4m X 0,4m r = 0,03m	P = 57,57kN (+) Vx = 22,79kN Vy = 3kN T = 15,47kNm My = 3,3 kNm (-) My = 8,17 kNm (+) Mx = 14,52 kNm (-) Mx = 6,43 (+)	Arm. Superior = 2Ø16 3Ø12 Arm. Inferior = 2Ø16 3Ø12 Arm. Derecha = 2Ø16 3Ø12 Arm. Izquierda = 2Ø16 3Ø12	Ø8 C/ 13cm
V.R. N°4	0,4m X 0,4m r = 0,03m	P = 53,04kN (+) Vx = 21,95kN Vy = 0,75kN T = 1,51kNm My = 2,56 kNm (-) My = 1,72 kNm (+) Mx = 25,13 kNm (-) Mx = 10,11 (+)	Arm. Superior = 5Ø12 Arm. Inferior = 5Ø12 Arm. Derecha = 5Ø12 Arm. Izquierda = 5Ø12	Ø6 C/ 17cm
V.R. N°5	0,4m X 0,4m r = 0,03m	P = 36,08kN (+) Vx = 19,89kN Vy = 10,67kN T = 2,56kNm My = 12,96 kNm (-) My = 35,72 kNm (+) Mx = 12,66 kNm (-) Mx = 5,24 (+)	Arm. Superior = 5Ø12 Arm. Inferior = 5Ø12 Arm. Derecha = 5Ø12 Arm. Izquierda = 5Ø12	Ø6 C/ 17cm
V.R. N°6	0,4m X 0,4m r = 0,03m	P = 89,56kN (+) Vx = 30,76kN Vy = 68,71kN T = 34,18kNm My = 84,54 kNm (-) My = 37,3 kNm (+) Mx = 18,95 kNm (-) Mx = 9,07 (+)	Arm. Superior = 4Ø16 2Ø12 Arm. Inferior = 4Ø16 2Ø12 Arm. Derecha = 4Ø16 2Ø12 Arm. Izquierda = 4Ø16 2Ø12	Ø8 C/ 7cm
V.R. N°7	0,4m X 0,4m r = 0,03m	P = 146,08kN (+) Vx = 43,87kN Vy = 50,87kN T = 21,85kNm My = 9,77 kNm (-) My = 19,9 kNm (+) Mx = 15,41 kNm (-) Mx = 7,94 (+)	Arm. Superior = 4Ø16 2Ø12 Arm. Inferior = 4Ø16 2Ø12 Arm. Derecha = 4Ø16 2Ø12 Arm. Izquierda = 4Ø16 2Ø12	Ø8 C/ 10cm
V.R. N°8	0,4m X 0,4m r = 0,03m	P = 88,19kN (+) Vx = 38,15kN Vy = 14,98kN T = 2,64kNm My = 16,82 kNm (-) My = 35,8 kNm (+) Mx = 14,83 kNm (-) Mx = 5,31 (+)	Arm. Superior = 6Ø12 Arm. Inferior = 6Ø12 Arm. Derecha = 6Ø12 Arm. Izquierda = 6Ø12	Ø8 C/ 7cm

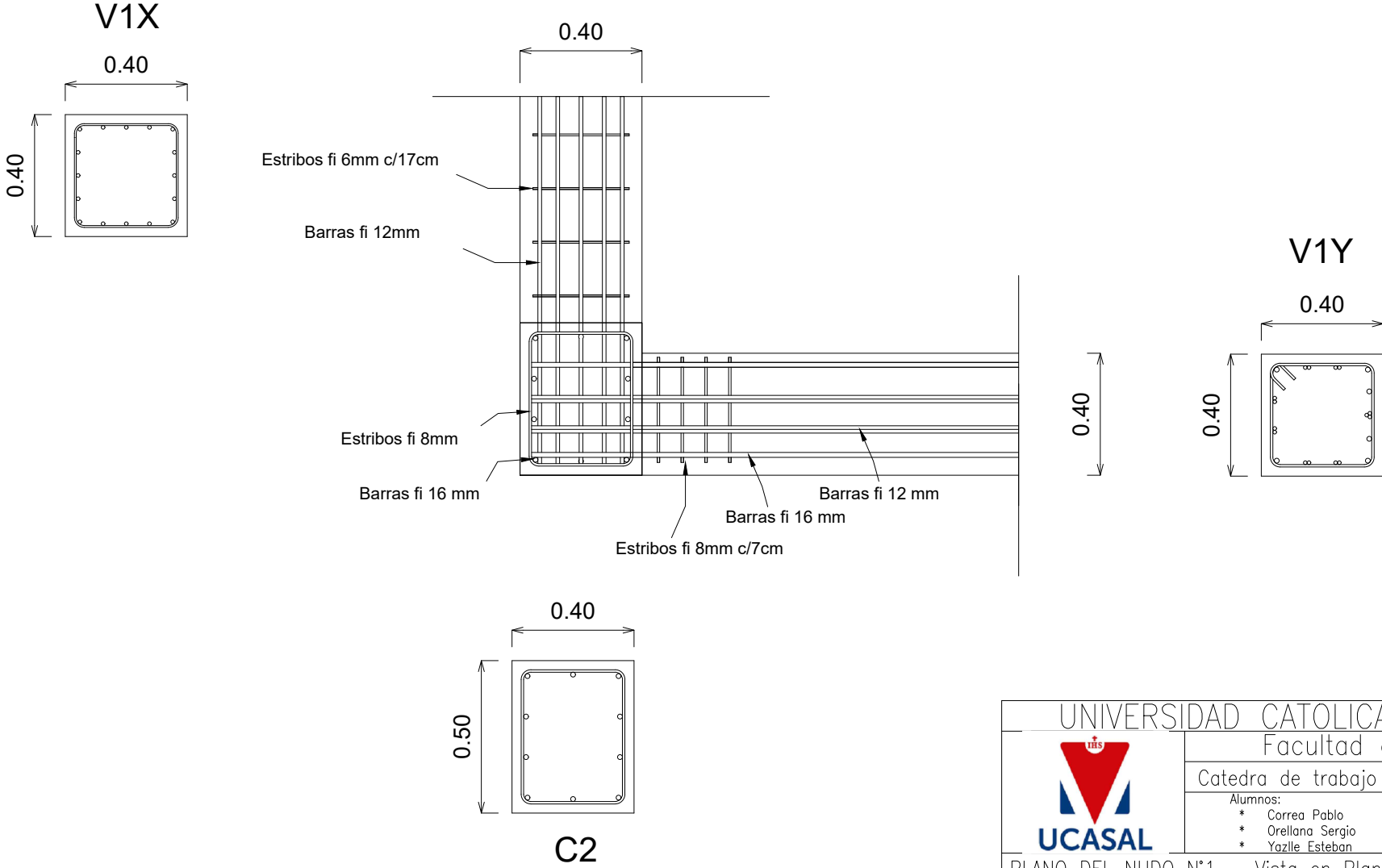
## SOLICITACIONES Y ARMADURAS DE VIGAS


VIGA	DIMENSIONES	SOLICITACIONES	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
V.R. N°9	0,45m X 0,14m r = 0,02m	Vx = 32,22kN Mx = 18,25 kNm (-) Mx = 10,11 (+)	Arm. Superior = 2Ø16 4Ø12 Arm. Inferior = 2Ø16 4Ø12 Arm. Derecha = 4Ø16 3Ø12 Arm. Izquierda = 2Ø16 4Ø12	Ø6 C/ 17cm
V.R. N°10	0,4m X 0,25m r = 0,3m	P = 218,23kN (+) Vx = 104kN Vy = 3,85kN T = 0,77kNm My = 3,71 kNm (-) My = 3,72 kNm (+) Mx = 84,36 kNm (-) Mx = 44,08 (+)	Arm. Superior = 2Ø20 1Ø16 Arm. Inferior = 2Ø20 1Ø16	Ø8 C/ 13cm
V.R. N°11	0,4m X 0,3m r = 0,3m	P = 10,51kN (+) Vx = 14,9kN Vy = 2,56kN T = 5,04kNm My = 2,08 kNm (-) My = 3,6 kNm (+) Mx = 11,2 kNm (-) Mx = 3,25 (+)	Arm. Superior = 2Ø16 2Ø12 Arm. Inferior = 2Ø16 2Ø12 Arm. Derecha = 2Ø16 2Ø12 Arm. Izquierda = 2Ø16 2Ø12	Ø6 C/ 12cm
V.R. CURVA	0,4m X 0,4m r = 0,3m	P = 91,03kN (+) Vx = 33,22kN Vy = 19,41kN T = 3,28kNm My = 16,52 kNm (-) My = 43,22 kNm (+) Mx = 16,13 kNm (-) Mx = 11,36 (+)	Arm. Superior = 2Ø16 3Ø12 Arm. Inferior = 2Ø16 3Ø12 Arm. Derecha = 2Ø16 3Ø12 Arm. Izquierda = 2Ø16 3Ø12	Ø6 C/ 17cm
V.F. N°1	0,4m X 0,35m r = 0,05m	P = 16,19kN (+) Vx = 23,1kN Vy = 0,76kN T = 1,07kNm My = 1,01 kNm (-) My = 1,85 kNm (+) Mx = 13,82 kNm (-) Mx = 5,62 (+)	Arm. Superior = 4Ø12 Arm. Inferior = 4Ø12	Ø6 C/ 17cm
V.F. N°2	0,4m X 0,35m r = 0,05m	P = 13,17kN (+) Vx = 23,6kN Vy = 2,68kN T = 8,48kNm My = 4,35 kNm (-) My = 3,37 kNm (+) Mx = 14,17 kNm (-) Mx = 7,23 (+)	Arm. Superior = 2Ø16 2Ø12 Arm. Inferior = 2Ø16 2Ø12 Arm. Derecha = 2Ø16 2Ø12 Arm. Izquierda = 2Ø16 2Ø12	Ø8 C/ 15cm

## SOLICITACIONES Y ARMADURAS DE COLUMNAS

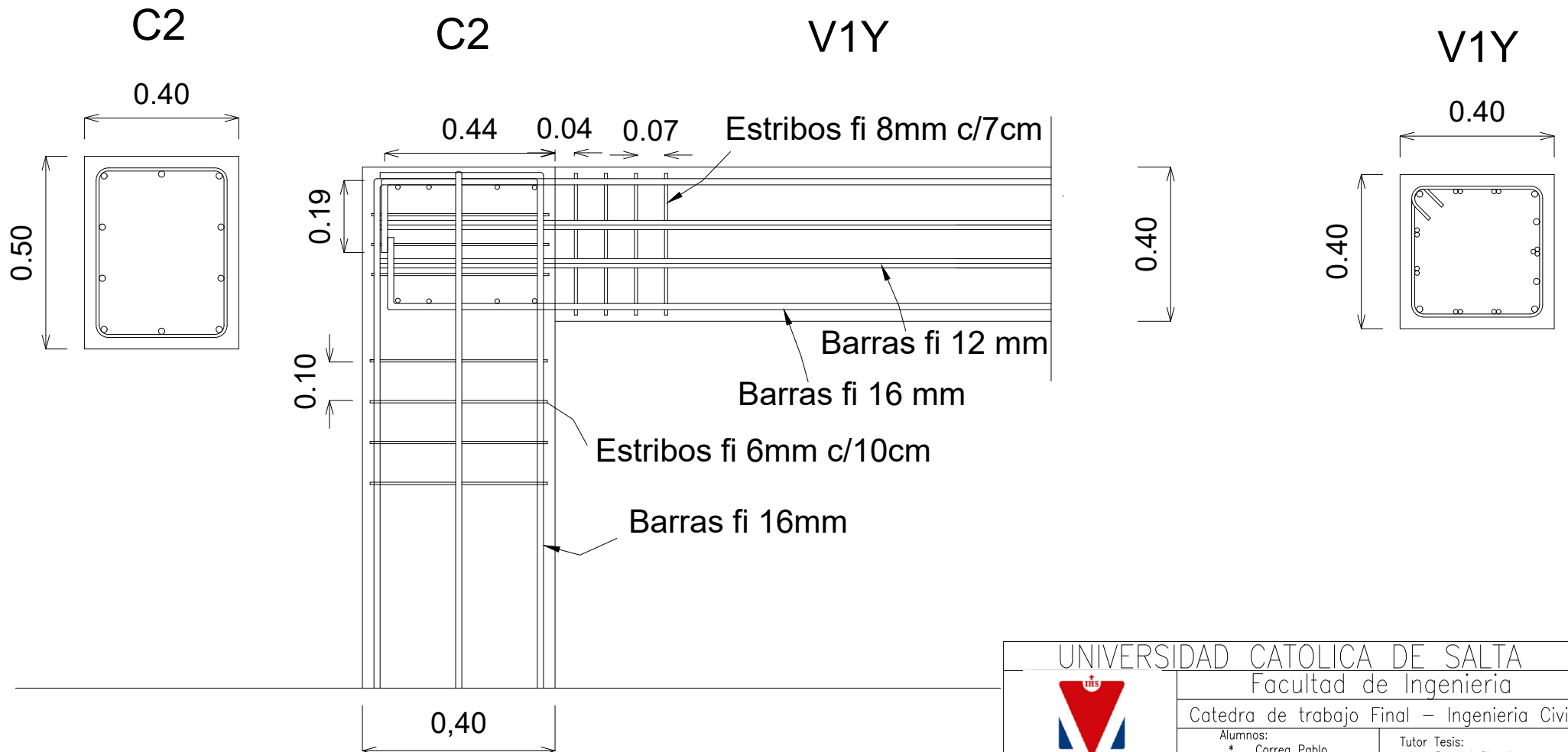
COLUMNA	DIMENSIONES	SOLICITACIONES	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
C1	0,5m X 0,4m r = 0,3m	P = 192,51kN (-) Vx = 126,04kN Vy = 22,44kN My = 10,56 kNm Mx = 418,19 kNm	Arm. Perimetral = 18Ø20	Ø8 C/ 24cm ( tramo) Ø8 C/ 10cm ( apoyos)
C2	0,5m X 0,4m r = 0,3m	P = 226,54kN (-) Vx = 12,32kN Vy = 26,25kN My = 14,45 kNm Mx = 34,28 kNm	Arm. Perimetral = 10Ø16	Ø6 C/ 19cm ( tramo) Ø6 C/ 10cm ( apoyos)
C3	0,5m X 0,4m r = 0,3m	P = 355,16kN (-) Vx = 92,66kN Vy = 22,17kN My = 22,17 kNm Mx = 263,06 kNm	Arm. Perimetral = 12Ø20	Ø8 C/ 24cm ( tramo) Ø8 C/ 10cm ( apoyos)
C4	0,4m X 0,35m r = 0,5m	P = 157,56,51kN (-) Vx = 172,40kN Vy = 2,25kN My = 1,66 kNm Mx = 111,35 kNm	Arm. Perimetral = 10Ø20	Ø8 C/ 10cm


# NUDO N°1 - VISTA EN PLANTA



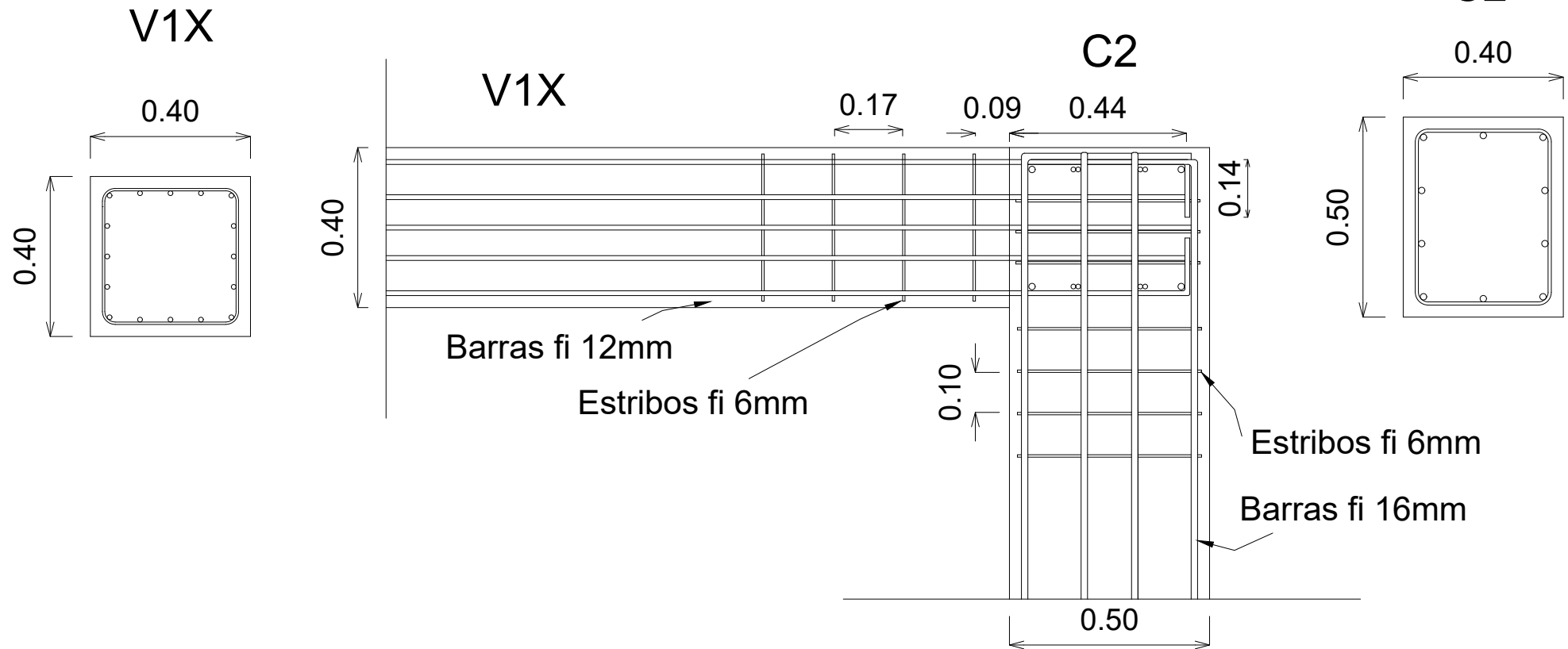
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA		
Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo	* Bernad Claudio
	* Orellana Sergio	
	* Yazile Esteban	
PLANO DEL NUDO N°1 – Vista en Planta		Esc.: 1-20   17


# NUDO N°1 - CORTE



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA		
Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo	* Bernad Claudio
	* Orellana Sergio	
	* Yazile Esteban	
PLANO DEL NUDO N°1 – CORTE		Esc.: 1-15   18

# NUDO N°1 - CORTE



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA	
Facultad de Ingenieria	
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil	
 <b>UCASAL</b>	Alumnos: * Correa Pablo * Orellana Sergio * Yazile Esteban
Tutor Tesis: * Bernad Claudio	
PLANO DEL NUDO N°1 – CORTE	
Esc.: 1-15	19

## **BASES DE FUNDACIÓN**

### **“Estudio del Suelo y Capacidad de Carga”**

A continuación, se hace mención al estudio del suelo, el cual es importante para el cálculo y estudio de la capacidad de carga, donde con esos datos se dimensiono las bases de fundación correspondientes a la estructura.

El estudio de suelo consiste en la realización de 2 sondeos: S1 y S2, el cual, se determinó 2 puntos ubicados a una determinada distancia, para obtener así información de ambas partes del terreno.

#### **- DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS EN CAMPO**

Se recopiló los antecedentes geológicos correspondientes a la zona donde se ubica el terreno a estudiar y el comportamiento estructural manifestado por las construcciones existentes en lugares próximos al analizado.

En función de las características de la obra a construir, de los antecedentes geológicos y constructivos recopilados, se estableció un Programa de Exploración inicial mediante la ejecución de Dos (2) Sondeos y de sus ubicaciones que resulten más adecuados acordes al objetivo propuesto. Los tipos de sondeos practicados consistieron en Perforaciones de Pequeño Diámetro, realizados mediante el empleo de equipos de accionamiento manual.

Durante la ejecución de los sondeos, se extrajeron muestras de suelos representativas de los estratos detectados, para su posterior análisis en laboratorio, además se efectuaron Ensayos In-situ de Penetración SPT a diferentes profundidades y se tomaron registros de todos los datos pertinentes para determinar el Perfil Estratigráfico del terreno en estudio.

Hasta la profundidad explorada (>-7,00 m) no se detectó la presencia del Nivel Freático, dada la fecha de este estudio y los antecedentes recopilados, se considera probable que dicho nivel pueda ascender por sobre la cota de -7,00 m en otras épocas del año.

La información obtenida en los trabajos de exploración realizados revela que el terreno presenta una formación estratigráfica regular en toda su extensión, y además guarda una estrecha correlación con la conformación geológica general correspondiente a ese SECTOR, por lo que se considera como Suficiente el número de sondeos adoptados inicialmente.

#### **DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS EN LABORATORIO**

Sobre todas las Muestras de Suelos, extraídas en los sondeos y remitidas al laboratorio, se efectuaron distintos tipos de pruebas adecuadas para determinar los valores de las siguientes propiedades geotécnicas:

- CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL
- LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO e INDICE PLASTICO

- CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS
- CLASIFICACION DE TIPOS DE SUELO
- PESOS ESPECIFICOS APARENTES (Húmedo y Seco)
- PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE (C y  $\phi$ )

### DESCRIPCION DE LOS TRABAJOS EN GABINETE

Primero se confeccionó un esquema denominado "CROQUIS DE UBICACIÓN", dónde se indicó la ubicación de los Sondeos ejecutados durante los trabajos de exploración, representando gráficamente sus posiciones sobre un dibujo en planta del terreno estudiado. Luego se procesó todas las mediciones registradas en todos los ensayos efectuados en laboratorio, obteniendo así los valores representativos de las propiedades Físicas y Mecánicas de los suelos, en correspondencia a cada una de las muestras analizadas. Con esta información, complementada con las tomadas directamente en el campo, se identificó y clasificó los suelos que constituyen las diferentes capas detectadas en los trabajos de exploración del terreno analizado, según el SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS). Finalmente se elaboró esquemas representativos de los PERFILES ESTRATIGRÁFICOS que posee el terreno en correspondencia al lugar de cada Sondeo practicado, y en los que se aprecia con mayor detalle la conformación geológica que presentan los mismos. Las cotas de profundidad toman como referencia al nivel de la superficie actual del terreno.

### COTA Y TIPO DE FUNDACION

Considerando las características del Proyecto de la futura construcción y del análisis de la composición Estratigráfica que presenta el Terreno, se infiere que la mejor solución es adoptar una Cimentación con ZAPATAS CORRIDAS y/ó AISLADAS de H° A°.; desplantadas a una cota mínima de -1.50 mts., de profundidad, y tal que siempre se tome como apoyo al estrato de ARCILLA INORGÁNICA DE MEDIA COMPRESIBILIDAD (CL).

### DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA

La determinación de la Capacidad de Carga ( $\sigma_s$  adm y  $\sigma_s$  lim) del Suelo de Fundación se realizó considerando las condiciones de trabajo y los estados de carga más desfavorables.

Como conclusión del estudio de suelo realizado, se aconseja adoptar en el Proyecto de la Fundación un tipo mediante ZAPATAS CORRIDAS y/ó AISLADAS de H° A°, desplantadas a una profundidad mínima de 1,50m respecto del nivel de la superficie actual del terreno, y tal que se logre un apoyo efectivo sobre el Estrato de ARCILLA INORGÁNICA DE MEDIA COMPRESIBILIDAD (CL), (Tercer estrato).

Para el dimensionado y/o verificación de la Fundación se recomienda adoptar los siguientes valores de las Tensiones Resistentes del Suelo (Admisible y Límite):

- Para Estados de Carga con sobrecargas de larga duración ( $q = g + p$ ):  
 $\sigma_{S adm} = 12,00 \text{ t/m}^2 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ ; Asentamiento máximo de 1,20 cm.
- Para Estados de Carga con Sobrecargas de corta duración (Sismo ó Viento):  
 $\sigma_{S lim} = 16.8 \text{ t/m}^2 = 1.68 \text{ kg/cm}^2$ .

Para el Coefficiente de Balasto, en correlación al determinado mediante un ensayo sobre una placa de 1 pie x 1 pie (30 cm x 30 cm), se sugiere tomar el siguiente valor:

$$\kappa_{S1} = 4.5 \text{ kg/cm}^3.$$

### CAPACIDAD de CARGA del SUELO

Obra:	<b>CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO ADMINISTRATIVO NUEVO</b>
Ubic:	Sede de la UCS en Campo Castañares - CIUDAD de <b>SALTA</b> .

#### DATOS

TIPO de CIMENTACIÓN:	<b>ZAPATAS CORRIDAS de Hº. Aº.</b>		
Dimensiones	<b>B [m] = 1,20</b>	<b>L [m] = 2,60</b>	<b>B/L = 0,46</b>

COTA de FUNDACION:	<b>Df [m] = -1,50</b>	<b>d [m] = 0,50</b>	<b>d/B = 0,42</b>
SOBRECARGA MÍNIMA de TAPADA:	<b><math>\gamma \times Df = \sum \gamma_i \times D_i = 1,80 \text{ t/m}^2</math></b>		
	<b>D1 [m] = 1,00</b>	<b>D2 [m] = 0,00</b>	<b>D3 [m] = 0,00</b>
	<b><math>\gamma_1 [\text{t/m}^3] = 1,80</math></b>	<b><math>\gamma_2 [\text{t/m}^3] = 1,00</math></b>	<b><math>\gamma_3 [\text{t/m}^3] = 1,00</math></b>
SUELO de FUNDACION:	<b>ARCILLA INORGANICA DE MEDIA COMP: ML.</b>		
Valores Adoptados de Cálculo	<b><math>\gamma_f [\text{t/m}^3] = 1,85</math></b>	<b><math>\phi [^\circ] = 7,0</math></b>	<b>C [t/m<sup>2</sup>] = 3,80</b>

$$q_c = S_c \cdot d_c \cdot C \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot \gamma \cdot D_f \cdot N_q + (0.5) \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Con  $\phi^\circ \implies N_c, N_q, N_\gamma$  (FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA)  
 $S_c, S_q, S_\gamma$  (FACTORES DE CORREC. POR FORMA)  
 $d_c, d_q, d_\gamma$  (FACTORES DE CORREC. POR PROFUND.)

$$q_{c \text{ adm}} = [q_c] / F_s$$

$F_s$ : COEF. DE SEGURIDAD

$$q_{c \text{ lim}} = f_t \times q_{c \text{ adm}}$$

$$f_t = 1,40$$

### SEGÚN TEORIA de TERZAGHI

Para  $\phi = 7,0^\circ \implies N_c = 8,15 \quad N_q = 2,00 \quad N_\gamma = 0,20$

$S_c = [1 + 0,30 \times (B/L)] =$	1,13
$S_q = [1 + 0,00 \times (B/L)] =$	1,00
$S_\gamma = [1 - 0,20 \times (B/L)] =$	0,91

$d_c =$	1,0
$d_q =$	1,0
$d_\gamma =$	1,0

y Adoptando  $F_s = 3,20$

$$q_{c \text{ adm}} = 12,09 \text{ t/m}^2$$

$$q_{c \text{ lim}} = 16,93 \text{ t/m}^2$$

### SEGÚN TEORIA de MEYERHOF

Para  $\phi = 7,0^\circ \implies N_c = 7,40 \quad N_q = 1,90 \quad N_\gamma = 0,52$

$S_c = 1 + 0,20 \times N \phi \times (B/L) =$	1,12
$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \times N \phi \times (B/L) =$	1,06

$d_c = 1 + 0,20 \times \sqrt{N \phi} \times (D/B) =$	1,09
$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \times \sqrt{N \phi} \times (D/B) =$	1,05

y Adoptando  $F_s = 3,20$

$$q_{c \text{ adm}} = 12,13 \text{ t/m}^2$$

$$q_{c \text{ lim}} = 16,99 \text{ t/m}^2$$

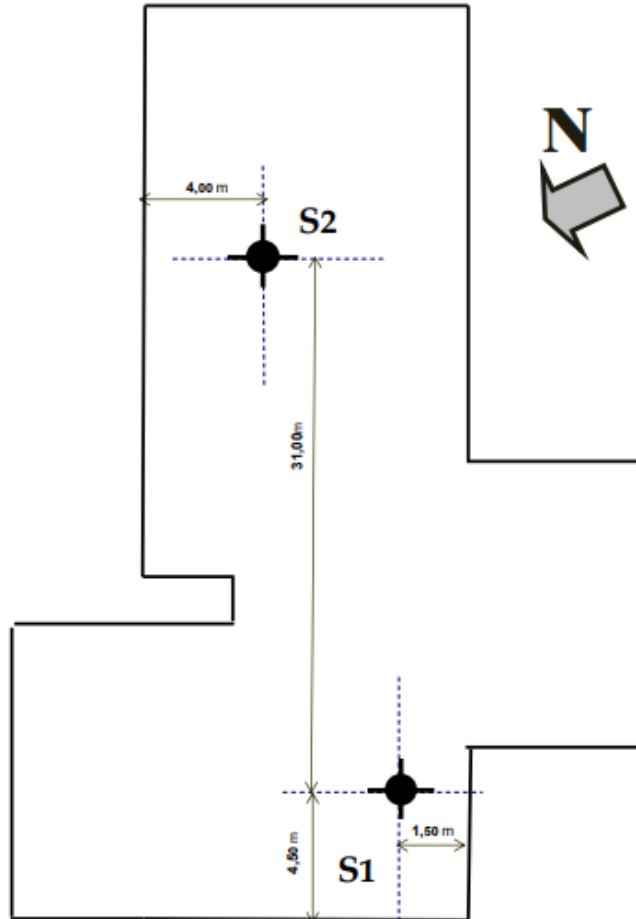
Bases Aisladas – FIG. N°1: Capacidad de Carga – Teoría de TERZAGHI y MEYERHOF

Para el presente trabajo, se optó por la Teoría de MEYERHOF, debido a que los valores que se tiene son más precisos que los obtenidos por la Teoría de TERZAGHI.

De la Teoría de MEYERHOF, se obtienen importantes datos que serán considerados para la obtención de la Capacidad de Carga, y en función de eso y el factor

de seguridad adoptado, se puede llegar a dimensionar las bases aisladas de la estructura considerada.

CROQUIS DE UBICACIÓN



Bases Aisladas – FIG. N°2: Croquis de Ubicación

De ambos sondeos, se obtuvo una tabla, en donde se observa los siguientes datos, y en función de eso, se los considera para el dimensionado de las bases, y cálculo de las armaduras correspondientes.

<b>ADOPTAMOS como TENSIONES ADMISIBLES</b>	
<b>q<sub>c</sub> adm =</b>	12,00 t/m <sup>2</sup> 1,20 kg/cm <sup>2</sup>
<b>q<sub>c</sub> lim =</b>	16,80 t/m <sup>2</sup> 1,68 kg/cm <sup>2</sup>

Bases Aisladas – FIG. N°3: Valores de Tensiones Admisibles del suelo

**ESTUDIO de SUELOS**

Estudio1170  
 San Juan 1025  
 Tel: (0387) 4-215406

**RESUMEN de RESULTADOS de ENSAYOS**

Obra.: **CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO ADMINISTRATIVO NUEVO**

Ubic.: **Sede de la UCS en Campo Castañares - CIUDAD de SALTA.**

**SONDEOS N°: S1**

PROFUND. [mts]	HUM.	Pas Tamiz		PLASTICIDAD			DENS. APAR		RES. AL CORTE		CLASIFICACIÓN  S.U.C.S.	OBS.
	NAT.	# 4	#200	LL	LP	IP	$\gamma_d$	$\gamma_m$	c	$\phi$		
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[g/cm <sup>3</sup> ]	kg/cm <sup>2</sup>	[°]			
±0,00 a -0,40	13,6	78,2	63,4				1,41	1,60	---	---	<b>SUELO DE RELLENO</b> ABUND. FINOS ARCILLOSOS  <b>(R)</b>	Con ESCOMBROS y Materia ORGÁNICA Color: PARDO
-0,40 a -1,50	20,4	100,0	95,2	47,30	25,80	21,50	1,43	1,72	---	---	<b>ARCILLA INORG.</b> de Consistencia <b>BLANDA</b>  <b>CL</b>	Bien <b>P LÁSTICA</b> Color: MARRÓN CLARO
-1,50 a -4,50	15,3	100,0	88,7	42,80	23,10	19,70	1,56	1,80	0,38	7,10	<b>ARCILLA INORG.</b> Consistencia <b>MEDIANA</b>  <b>CL</b>	Medio <b>P LÁSTICA</b> Color: MARRÓN CLARO
-4,50 a -5,30	16,2	93,9	85,1	35,70	19,80	15,90	1,64	1,91	0,92	18,7°	<b>ARCILLA INORG.</b> de Consist. <b>COMPACTA</b>  <b>CL</b>	A Lgo <b>P LÁSTICA</b> c/Part. ARENA FINA Color: MARRON
-5,30 a más de -7,00	17,5	---	---				1,66	1,95	0,43	33,2°	<b>GRAVA LIMPIA</b> <b>MAL GRADUADA</b> <b>COMPACIDAD DENSA</b>  <b>GP</b>	c/Fin. <b>A RCILLOSOS</b> en CARA SUPERIOR Part. GRUESAS REDOND. <b>GRSASEAS</b>

Bases Aisladas – FIG. N°4: Valores obtenidos del Sondeo S1

**ESTUDIO de SUELOS**

Estudio1170  
 San Juan 1025  
 Tel: (0387) 4-215406

**RESUMEN de RESULTADOS de ENSAYOS**

Obra.: **CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO ADMINISTRATIVO NUEVO**

Ubic.: **Sede de la UCS en Campo Castañares - CIUDAD de SALTA.**

**SONDEOS N°: S2**

PROFUND. [mts]	HUM. NAT. [%]	Pas Tamiz		PLASTICIDAD			DENS. APAR		RES. AL CORTE		CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	OBS.
		# 4	#200	LL	LP	IP	$\gamma_d$	$\gamma_m$	c	$\phi$		
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[g/cm <sup>2</sup> ]	[°]		
±0,00 a -0,40	13,4	76,4	65,3				1,40	1,59	---	---	<b>SUELO DE RELLENO</b> ABLND.FINOS ARCILLOSOS <b>(R)</b>	Con ESCOMEROS y Materia ORGÁNICA Color: PARDO
-0,40 a -1,55	20,7	100,0	94,6	46,50	25,30	21,20	1,43	1,73	---	---	<b>ARCILLA INORG.</b> de Consistencia BLANDA <b>CL</b>	Bien P LÁSTICA Color: MARRÓN CLARO
-1,55 a -4,60	15,2	100,0	89,1	42,10	22,70	19,40	1,56	1,80	0,38	7,00	<b>ARCILLA INORG.</b> Consistencia MEDIANA <b>CL</b>	Media P LÁSTICA Color: MARRÓN CLARO
-4,60 a -5,35	16,1	93,9	86,2	36,10	20,40	15,70	1,64	1,90	0,90	19,2°	<b>ARCILLA INORG.</b> de Consist. COMPACTA <b>CL</b>	ALGO P LÁSTICA C/Part. ARENA FINA Color: MARRON
-5,35 a más de -7,00	17,3	--	--				1,66	1,95	0,41	32,4°	<b>GRAVA LIMPIA</b> MAL GRADUADA COMPACIDAD DENSA <b>GP</b>	c/Fin. A RCILLOSOS en CARA SUPERIOR Part GRUESAS REDOND. GRASEAS

Bases Aisladas – FIG. N°5: Valores obtenidos del Sondeo S2

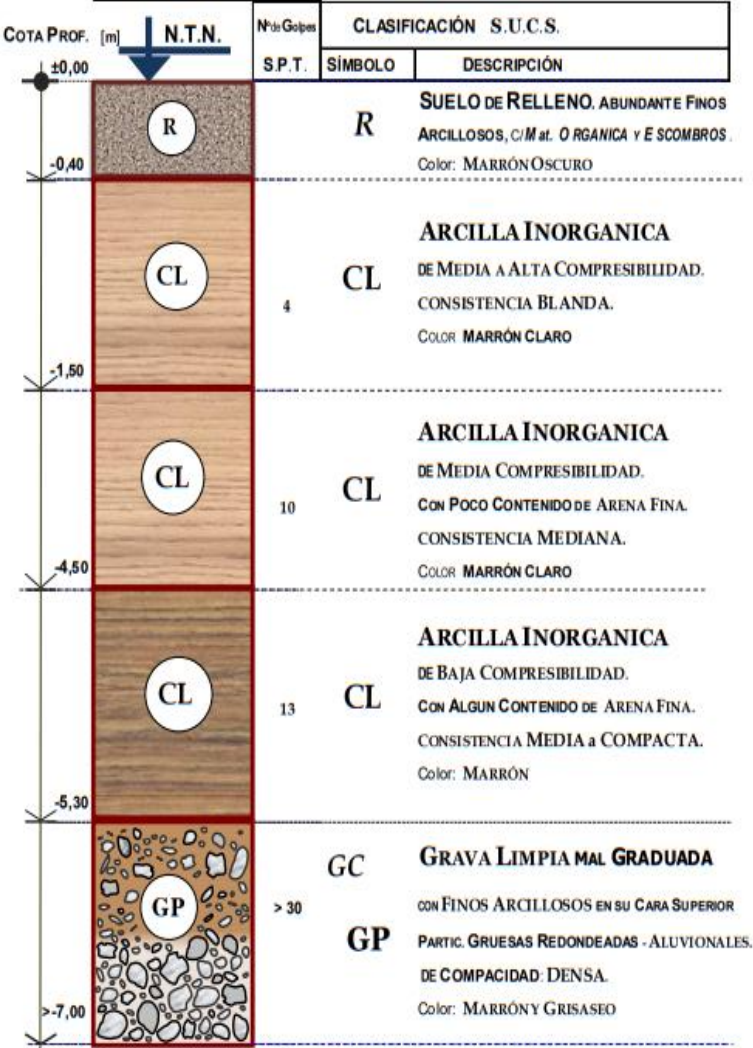
A continuación, se muestra el Perfil Estratigráfico de ambos sondeos realizados.

**ESTUDIO de SUELOS**  
 Estudio 1170  
 San Juan 1025  
 Tel: (0387) 4-215406

**PERFIL ESTRATIGRÁFICO**

Obra: **CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO ADMINISTRATIVO NUEVO**  
 Ubic: **Sede de la UCS en Campo Castañares - CIUDAD de SALTA**

**SONDEO N°: S1**



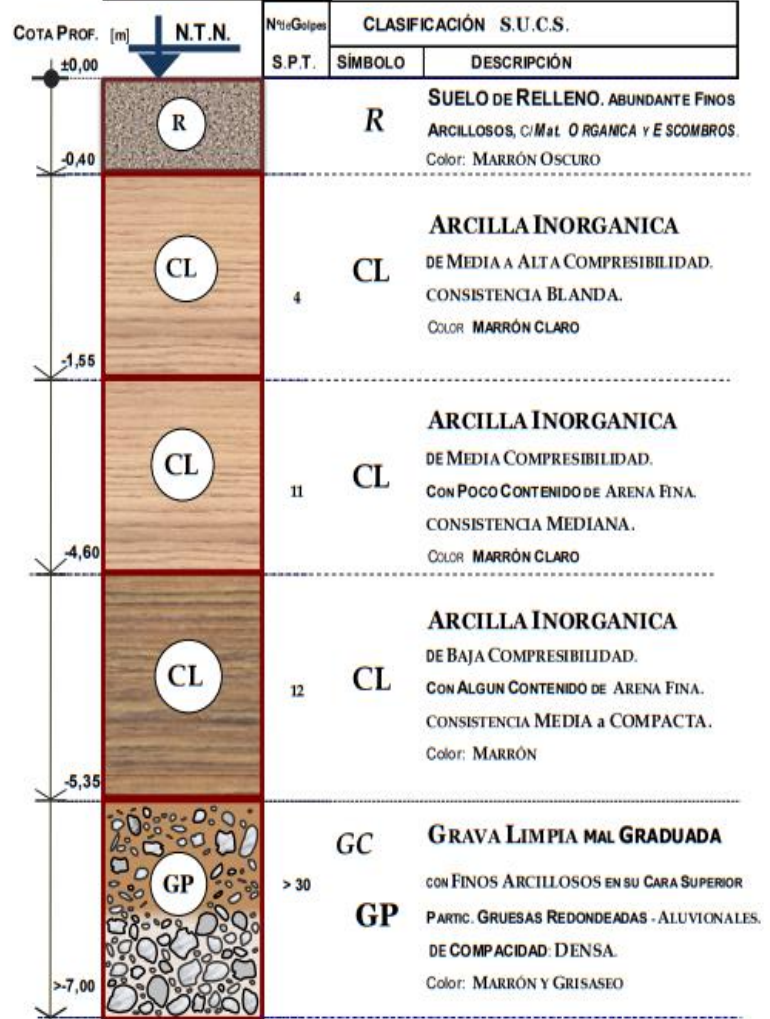
Bases Aisladas – FIG. N°6: Perfil Estratigráfico del Sondeo S1.

**ESTUDIO de SUELOS**  
 Estudio 1170  
 San Juan 1025  
 Tel: (0387) 4-215406

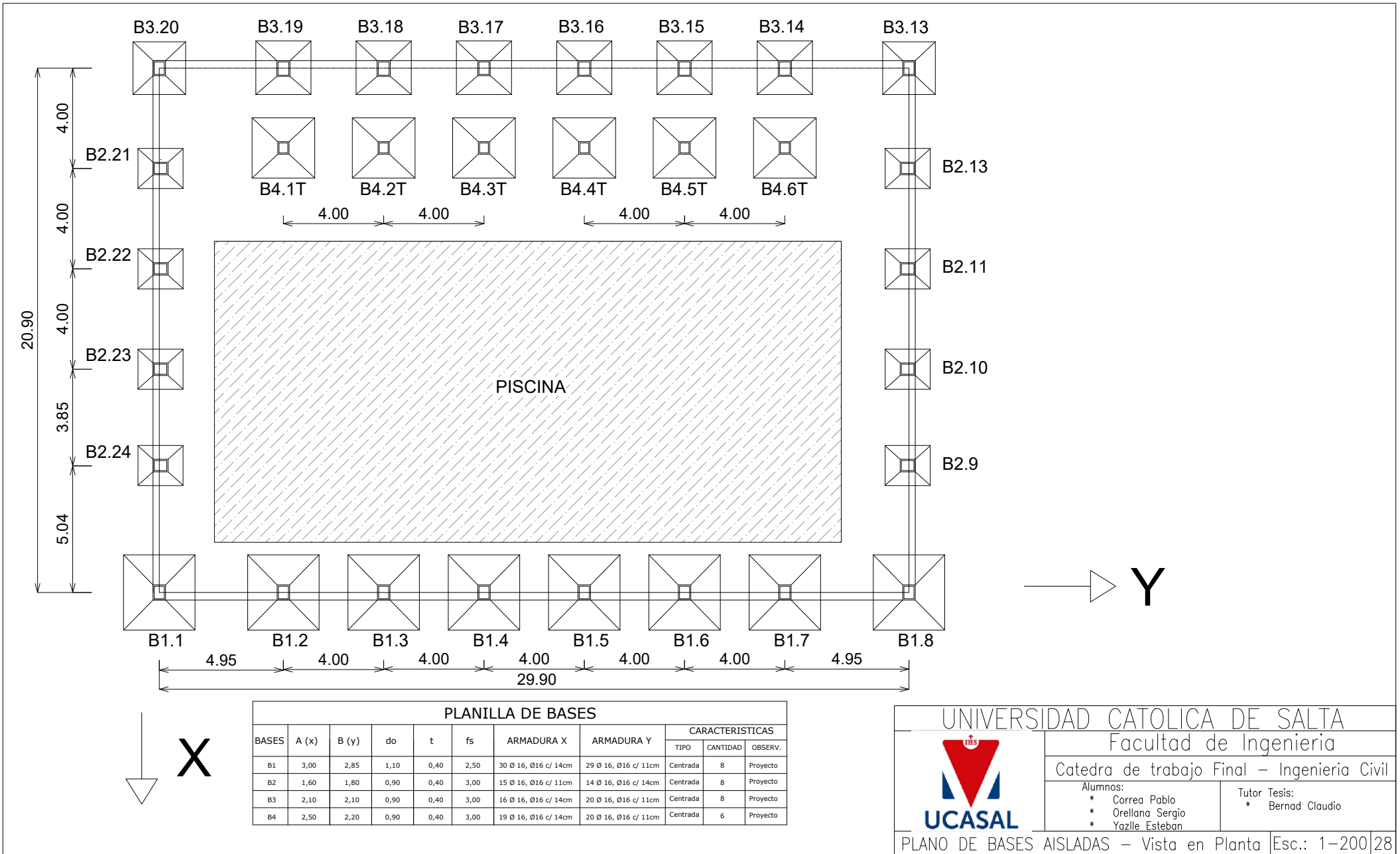
**PERFIL ESTRATIGRÁFICO**

Obra: **CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO ADMINISTRATIVO NUEVO**  
 Ubic: **Sede de la UCS en Campo Castañares - CIUDAD de SALTA**

**SONDEO N°: S2**



Bases Aisladas – FIG. N°7: Perfil Estratigráfico del Sondeo S2.



PLANILLA DE BASES

BASES	A (x)	B (y)	do	t	fs	ARMADURA X	ARMADURA Y	CARACTERISTICAS		
								TIPO	CANTIDAD	OBSERV.
B1	3,00	2,85	1,10	0,40	2,50	30 Ø 16, Ø16 c/ 14cm	29 Ø 16, Ø16 c/ 11cm	Centrada	8	Proyecto
B2	1,60	1,80	0,90	0,40	3,00	15 Ø 16, Ø16 c/ 11cm	14 Ø 16, Ø16 c/ 14cm	Centrada	8	Proyecto
B3	2,10	2,10	0,90	0,40	3,00	16 Ø 16, Ø16 c/ 14cm	20 Ø 16, Ø16 c/ 11cm	Centrada	8	Proyecto
B4	2,50	2,20	0,90	0,40	3,00	19 Ø 16, Ø16 c/ 14cm	20 Ø 16, Ø16 c/ 11cm	Centrada	6	Proyecto

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA



Facultad de Ingenieria

Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil

Alumnos:

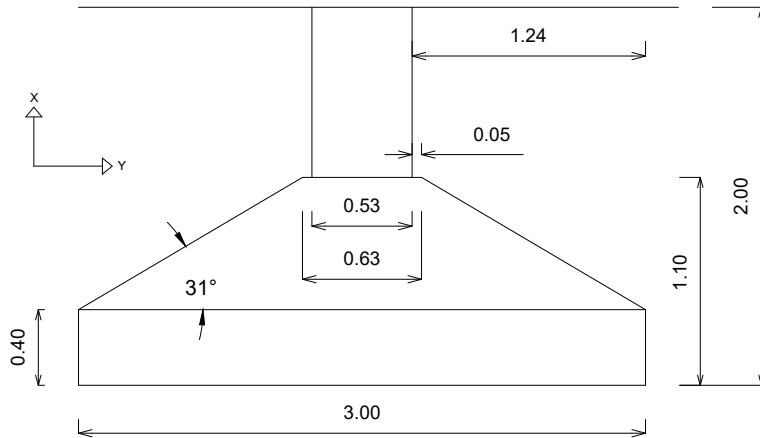
- \* Correa Pablo
- \* Orellana Sergio
- \* Yazile Esteban

Tutor Tesis:

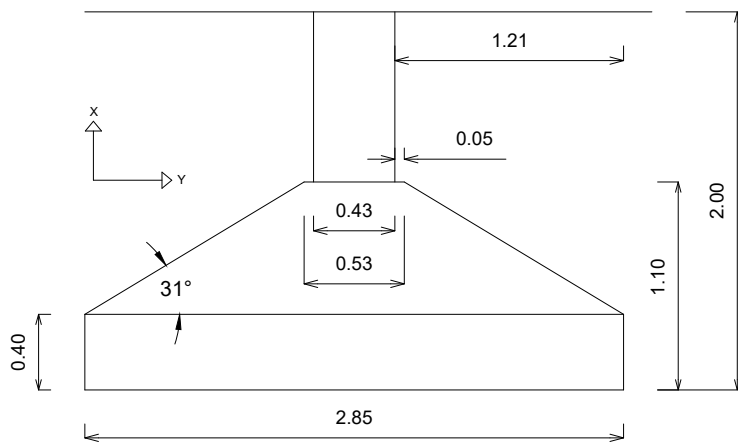
- \* Bernad Claudio

# BASES: ZONA B1

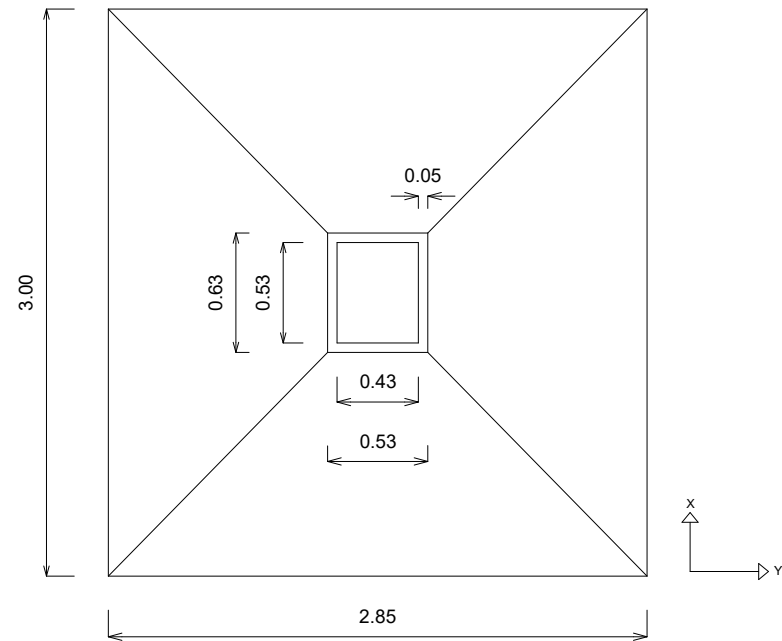
## DIMENSIONES



VISTA FRONTAL - DIRECCION X



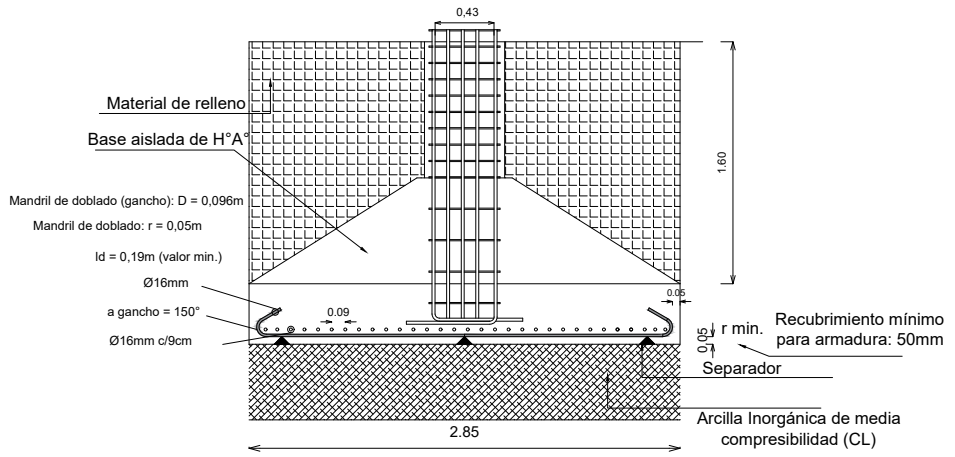
VISTA FRONTAL - DIRECCION Y



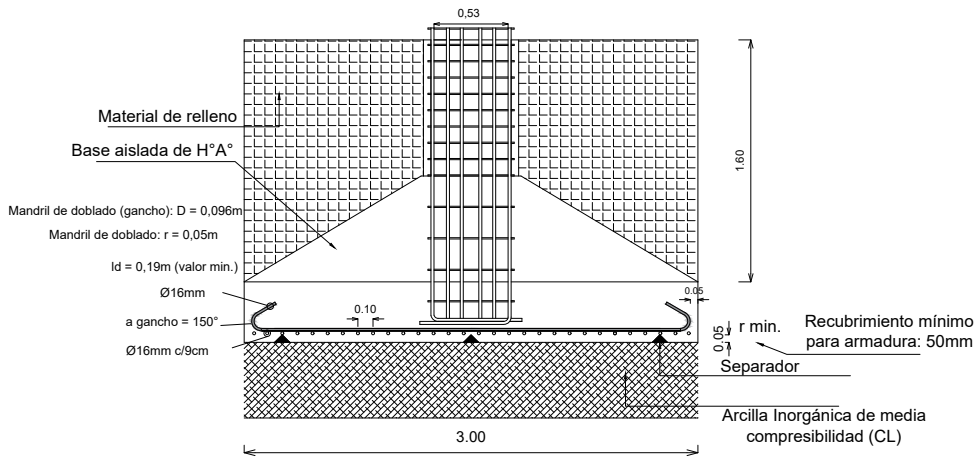
VISTA EN PLANTA

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA		
Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo	* Bernad Claudio
	* Orellana Sergio	
	* Yazile Esteban	
PLANO DE BASES: DIMENSIONES – ZONA B1		Esc.: 1-40   29

# BASES: ZONA B1

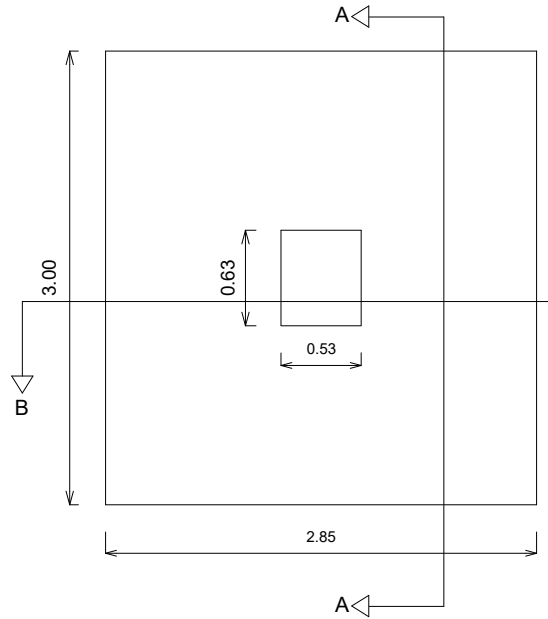


CORTE A-A

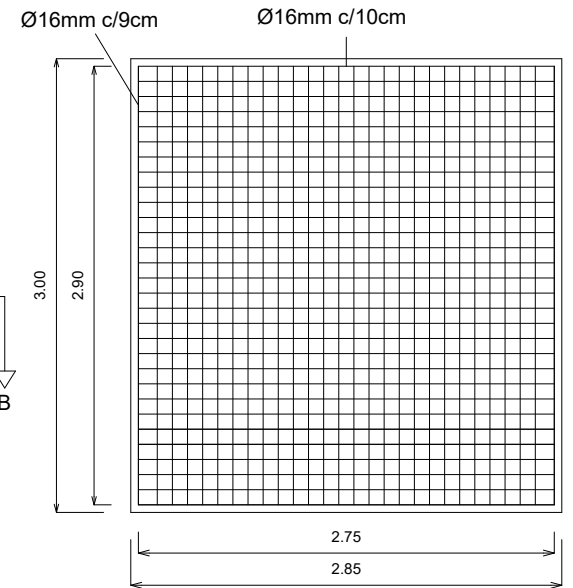


CORTE B-B

## ARMADURAS



CORTES



VISTA EN PLANTA

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA



Facultad de Ingenieria

Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil

Alumnos:

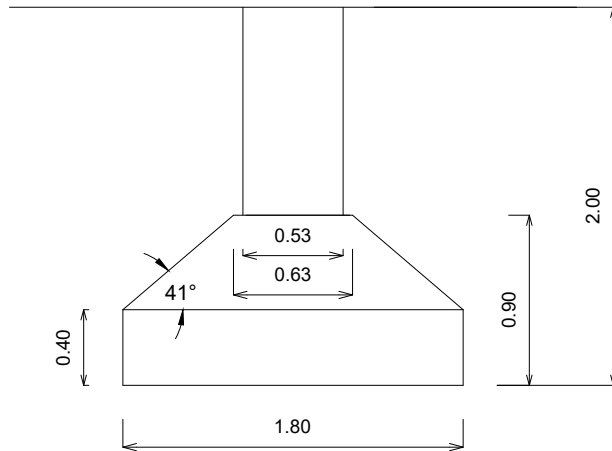
- \* Correa Pablo
- \* Orellana Sergio
- \* Yazile Esteban

Tutor Tesis:

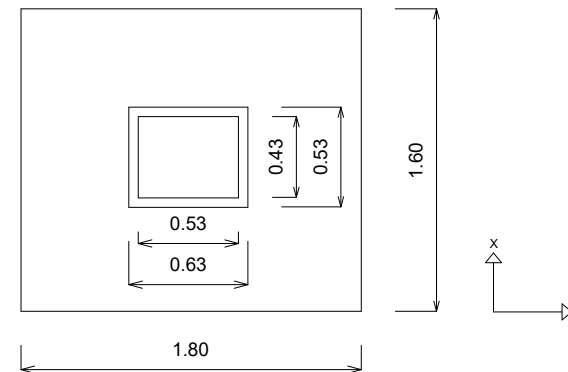
- \* Bernad Claudio

# BASES: ZONA B2

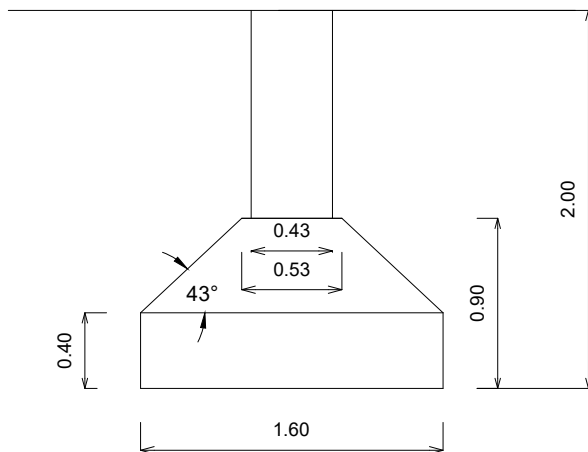
## DIMENSIONES



VISTA FRONTAL - DIRECCION Y



VISTA FRONTAL

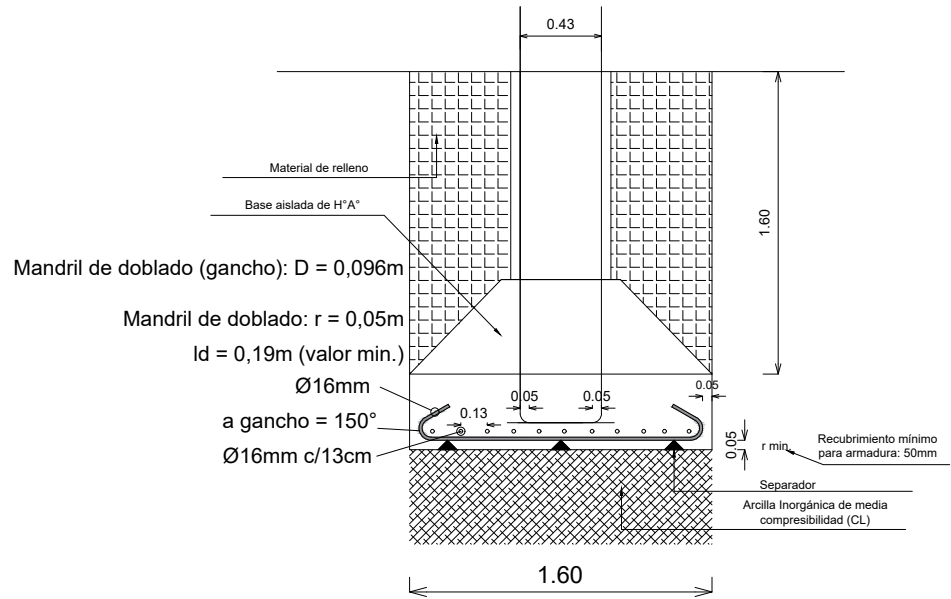
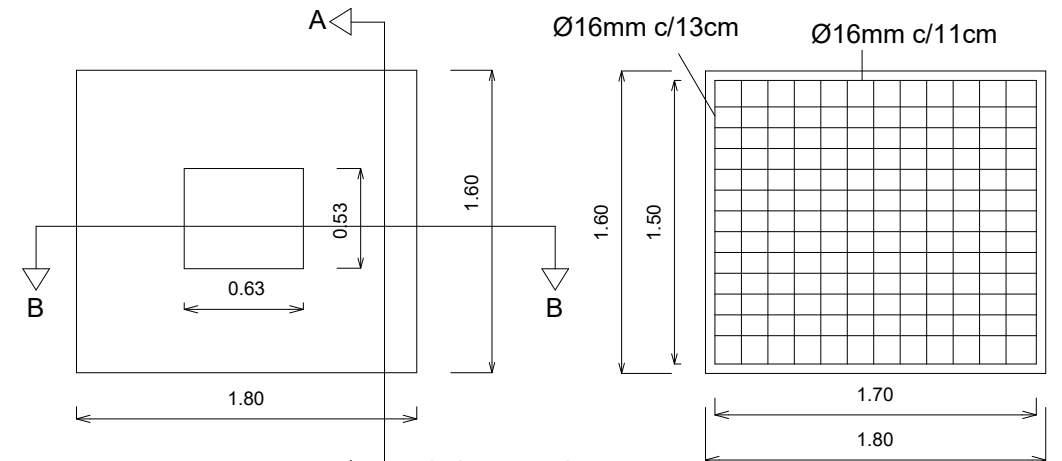


VISTA FRONTAL - DIRECCION X

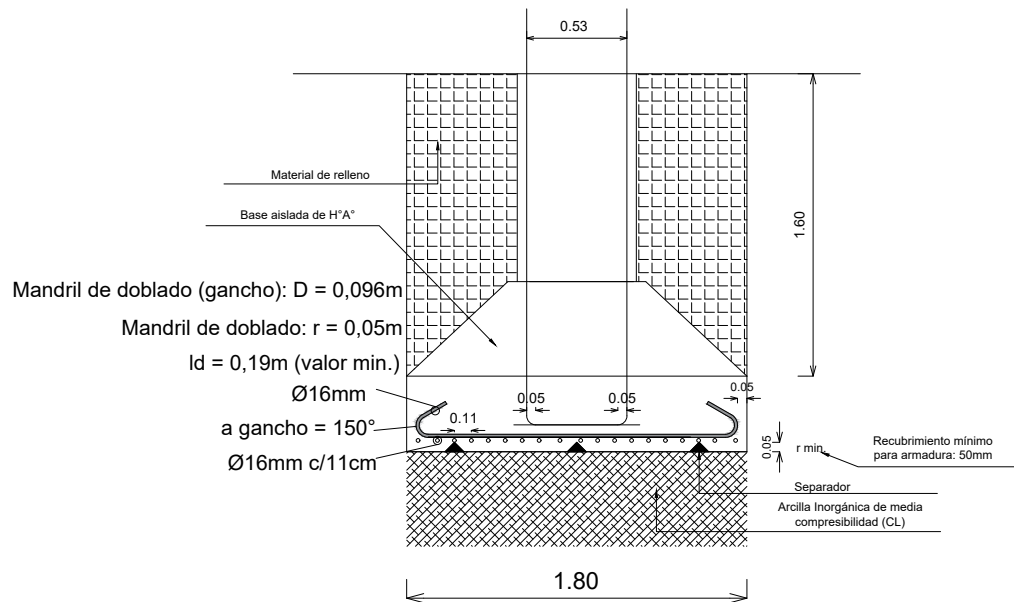
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA		
Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo	* Bernad Claudio
	* Orellana Sergio	
	* Yazile Esteban	
PLANO DE BASES: DIMENSIONES – ZONA B2		Esc.: 1-40   31

# BASES: ZONA B2


## ARMADURAS



CORTE A-A

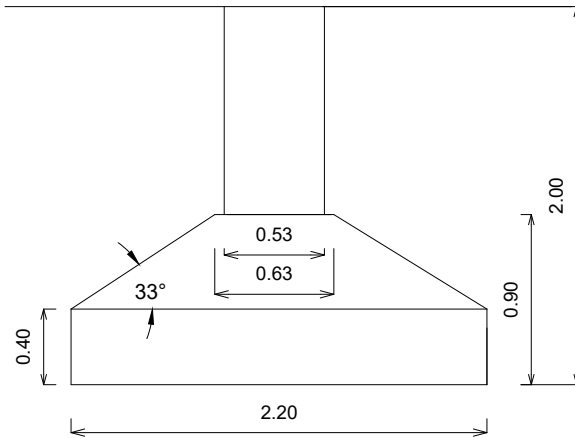


VISTA EN PLANTA

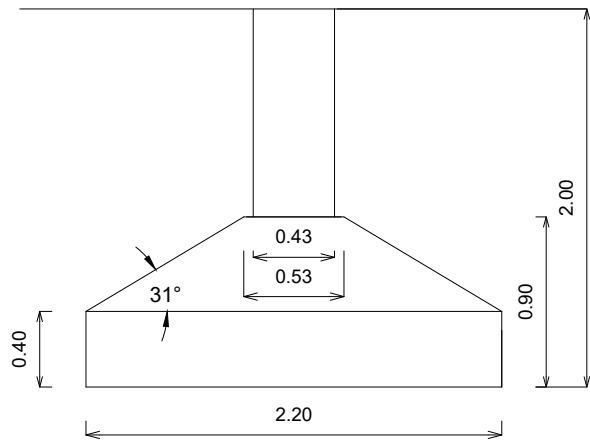
 <p>UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA Facultad de Ingenieria</p>	
<p>Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil</p>	
<p>Alumnos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>* Correa Pablo</li> <li>* Orellana Sergio</li> <li>* Yazile Esteban</li> </ul>	<p>Tutor Tesis:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>* Bernad Claudio</li> </ul>
<p>PLANO DE BASES: ARMADURAS – ZONA B2</p>	
Esc.: 1-40	32

# BASES: ZONA B3

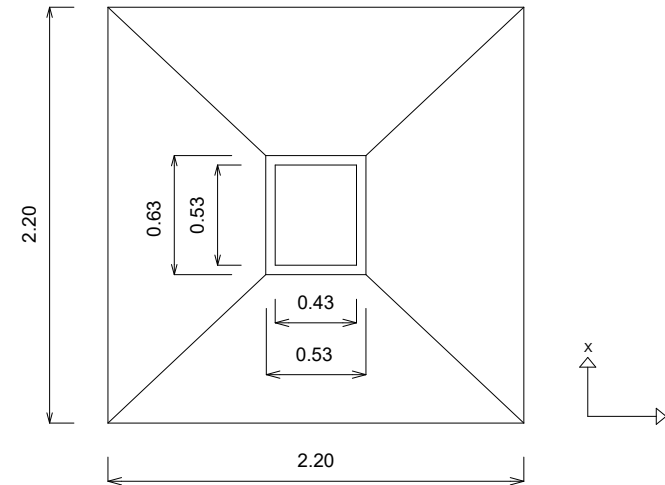
## DIMENSIONES



VISTA FRONTAL - DIRECCION X



VISTA FRONTAL - DIRECCION Y



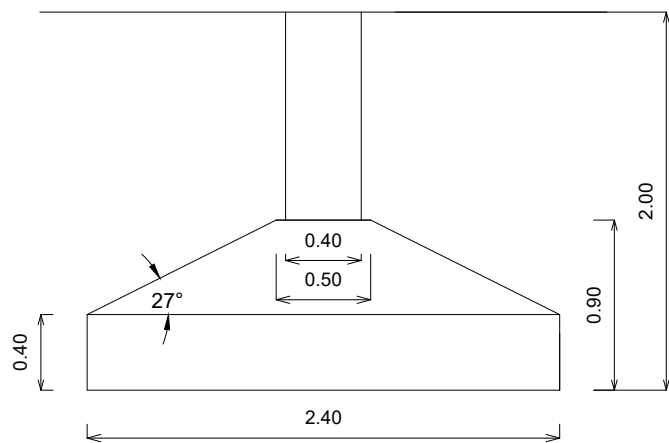
VISTA EN PLANTA

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA		
Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo	* Bernad Claudio
	* Orellana Sergio	
	* Yazile Esteban	
PLANO DE BASES: DIMENSIONES – ZONA B3		Esc.: 1-40   33

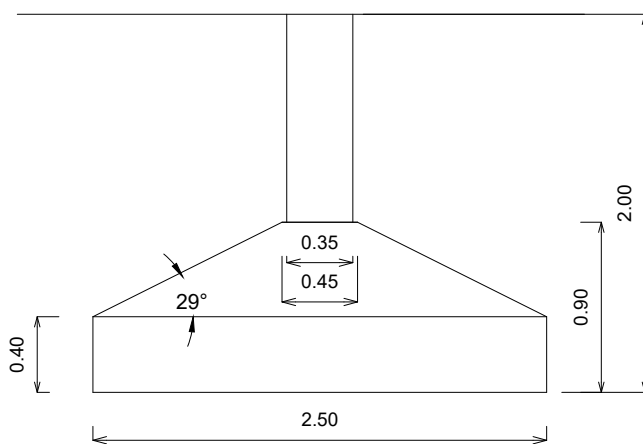


# BASES ZONA 4 - B4

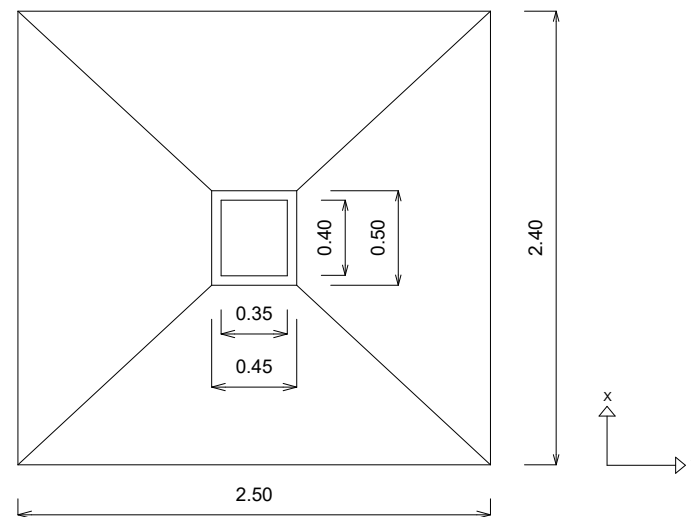
## TRIBUNAS - DIMENSIONES



VISTA FRONTAL - DIRECCION X



VISTA FRONTAL - DIRECCION Y

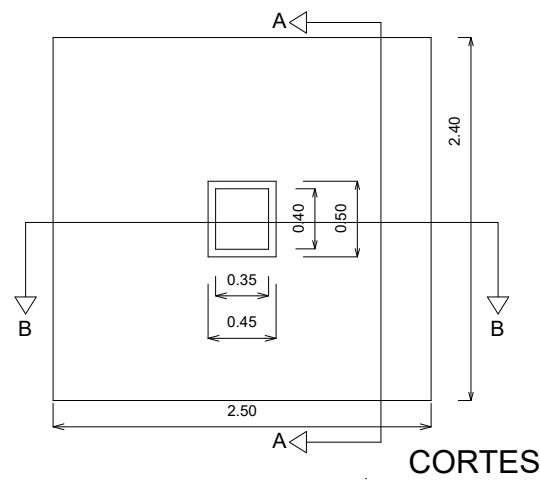
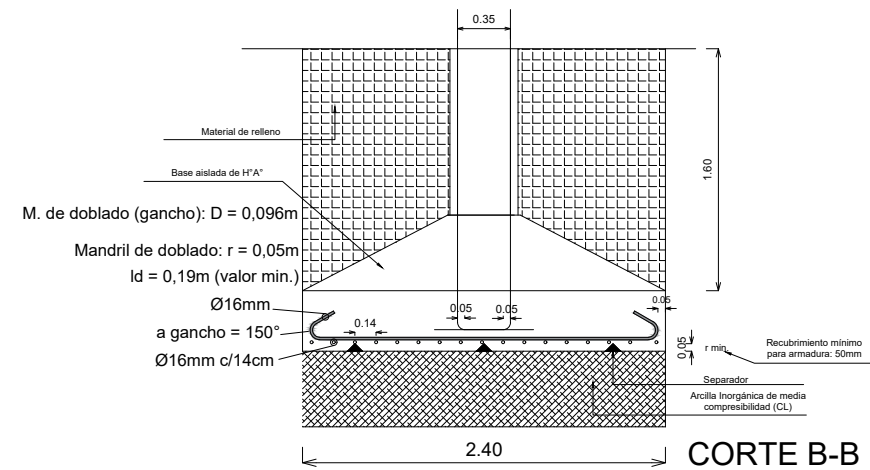
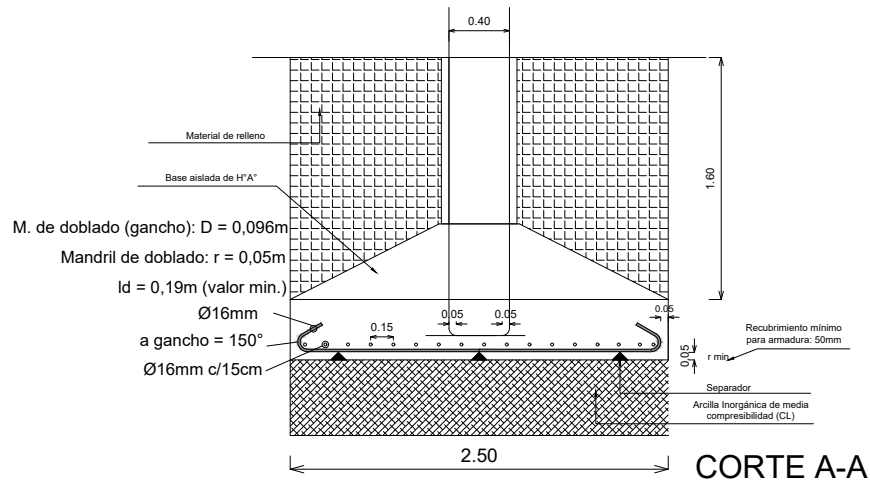


VISTA EN PLANTA

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA		
Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo	* Bernad Claudio
	* Orellana Sergio	
	* Yazile Esteban	
PLANO DE BASES: DIMENSIONES – ZONA B4		Esc.: 1-40   35

# BASES ZONA 4 - B4

## TRIBUNAS - ARMADURAS



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA Facultad de Ingenieria		
Catedra de trabajo Final – Ingenieria Civil		
	Alumnos:	Tutor Tesis:
	* Correa Pablo * Orellana Sergio * Yazile Esteban	* Bernad Claudio
	PLANO DE BASES: ARMADURAS – ZONA B4	
		Esc.: 1-50   36

**PLANILLA PARA EL DIMENSIONADO DE LAS BASES AISLADAS DE FUNDACIÓN**

**“ZONA 1” – LADO LONGITUDINAL (BASES: N°1, N°2, N°3, N°4, N°5, N°6, N°7, N°8)**

Las Bases Aisladas mencionadas en el Lado Longitudinal, corresponden a la ZONA 1, es decir, “B1”.

Dimensiones	Esfuerzos Característicos (Momento, Normal y Corte)		Magnitudes iguales para todas las bases
A (m) = 3,00	<b>Para la Base 1:</b>	M1zx (kN/m) = 15,57 ; M2zy (kN/m) = 13,56	H - 25 (Mpa) = 25
B (m) = 2,85		N (kN) = 174,51 ; Rx (kN) = -17,84 ; Ry (kN) = 16,12	Pe (Suelo) (kg/m3) = 1800
t (m) = 0,40	<b>Para la Base 2:</b>	M1zx (kN/m) = 232,80 ; M2zy (kN/m) = 11,19	Pe (H°) (kg/m3) = 2400
do (m) = 1,10		N (kN) = 176,99 ; Rx (kN) = -58,01 ; Ry (kN) = 11,55	$\theta = 0,90$ ; $\phi = 7,10^\circ$ ; c (kg/cm2) = 0,38
d (m) = 1,05	<b>Para la Base 3:</b>	M1zx (kN/m) = 375,65 ; M2zy (kN/m) = 10,37	$\gamma$ (gr/cm2) = 1,80
R (m) = 0,05		N (kN) = 186,46 ; Rx (kN) = -96,36 ; Ry (kN) = 10,94	Nc = 7,40 ; Nq = 1,90 ; NY = 0,52 ; N $\phi$ = 1,15
Df (m) = 2,00	<b>Para la Base 4:</b>	M1zx (kN/m) = 434,20 ; M2zy (kN/m) = 8,51	ft = 1,40
c1 (m) = 0,53		N (kN) = 175,40 ; Rx (kN) = -109,79 ; Ry (kN) = -9,94	$\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm2) = 1,84
c2 (m) = 0,43	<b>Para la Base 5:</b>	M1zx (kN/m) = 434,64 ; M2zy (kN/m) = 8,54	<b>Pesos (Zapata y Suelo)</b>
b1 (m) = 0,63		N (kN) = 175,54 ; Rx (kN) = -109,88 ; Ry (kN) = 9,98	
b2 (m) = 0,53	<b>Para la Base 6:</b>	M1zx (kN/m) = 377,04 ; M2zy (kN/m) = 10,31	Peso Propio de la Base
$\beta_1 = 30^\circ \leq 45^\circ$		N (kN) = 186,48 ; Rx (kN) = -96,68 ; Ry (kN) = -10,88	Pp (kN) = 137,94
$\beta_2 = 31^\circ \leq 45^\circ$	<b>Para la Base 7:</b>	M1zx (kN/m) = 235,59 ; M2zy (kN/m) = 11,09	Peso del suelo:
Fs = 2,5		N (kN) = 179,05 ; Rx (kN) = -58,81 ; Ry (kN) = -11,41	Ps (kN) = 198,50
-	<b>Para la Base 8:</b>	M1zx (kN/m) = 16,74 ; M2zy (kN/m) = 13,64	Carga o Peso total a nivel de fundación: Mas desfavorable: P (kN) = 522,91
-		N (kN) = 169,24 ; Rx (kN) = -18,90 ; Ry (kN) = -16,36	

**“ZONA 1” – LADO LONGITUDINAL (BASES: N°1, N°2, N°3, N°4, N°5, N°6, N°7, N°8)**

Capacidad de Carga (Admisible y Limite)	Flexión Compuesta: Tensiones en ambas direcciones ( $\sigma_1$ y $\sigma_2$ ): $\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$ suelo y $\sigma_2 \geq 0$		Armadura				
			En la dirección de A(X):		En la dirección de B(Y):		
B/A = 0,95 d/B = 0,37	<b>Para la Base 1:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,71 $\leq$ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84	<b>Para la Base 1:</b>	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	30 $\emptyset$ 16	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	29 $\emptyset$ 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,64 $\geq$ 0		Sl = 10 cm ; N° barras = 30	1 $\emptyset$ 16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 29	1 $\emptyset$ 16 cada 11cm
Sc = 1,22 ; Sq = 1,11 ; SY = 1,11 dc = 1,07 ; dq = 1,04 ; dY = 1,04	<b>Para la Base 2:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,30 $\leq$ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84	<b>Para la Base 2:</b>	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	30 $\emptyset$ 16	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	29 $\emptyset$ 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65 $\geq$ 0		Sl = 10 cm ; N° barras = 30	1 $\emptyset$ 16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 29	1 $\emptyset$ 16 cada 11cm
Qc (Tn/m <sup>2</sup> ) = 46,00	<b>Para la Base 3:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,68 $\leq$ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84	<b>Para la Base 3:</b>	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	30 $\emptyset$ 16	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	29 $\emptyset$ 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65 $\geq$ 0		Sl = 10 cm ; N° barras = 30	1 $\emptyset$ 16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 29	1 $\emptyset$ 16 cada 11cm
Qcadm (Tn / m <sup>2</sup> ) = 15,50 Qclim (Tn / m <sup>2</sup> ) = 21,50	<b>Para la Base 4:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,81 $\leq$ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84	<b>Para la Base 4:</b>	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	30 $\emptyset$ 16	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	29 $\emptyset$ 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65 $\geq$ 0		Sl = 10 cm ; N° barras = 30	1 $\emptyset$ 16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 29	1 $\emptyset$ 16 cada 11cm
<b>Volúmenes y Áreas</b>	<b>Para la Base 5:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,81 $\leq$ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84	<b>Para la Base 5:</b>	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	30 $\emptyset$ 16	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	29 $\emptyset$ 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65 $\geq$ 0		Sl = 10 cm ; N° barras = 30	1 $\emptyset$ 16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 29	1 $\emptyset$ 16 cada 11cm
Área del suelo sobre la zapata: Área 1 (m2) = 1,625	<b>Para la Base 6:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,68 $\leq$ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84	<b>Para la Base 6:</b>	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	30 $\emptyset$ 16	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	29 $\emptyset$ 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,66 $\geq$ 0		Sl = 10 cm ; N° barras = 30	1 $\emptyset$ 16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 29	1 $\emptyset$ 16 cada 11cm
Volumen de la zapata: Vol. 1 (m3) = 5,86	<b>Para la Base 7:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,30 $\leq$ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84	<b>Para la Base 7:</b>	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	30 $\emptyset$ 16	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	29 $\emptyset$ 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65 $\geq$ 0		Sl = 10 cm ; N° barras = 30	1 $\emptyset$ 16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 29	1 $\emptyset$ 16 cada 11cm
Volumen del suelo arriba de la zapata: Vol. 2 (m3) = 11,24	<b>Para la Base 8:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,71 $\leq$ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84	<b>Para la Base 8:</b>	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	30 $\emptyset$ 16	Asmin = 20,11 cm <sup>2</sup>	29 $\emptyset$ 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,64 $\geq$ 0		Sl = 10 cm ; N° barras = 30	1 $\emptyset$ 16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 29	1 $\emptyset$ 16 cada 11cm
Verificación al Punzonado		Verificación de la Seguridad al Vuelco y al Deslizamiento					
		M1 y T1 = Rx:		M2 y T2 = Ry:			
Perimetro Critico: bo = 600 cm	<b>Para la Base 1:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento		
Superficie: S = 85500 cm <sup>2</sup>		767,81 kNm $\geq$ 6,09 kNm	657,62 kN $\geq$ 26,76 kN	728,09 kNm $\geq$ 46,93 kNm	657,62 kN $\geq$ 24,18 kN		
Superficie Critica: Sc = 63025 cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 2:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento		
Superficie Perimetro Critico: SPC = 22475 cm <sup>2</sup>		770,15 kNm $\geq$ 253,49 kNm	660,27 kN $\geq$ 87,01 kN	731,64 kNm $\geq$ 35,85 kNm	660,27 kN $\geq$ 17,33 kN		
Carga de Punzonado: Vu = 115966 kg	<b>Para la Base 3:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento		
Corte por fuera del perimetro critico: vu = 1,84 kg/cm <sup>2</sup>		784,35 kNm $\geq$ 404,49 kNm	670,35 kN $\geq$ 144,53 kN	745,13 kNm $\geq$ 33,62 kNm	670,35 kN $\geq$ 16,41 kN		
Valor de Corte - comparación (tabla): vc = 15,12 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 4:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento		
		767,76 kNm $\geq$ 470,14 kNm	658,57 kN $\geq$ 164,68 kN	729,37 kNm $\geq$ 3,64 kNm	658,57 kN $\geq$ 14,91 kN		
	<b>Para la Base 5:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento		
Verificación a cumplir:		767,97 kNm $\geq$ 470,65 kNm	658,72 kN $\geq$ 164,82 kN	729,57 kNm $\geq$ 29,27 kNm	658,72 kN $\geq$ 14,97 kN		
<b>vu <math>\leq</math> 0,75 * vc</b>	<b>Para la Base 6:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento		
		784,37 kNm $\geq$ 406,04 kNm	670,37 kN $\geq$ 145,01 kN	745,15 kNm $\geq$ 2,47 kNm	670,37 kN $\geq$ 16,31 kN		
1,84 kg/cm <sup>2</sup> $\leq$ 11,34 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 7:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento		
		773,22 kNm $\geq$ 256,36 kNm	662,45 kN $\geq$ 88,21 kN	734,56 kNm $\geq$ 2,20 kNm	662,45 kN $\geq$ 17,12 kN		
	<b>Para la Base 8:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento		
		758,69 kNm $\geq$ 6,07 kNm	652,14 kN $\geq$ 28,35 kN	720,76 kNm $\geq$ 6,54 kNm	652,14 kN $\geq$ 24,54 kN		

“ZONA 2” – LADO TRANSVERSAL (BASES: N°9, N°10, N°11, N°12)

Las Bases Aisladas mencionadas en el Lado Transversal, corresponden a la ZONA 2, es decir, “B2”.

Dimensiones	Esfuerzos Característicos (Momento, Normal y Corte)		Magnitudes iguales para todas las bases
A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	<b>Para la Base 9:</b>	M1zx (kN/m) = 13,5696 ; M2zy (kN/m) = 19,9356	H - 25 (Mpa) = 25
t (m) = 0,40		N (kN) = 223,848	Pe (Suelo) (kg/m3) = 1800
do (m) = 0,90		Rx (kN) = 15,103 ; Ry (kN) = 7,95	Pe (H°) (kg/m3) = 2400
d (m) = 0,85	<b>Para la Base 10:</b>	M1zx (kN/m) = 13,6262 ; M2zy (kN/m) = 38,3601	$\theta = 0,90$ ; $\phi = 7,10^\circ$ ; c (kg/cm2) = 0,38
R (m) = 0,05		N (kN) = 220,919	$\gamma$ (gr/cm2) = 1,80
Df (m) = 2,00		Rx (kN) = 14,654 ; Ry (kN) = -12,622	Nc = 7,40 ; Nq = 1,90 ; NY = 0,52 ; N $\phi$ = 1,15
c1 (m) = 0,43	<b>Para la Base 11:</b>	M1zx (kN/m) = 13,7725 ; M2zy (kN/m) = 41,1416	ft = 1,40
c2 (m) = 0,53		N (kN) = 228,826	$\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm2) = 1,53
b1 (m) = 0,53		Rx (kN) = 14,821 ; Ry (kN) = -14,158	<b>Pesos (Zapata y Suelo)</b>
b2 (m) = 0,63	<b>Para la Base 12:</b>	M1zx (kN/m) = 13,5851 ; M2zy (kN/m) = 28,0158	Pp (kN) = 43,25
$\beta_1 = 41^\circ \leq 45^\circ$ ; $\beta_2 = 39^\circ \leq 45^\circ$		N (kN) = 226,922	Ps (kN) = 69,27
Fs = 3		Rx (kN) = 14,592 ; Ry (kN) = 10,371	Mas desfavorable: P (kN) = 341,35

**“ZONA 2” – LADO TRANSVERSAL (BASES: N°9, N°10, N°11, N°12)**

Capacidad de Carga (Admisible y Limite)	Flexión Compuesta: Tensiones en ambas direcciones ( $\sigma_1$ y $\sigma_2$ ): $\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$ suelo y $\sigma_2 \geq 0$		Armadura				
			En la dirección de A(X):		En la dirección de B(Y):		
B/A = 0,95	<b>Para la Base 9:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,51 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53 $\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,02 ≥ 0	<b>Para la Base 9:</b>	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	15 Ø 16 1Ø16 cada 11cm	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	14 Ø 16 1Ø16 cada 14cm
d/B = 0,47				Sl = 11 cm		Sl = 14 cm	
Sc = 1,22 ; Sq = 1,11 ; SY = 1,11				N° barras = 15		N° barras = 14	
dc = 1,07 ; dq = 1,04 ; dY = 1,04	<b>Para la Base 10:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,50 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53 $\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,74 ≥ 0	<b>Para la Base 10:</b>	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	15 Ø 16 1Ø16 cada 11cm	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	14 Ø 16 1Ø16 cada 14cm
Qc (Tn/m <sup>2</sup> ) = 46,00				Sl = 11 cm		Sl = 14 cm	
				N° barras = 15		N° barras = 14	
Qcadm (Tn / m <sup>2</sup> ) = 15,50	<b>Para la Base 11:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53 $\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,73 ≥ 0	<b>Para la Base 11:</b>	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	15 Ø 16 1Ø16 cada 11cm	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	14 Ø 16 1Ø16 cada 14cm
Qclim (Tn / m <sup>2</sup> ) = 21,50				Sl = 11 cm		Sl = 14 cm	
<b>Volúmenes y Áreas</b>				N° barras = 15		N° barras = 14	
Área 1 (m2) = 0,66	<b>Para la Base 12:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,52 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53 $\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,91 ≥ 0	<b>Para la Base 12:</b>	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	15 Ø 16 1Ø16 cada 11cm	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	14 Ø 16 1Ø16 cada 14cm
Vol. 1 (m3) = 1,84				Sl = 11 cm		Sl = 14 cm	
Vol. 2 (m3) = 3,92				N° barras = 15		N° barras = 14	

Verificación al Punzonado	Verificación de la Seguridad al Vuelco y al Deslizamiento				
	M1 y T1 = Rx:		M2 y T2 = Ry:		
bo = 520 cm	<b>Para la Base 9:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
S = 28800 cm <sup>2</sup>		269,10 kNm ≥ 40,74 kNm	393,87 kN ≥ 22,65 kN	302,73 kNm ≥ 40,64 kNm	393,87 kN ≥ 11,93 kN
Sc = 11925 cm <sup>2</sup>					
SPC = 16875 cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 10:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
Vu = 18285 kg		266,75 kNm ≥ 40,22 kNm	390,75 kN ≥ 21,98 kN	300,10 kNm ≥ 40,50 kNm	390,75 kN ≥ 18,93 kN
vu = 0,41 kg/cm <sup>2</sup>					
vc = 15,12 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 11:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
		273,08 kNm ≥ 40,67 kNm	399,17 kN ≥ 22,23 kN	307,21 kNm ≥ 42,60 kNm	399,17 kN ≥ 21,24 kN
<u>Verificación a cumplir:</u>	<b>Para la Base 12:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
<b>vu ≤ 0,75 * vc</b>		271,56 kNm ≥ 40,08 kNm	397,14 kN ≥ 21,89 kN	305,50 kNm ≥ 56,02 kNm	397,14 kN ≥ 15,56 kN
0,41 kg/cm <sup>2</sup> ≤ 11,34 kg/cm <sup>2</sup>					

“ZONA 3” – LADO LONGITUDINAL (BASES: N°13, N°14, N°15, N°16, N°17, N°18, N°19, N°20)

Las Bases Aisladas mencionadas en el Lado Longitudinal, corresponden a la ZONA 3, es decir, “B3”.

Dimensiones	Esfuerzos Característicos (Momento, Normal y Corte)		Magnitudes iguales para todas las bases
A (m) = 2,10	<b>Para la Base 13:</b>	M1zx (kN/m) = 18,5082 ; M2zy (kN/m) = 18,9298	H - 25 (Mpa) = 25
B (m) = 2,10		N (kN) = 279,915 ; Rx (kN) = 19,971 ; Ry (kN) = -17,666	Pe (Suelo) (kg/m3) = 1800
t (m) = 0,40	<b>Para la Base 14:</b>	M1zx (kN/m) = 9,902 ; M2zy (kN/m) = 22,3122	Pe (H°) (kg/m3) = 2400
do (m) = 0,90		N (kN) = 293,195 ; Rx (kN) = 18,048 ; Ry (kN) = -22,756	$\theta = 0,90$ ; $\phi = 7,10^\circ$ ; $c$ (kg/cm2) = 0,38
d (m) = 0,85	<b>Para la Base 15:</b>	M1zx (kN/m) = 18,2343 ; M2zy (kN/m) = 23,532	$\gamma$ (gr/cm2) = 1,80
R (m) = 0,05		N (kN) = 346,055 ; Rx (kN) = 27,834 ; Ry (kN) = -24,65	Nc = 7,40 ; Nq = 1,90 ; NY = 0,52 ; N $\phi$ = 1,15
Df (m) = 2,00	<b>Para la Base 16:</b>	M1zx (kN/m) = 11,8462 ; M2zy (kN/m) = 22,6573	ft = 1,40
c1 (m) = 0,53		N (kN) = 328,232 ; Rx (kN) = -48,665 ; Ry (kN) = 24,483	$\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm2) = 1,84
c2 (m) = 0,43	<b>Para la Base 17:</b>	M1zx (kN/m) = 11,8312 ; M2zy (kN/m) = 22,6915	<b>Pesos (Zapata y Suelo)</b>
b1 (m) = 0,63		N (kN) = 328,184 ; Rx (kN) = -48,606 ; Ry (kN) = -24,516	
b2 (m) = 0,53	<b>Para la Base 18:</b>	M1zx (kN/m) = 18,1707 ; M2zy (kN/m) = 23,5019	Pp (kN) = 64,53
$\beta_1 = 34^\circ \leq 45^\circ$		N (kN) = 345,525 ; Rx (kN) = -36,039 ; Ry (kN) = 24,617	
$\beta_2 = 32^\circ \leq 45^\circ$	<b>Para la Base 19:</b>	M1zx (kN/m) = 9,8318 ; M2zy (kN/m) = 22,2816	Ps (kN) = 107,35
Fs = 3		N (kN) = 291,837 ; Rx (kN) = -26,453 ; Ry (kN) = 22,721	
-	<b>Para la Base 20:</b>	M1zx (kN/m) = 18,4609 ; M2zy (kN/m) = 18,9064	Mas desfavorable: P (kN) = 517,93
-		N (kN) = 283,77 ; Rx (kN) = 19,927 ; Ry (kN) = 17,654	

**“ZONA 3” – LADO LONGITUDINAL TRIBUNAS (BASES: N°13, N°14, N°15, N°16, N°17, N°18, N°19, N°20)**

Capacidad de Carga (Admisible y Limite)	Flexión Compuesta: Tensiones en ambas direcciones ( $\sigma_1$ y $\sigma_2$ ): $\sigma_1 \leq \sigma_{adm} \text{ suelo y } \sigma_2 \geq 0$		Armadura				
			En la dirección de A(X):		En la dirección de B(Y):		
B/A = 0,95 d/B = 0,33	<b>Para la Base 13:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,28 ≤ $\sigma_{adm} \text{ suelo}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 13:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	16 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,01 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras = 16	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Sc = 1,22 ; Sq = 1,11 ; SY = 1,11 dc = 1,07 ; dq = 1,04 ; dY = 1,04	<b>Para la Base 14:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,25 ≤ $\sigma_{adm} \text{ suelo}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 14:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	16 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,02 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras = 16	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Qc (Tn/m <sup>2</sup> ) = 46,00	<b>Para la Base 15:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,45 ≤ $\sigma_{adm} \text{ suelo}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 15:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	16 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,15 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras = 16	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Qcadm (Tn / m <sup>2</sup> ) = 15,50	<b>Para la Base 16:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,36 ≤ $\sigma_{adm} \text{ suelo}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 16:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	16 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
Qclim (Tn / m <sup>2</sup> ) = 21,50		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,11 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras = 16	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
<b>Volúmenes y Áreas</b>	<b>Para la Base 17:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,36 ≤ $\sigma_{adm} \text{ suelo}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84	<b>Para la Base 17:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	16 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,11 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras = 16	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Área 1 (m <sup>2</sup> ) = 0,88	<b>Para la Base 18:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,45 ≤ $\sigma_{adm} \text{ suelo}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 18:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	16 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,14 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras = 16	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Vol. 1 (m <sup>3</sup> ) = 2,74	<b>Para la Base 19:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,25 ≤ $\sigma_{adm} \text{ suelo}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 19:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	16 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,02 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras = 16	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Vol. 2 (m <sup>3</sup> ) = 6,08	<b>Para la Base 20:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,29 ≤ $\sigma_{adm} \text{ suelo}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 20:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	16 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,02 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras = 16	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm

“ZONA 3” – LADO LONGITUDINAL TRIBUNAS (BASES: N°13, N°14, N°15, N°16, N°17, N°18, N°19, N°20)

Verificación al Punzonado	Verificación de la Seguridad al Vuelco y al Deslizamiento				
	M1 y T1 = Rx:		M2 y T2 = Ry:		
bo = 520 cm	<b>Para la Base 13:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento
S = 27225 cm <sup>2</sup>		474,38 kNm $\geq$ 54,72 kNm	534,37 kN $\geq$ 29,96 kN	474,38 kNm $\geq$ 29,96 kNm	534,37 kN $\geq$ 26,50 kN
Sc = 44100 cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 14:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento
SPC = 16875 cm <sup>2</sup>		488,32 kNm $\geq$ 39,22 kNm	548,52 kN $\geq$ 27,07 kN	488,32 kNm $\geq$ 2,75 kNm	548,52 kN $\geq$ 34,13 kN
Vu = 41745 kg	<b>Para la Base 15:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento
vu = 0,94 kg/cm <sup>2</sup>		543,83 kNm $\geq$ 64,93 kNm	604,81 kN $\geq$ 41,75 kN	543,83 kNm $\geq$ 2,02 kNm	604,81 kN $\geq$ 36,98 kN
vc = 15,12 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 16:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento
		525,11 kNm $\geq$ 47,93 kNm	585,83 kN $\geq$ 73 kN	525,11 kNm $\geq$ 67,04 kNm	585,83 kN $\geq$ 36,72 kN
<u>Verificación a cumplir:</u>	<b>Para la Base 17:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento
<b>vu <math>\leq</math> 0,75 * vc</b>		525,06 kNm $\geq$ 47,87 kNm	585,78 kN $\geq$ 72,91 kN	525,06 kNm $\geq$ 0,94 kNm	585,78 kN $\geq$ 36,77 kN
	<b>Para la Base 18:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento
543,27 kNm $\geq$ 21,40 kNm		604,24 kN $\geq$ 54,06 kN	543,27 kNm $\geq$ 68,49 kNm	604,24 kN $\geq$ 36,93 kN	
0,94 kg/cm <sup>2</sup> $\leq$ 11,34 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 19:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento
		486,90 kNm $\geq$ 20,96 kNm	547,07 kN $\geq$ 39,68 kN	486,90 kNm $\geq$ 64,10 kNm	547,07 kN $\geq$ 34,08 kN
	<b>Para la Base 20:</b>	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento	M estabil. $\geq \delta * M$ volcador	T estabil. $\geq \mu * T$ deslizamiento
		478,43 kNm $\geq$ 54,59 kNm	538,48 kN $\geq$ 29,89 kN	478,43 kNm $\geq$ 52,19 kNm	538,48 kN $\geq$ 26,48 kN

“ZONA 2” – LADO TRANSVERSAL (BASES: N°21, N°22, N°23, N°24)

Las Bases Aisladas mencionadas en el Lado Transversal, corresponden a la ZONA 2, es decir, “B2”.

Dimensiones	Esfuerzos Característicos (Momento, Normal y Corte)		Magnitudes iguales para todas las bases
A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	<b>Para la Base 21:</b>	M1zx (kN/m) = 13,5281 ; M2zy (kN/m) = 24,6389	H - 25 (Mpa) = 25
t (m) = 0,40		N (kN) = 227,862	Pe (Suelo) (kg/m3) = 1800
do (m) = 0,90		Rx (kN) = 14,518 ; Ry (kN) = -10,331	Pe (H°) (kg/m3) = 2400
d (m) = 0,85	<b>Para la Base 22:</b>	M1zx (kN/m) = 13,709 ; M2zy (kN/m) = 40,4924	$\theta = 0,90$ ; $\phi = 7,10^\circ$ ; c (kg/cm2) = 0,38
R (m) = 0,05		N (kN) = 227,544	y (gr/cm2) = 1,80
Df (m) = 2,00		Rx (kN) = 14,744 ; Ry (kN) = 13,985	Nc = 7,40 ; Nq = 1,90 ; NY = 0,52 ; N $\phi$ = 1,15
c1 (m) = 0,43	<b>Para la Base 23:</b>	M1zx (kN/m) = 13,5608 ; M2zy (kN/m) = 37,4044	ft = 1,40
c2 (m) = 0,53		N (kN) = 217,63	$\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm2) = 1,53
b1 (m) = 0,53		Rx (kN) = 14,583 ; Ry (kN) = 12,368	<b>Pesos (Zapata y Suelo)</b>
b2 (m) = 0,63	<b>Para la Base 24:</b>	M1zx (kN/m) = 13,5036 ; M2zy (kN/m) = 19,8203	Pp (kN) = 43,25
$\beta_1 = 41^\circ \leq 45^\circ$ ; $\beta_2 = 39^\circ \leq 45^\circ$		N (kN) = 225,116	Ps (kN) = 69,27
Fs = 3		Rx (kN) = 15,038 ; Ry (kN) = 7,836	Mas desfavorable: P (kN) = 340,07

**“ZONA 2” – LADO TRANSVERSAL (BASES: N°21, N°22, N°23, N°24)**

Capacidad de Carga (Admisible y Limite)	Flexión Compuesta: Tensiones en ambas direcciones ( $\sigma_1$ y $\sigma_2$ ): $\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$ suelo y $\sigma_2 \geq 0$		Armadura				
			En la dirección de A(X):		En la dirección de B(Y):		
B/A = 0,95	<b>Para la Base 21:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,52 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53 $\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,97 ≥ 0	<b>Para la Base 21:</b>	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	15 Ø 16 1Ø16 cada 11cm	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	14 Ø 16 1Ø16 cada 14cm
d/B = 0,33				SI = 11 cm		SI = 14 cm	
Sc = 1,22 ; Sq = 1,11 ; SY = 1,11				N° barras = 15		N° barras = 14	
dc = 1,07 ; dq = 1,04 ; dY = 1,04							
Qc (Tn/m <sup>2</sup> ) = 46,00	<b>Para la Base 22:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,52 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53 $\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,73 ≥ 0	<b>Para la Base 22:</b>	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	15 Ø 16 1Ø16 cada 11cm	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	14 Ø 16 1Ø16 cada 14cm
Qcadm (Tn / m <sup>2</sup> ) = 15,50	<b>Para la Base 23:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,48 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53 $\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,74 ≥ 0	<b>Para la Base 23:</b>	SI = 11 cm		SI = 14 cm	
Qdim (Tn / m <sup>2</sup> ) = 21,50				N° barras = 15		N° barras = 14	
<b>Volúmenes y Áreas</b>							
Área 1 (m2) = 0,66				<b>Para la Base 24:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,51 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53 $\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,02 ≥ 0	<b>Para la Base 24:</b>	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>
Vol. 1 (m3) = 1,84	SI = 11 cm	SI = 14 cm					
Vol. 2 (m3) = 3,92	N° barras = 15	N° barras = 14					
Verificación al Punzonado		Verificación de la Seguridad al Vuelco y al Deslizamiento					
		M1 y T1 = Rx:		M2 y T2 = Ry:			
bo = 520 cm	<b>Para la Base 21:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador 272,31 kNm ≥ 39,89 kNm	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento 398,14 kN ≥ 21,78 kN	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador 306,35 kNm ≥ 23,01 kNm	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento 398,14 kN ≥ 15,50 kN		
S = 28800 cm <sup>2</sup>							
Sc = 11925 cm <sup>2</sup>							
SPC = 16875 cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 22:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador 272,05 kNm ≥ 40,47 kNm	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento 397,80 kN ≥ 22,12 kN	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador 306,06 kNm ≥ 29,62 kNm	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento 397,80 kN ≥ 20,98 kN		
Vu = 18285 kg							
vu = 0,41 kg/cm <sup>2</sup>							
vc = 15,12 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 23:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador 264,12 kNm ≥ 40,03 kNm	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento 387,25 kN ≥ 21,87 kN	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador 297,14 kNm ≥ 72,80 kNm	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento 387,25 kN ≥ 18,55 kN		
<u>Verificación a cumplir:</u>							
<b>vu ≤ 0,75 * vc</b>	<b>Para la Base 24:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador 269,40 kNm ≥ 40,56 kNm	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento 391,43 kN ≥ 22,56 kN	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador 303,07 kNm ≥ 19,15 kNm	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento 391,43 kN ≥ 11,75 kN		
0,41 kg/cm <sup>2</sup> ≤ 11,34 kg/cm <sup>2</sup>							

“ZONA 4” – LADO LONGITUDINAL – SECTOR TRIBUNAS (BASES: N°1T, N°2T, N°3T, N°4T, N°5T, N°6T)

Las Bases Aisladas mencionadas en el Lado Longitudinal, corresponden a la ZONA 4, es decir, “B4”.

Dimensiones	Esfuerzos Característicos (Momento, Normal y Corte)		Magnitudes iguales para todas las bases
A (m) = 2,50 ; B (m) = 2,20	<b>Para la Base 1T:</b>	M1zx (kN/m) = 57,1021 ; M2zy (kN/m) = 1,3893	H - 25 (Mpa) = 25
t (m) = 0,40		N (kN) = 48,223 ; Rx (kN) = 63,948 ; Ry (kN) = -1,084	Pe (Suelo) (kg/m3) = 1800
do (m) = 0,90	<b>Para la Base 2T:</b>	M1zx (kN/m) = 90,6672 ; M2zy (kN/m) = 2,6039	Pe (H°) (kg/m3) = 2400
d (m) = 0,85		N (kN) = 89,549 ; Rx (kN) = 99,019 ; Ry (kN) = 2,782	$\theta = 0,90$ ; $\phi = 7,10^\circ$ ; $c$ (kg/cm2) = 0,38
R (m) = 0,05	<b>Para la Base 3T:</b>	M1zx (kN/m) = 107,0339 ; M2zy (kN/m) = 1,9151	$\gamma$ (gr/cm2) = 1,80
Df (m) = 2,00		N (kN) = 67,597 ; Rx (kN) = 123,658 ; Ry (kN) = -1,353	Nc = 7,40 ; Nq = 1,90 ; NY = 0,52 ; N $\phi$ = 1,15
c1 (m) = 0,30	<b>Para la Base 4T:</b>	M1zx (kN/m) = 107,1581 ; M2zy (kN/m) = 1,915	ft = 1,40
c2 (m) = 0,30		N (kN) = 68,216 ; Rx (kN) = 123,805 ; Ry (kN) = 1,354	$\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm2) = 1,53
b1 (m) = 0,40	<b>Para la Base 5T:</b>	M1zx (kN/m) = 91,0194 ; M2zy (kN/m) = 2,6034	<b>Pesos (Zapata y Suelo)</b>
b2 (m) = 0,40		N (kN) = 90,211 ; Rx (kN) = 99,439 ; Ry (kN) = 2,781	Pp (kN) = 79,60
$\beta_1 = 28^\circ \leq 45^\circ$ ; $\beta_2 = 30^\circ \leq 45^\circ$	<b>Para la Base 6T:</b>	M1zx (kN/m) = 57,5934 ; M2zy (kN/m) = 1,3892	Ps (kN) = 134,54
Fs = 3		N (kN) = 48,519 ; Rx (kN) = 64,535 ; Ry (kN) = -1,088	Mas desfavorable: P (kN) = 282,35

“ZONA 4” – LADO LONGITUDINAL – SECTOR TRIBUNAS (BASES: N°1T, N°2T, N°3T, N°4T, N°5T, N°6T)

Capacidad de Carga (Admisible y Limite)	Flexión Compuesta: Tensiones en ambas direcciones ( $\sigma_1$ y $\sigma_2$ ):		Armadura				
	$\sigma_1 \leq \sigma_{adm} \text{ suelo y } \sigma_2 \geq 0$		En la dirección de A(X):		En la dirección de B(Y):		
B/A = 0,95	<b>Para la Base 1T:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,81 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 1T:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	19 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
d/B = 0,33		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,53 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras =19	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Sc = 1,22 ; Sq = 1,11 ; SY = 1,11	<b>Para la Base 2T:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,07 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 2T:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	19 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
dc = 1,07 ; dq = 1,04 ; dY = 1,04		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,67 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras =19	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Qc (Tn/m <sup>2</sup> ) = 46,00	<b>Para la Base 3T:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,10 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 3T:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	19 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
Qcadm (Tn / m <sup>2</sup> ) = 15,50		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,57 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras =19	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Qclim (Tn / m <sup>2</sup> ) = 21,50	<b>Para la Base 4T:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,10 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 4T:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	19 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
<b>Volúmenes y Áreas</b>		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,57 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras =19	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Área 1 (m2) = 1,10	<b>Para la Base 5T:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,07 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 5T:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	19 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
Vol. 1 (m3) = 3,38		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,67 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras =19	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm
Vol. 2 (m3) = 7,62	<b>Para la Base 6T:</b>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,81 ≤ $\sigma_{adm}$ suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53	<b>Para la Base 6T:</b>	Asmin = 14,36 cm <sup>2</sup>	19 Ø 16	Asmin = 18,28 cm <sup>2</sup>	20 Ø 16
		$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,53 ≥ 0		Sl = 14 cm ; N° barras =19	1Ø16 cada 14cm	Sl = 11 cm ; N° barras = 20	1Ø16 cada 11cm

Verificación al Punzonado	Verificación de la Seguridad al Vuelco y al Deslizamiento				
	M1 y T1 = Rx:		M2 y T2 = Ry:		
bo = 520 cm	<b>Para la Base 1T:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
S = 55000 cm <sup>2</sup>		327,95 kNm ≥ 171,98 kNm	345,11 kN ≥ 95,92 kN	288,60 kNm ≥ 0,62 kNm	345,11 kN ≥ 1,63 kN
Sc = 38125 cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 2T:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
SPC = 38125 cm <sup>2</sup>		379,61 kNm ≥ 269,68 kNm	389,12 kN ≥ 148,53 kN	334,05 kNm ≥ 7,66 kNm	389,12 kN ≥ 4,17 kN
Vu = 58458,33 kg	<b>Para la Base 3T:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
vu = 1,32 kg/cm <sup>2</sup>		352,17 kNm ≥ 327,49 kNm	365,75 kN ≥ 185,49 kN	309,91 kNm ≥ 1,05 kNm	365,75 kN ≥ 2,03 kN
vc = 15,12 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 4T:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
		352,94 kNm ≥ 327,87 kNm	366,40 kN ≥ 185,71 kN	310,59 kNm ≥ 4,70 kNm	366,40 kN ≥ 2,03 kN
<u>Verificación a cumplir:</u>	<b>Para la Base 5T:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
<b>vu ≤ 0,75 * vc</b>		380,44 kNm ≥ 270,77 kNm	389,83 kN ≥ 149,16 kN	334,78 kNm ≥ 7,66 kNm	389,83 kN ≥ 4,17 kN
1,32 kg/cm <sup>2</sup> ≤ 11,34 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Para la Base 6T:</b>	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento	M estabil. ≥ $\delta$ * M volcador	T estabil. ≥ $\mu$ * T deslizamiento
		328,32 kNm ≥ 173,51 kNm	345,43 kN ≥ 96,80 kN	288,92 kNm ≥ 0,62 kNm	345,43 kN ≥ 1,63 kN

## PLANILLA PARA EL BULBO DE PRESIONES

### “PILETA”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>PILETA</b>	A (m) = 25,00 ; B (m) = 12,00	Df1 (m) = 1,30	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 300,00	Df2 (m) = 2,30	_ Z1 = 1,5 * B = 18 m
	n (pi) = 3,14	Df3 (m) = 3,30	_ Z2 = 2 * B = 24 m
	-		σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84
			P (N) = 1625289,41
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
Factores de Influencia: lo1 = 0,00002 lo2 = 0,00008 lo3 = 0,00017	r (m) = 12,50	Factores de Influencia: lo1 = 0,0005 lo2 = 0,00145 lo3 = 0,00243	r (m) = 6,00
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,003		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,008
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,0013		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,001
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,0028		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,003
	-		-

### “BASE N°1”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 1:</b>	A (m) = 3,00 ; B (m) = 2,85	q1 (kg/cm) = 194,59	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 8,55	q2 (kg/cm) = 182,71	_ Z1 = 1,5 * B = 4,28 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 5,70 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,68	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,61	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 485388,60
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
Factores de Influencia: lo1 = 0,07 lo2 = 0,06 lo3 = 0,06	r (m) = 1,50	Factores de Influencia: lo1 = 0,08 lo2 = 0,07 lo3 = 0,06	r (m) = 1,43
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,36		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,39
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,27		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,29
	-		-

“BASE N°2”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 2:</b>	A (m) = 3,00 ; B (m) = 2,85	q1 (kg/cm) = 364,77	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 8,55	q2 (kg/cm) = 195,04	_ Z1 = 1,5 * B = 4,28 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 5,70 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) =	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) =	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 529054,60
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,07 lo2 = 0,06 lo3 = 0,06	r (m) = 1,50	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,08 lo2 = 0,07 lo3 = 0,06	r (m) = 1,43
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,39		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,43
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,38
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,30		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32
	-		-

“BASE N°3”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 3:</b>	A (m) = 3,00 ; B (m) = 2,85	q1 (kg/cm) = 472,70	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 8,55	q2 (kg/cm) = 203,02	_ Z1 = 1,5 * B = 4,28 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 5,70 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,66	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,68	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 529054,60
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,07 lo2 = 0,06 lo3 = 0,06	r (m) = 1,50	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,08 lo2 = 0,07 lo3 = 0,06	r (m) = 1,43
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,36		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,43
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,38
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,27		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32
	-		-

“BASE N°4”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 4:</b>	A (m) = 3,00 ; B (m) = 2,85	q1 (kg/cm) = 506,28	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 8,55	q2 (kg/cm) = 200,22	_ Z1 = 1,5 * B = 4,28 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 5,70 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,78	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,67	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 517936,60
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,07 lo2 = 0,06 lo3 = 0,06	r (m) = 1,50	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,08 lo2 = 0,07 lo3 = 0,06	r (m) = 1,43
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,38		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,34		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,37
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,29		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,31
	-		-

“BASE N°5”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 5:</b>	A (m) = 3,00 ; B (m) = 2,85	q1 (kg/cm) = 506,55	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 8,55	q2 (kg/cm) = 199,75	_ Z1 = 1,5 * B = 4,28 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 5,70 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,78	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,67	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 518027,60
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,07 lo2 = 0,06 lo3 = 0,06	r (m) = 1,50	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,08 lo2 = 0,07 lo3 = 0,06	r (m) = 1,43
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,36		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,37
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,27		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,31
	-		-

“BASE N°6”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 6:</b>	A (m) = 3,00 ; B (m) = 2,85	q1 (kg/cm) = 473,49	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 8,55	q2 (kg/cm) = 203,07	_ Z1 = 1,5 * B = 4,28 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 5,70 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,66	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,68	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 529114,60
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
Factores de Influencia: lo1 = 0,07 lo2 = 0,06 lo3 = 0,06	r (m) = 1,50	Factores de Influencia: lo1 = 0,08 lo2 = 0,07 lo3 = 0,06	r (m) = 1,43
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,39		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,43
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,38
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,30		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32
	-		-

“BASE N°7”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 7:</b>	A (m) = 3,00 ; B (m) = 2,85	q1 (kg/cm) = 367,16	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 8,55	q2 (kg/cm) = 195,78	_ Z1 = 1,5 * B = 4,28 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 5,70 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,29	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 514897,60
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
Factores de Influencia: lo1 = 0,07 lo2 = 0,06 lo3 = 0,06	r (m) = 1,50	Factores de Influencia: lo1 = 0,08 lo2 = 0,07 lo3 = 0,06	r (m) = 1,43
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,38		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,41
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,34		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,37
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,29		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,31
	-		-

“BASE N°8”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 8:</b>	A (m) = 3,00 ; B (m) = 2,85	q1 (kg/cm) = 193,04	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 8,55	q2 (kg/cm) = 180,91	_ Z1 = 1,5 * B = 4,28 m
	π (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 5,70 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,68	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,84
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,60	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 480964,60
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,07 lo2 = 0,06 lo3 = 0,06	r (m) = 1,50	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,08 lo2 = 0,07 lo3 = 0,06	r (m) = 1,43
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,39
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,34
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,27		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,29
	-		-

“BASE N°9”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 9:</b>	A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	q1 (kg/cm) = 264,74	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 2,88	q2 (kg/cm) = 169,39	_ Z1 = 1,5 * B = 2,70 m
	π (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 3,60 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,47	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,06	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 328512,58
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,19 lo2 = 0,14 lo3 = 0,10	r (m) = 0,80	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,16 lo2 = 0,12 lo3 = 0,09	r (m) = 0,90
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,63		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,54
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,46		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,41
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,34		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,31
	-		-

“BASE N°10”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 10:</b>	A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	q1 (kg/cm) = 266,95	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 2,88	q2 (kg/cm) = 124,42	_ Z1 = 1,5 * B = 2,70 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 3,60 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,48	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,78	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 328266,58
<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X</b>		<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y</b>	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,19 lo2 = 0,14 lo3 = 0,10	r (m) = 0,80	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,16 lo2 = 0,12 lo3 = 0,09	r (m) = 0,90
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,63		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,54
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,46		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,41
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,34		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,31
	-		-

“BASE N°11”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 11:</b>	A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	q1 (kg/cm) = 274,40	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 2,88	q2 (kg/cm) = 127,91	_ Z1 = 1,5 * B = 2,70 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 3,60 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,52	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,80	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 337276,58
<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X</b>		<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y</b>	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,19 lo2 = 0,14 lo3 = 0,10	r (m) = 0,80	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,16 lo2 = 0,12 lo3 = 0,09	r (m) = 0,90
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,56
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,47		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32
	-		-

“BASE N°12”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 12:</b>	A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	q1 (kg/cm) = 272,00	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 2,88	q2 (kg/cm) = 156,31	_ Z1 = 1,5 * B = 2,70 m
	π (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 3,60 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,51	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,98	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 335386,58
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 0,80	<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 0,90
lo1 = 0,19	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,64	lo1 = 0,16	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,55
lo2 = 0,14	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,47	lo2 = 0,12	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
lo3 = 0,10	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35	lo3 = 0,09	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32
	-		-

“BASE N°13”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 13:</b>	A (m) = 2,20 ; B (m) = 2,20	q1 (kg/cm) = 262,45	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 4,84	q2 (kg/cm) = 220,94	_ Z1 = 1,5 * B = 3,30 m
	π (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,40 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,19	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,00	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 467679,43
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 1,10	<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 1,10
lo1 = 0,12	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,58	lo1 = 0,12	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,55
lo2 = 0,10	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,47	lo2 = 0,10	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
lo3 = 0,08	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,37	lo3 = 0,08	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32
	-		-

“BASE N°14”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 14:</b>	A (m) = 2,20 ; B (m) = 2,20	q1 (kg/cm) = 278,71	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 4,84	q2 (kg/cm) = 225,74	_ Z1 = 1,5 * B = 3,30 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,40 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,27	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,03	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 485961,43
<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X</b>		<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y</b>	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,60		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,60
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,49		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,49
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,39		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,39
	-		-

“BASE N°15”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 15:</b>	A (m) = 2,20 ; B (m) = 2,20	q1 (kg/cm) = 334,50	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 4,84	q2 (kg/cm) = 253,93	_ Z1 = 1,5 * B = 3,30 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,40 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,52	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,15	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 543813,43
<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X</b>		<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y</b>	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,68		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,68
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,54		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,54
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,43		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,43
	-		-

“BASE N°16”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 16:</b>	A (m) = 2,20 ; B (m) = 2,20	q1 (kg/cm) = 317,85	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 4,84	q2 (kg/cm) = 246,72	_ Z1 = 1,5 * B = 3,30 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,40 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,44	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,12	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 526236,43
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,53		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,53
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
	-		-

“BASE N°17”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 17:</b>	A (m) = 2,20 ; B (m) = 2,20	q1 (kg/cm) = 317,69	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 4,84	q2 (kg/cm) = 246,63	_ Z1 = 1,5 * B = 3,30 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,40 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,44	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,12	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 526078,43
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,53		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,53
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
	-		-

“BASE N°18”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 18:</b>	A (m) = 2,20 ; B (m) = 2,20	q1 (kg/cm) = 333,91	<u>Zona de Influencia - Profundidad:</u>
	Area (m <sup>2</sup> ) = 4,84	q2 (kg/cm) = 253,62	_ Z1 = 1,5 * B = 3,30 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,40 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,52	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,15	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 543210,43
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,67		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,67
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,54		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,54
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,43		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,43
	-		-

“BASE N°19”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 19:</b>	A (m) = 2,20 ; B (m) = 2,20	q1 (kg/cm) = 277,71	<u>Zona de Influencia - Profundidad:</u>
	Area (m <sup>2</sup> ) = 4,84	q2 (kg/cm) = 225,02	_ Z1 = 1,5 * B = 3,30 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,40 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,26	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,02	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 484539,43
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,12 lo2 = 0,10 lo3 = 0,08	r (m) = 1,10
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,60		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,60
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,48		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,48
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,39		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,39
	-		-

“BASE N°20”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 20:</b>	A (m) = 2,20 ; B (m) = 2,20	q1 (kg/cm) = 264,38	<u>Zona de Influencia - Profundidad:</u>
	Area (m <sup>2</sup> ) = 4,84	q2 (kg/cm) = 222,80	_ Z1 = 1,5 * B = 3,30 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,40 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,20	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,01	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 471308,43
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 1,10	<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 1,10
lo1 = 0,12	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,59	lo1 = 0,12	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,59
lo2 = 0,10	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,47	lo2 = 0,10	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,47
lo3 = 0,08	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,37	lo3 = 0,08	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,37
	-		-

“BASE N°21”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 21:</b>	A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	q1 (kg/cm) = 272,72	<u>Zona de Influencia - Profundidad:</u>
	Area (m <sup>2</sup> ) = 2,88	q2 (kg/cm) = 164,02	_ Z1 = 1,5 * B = 2,70 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 3,60 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,52	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,03	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 336430,58
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 0,80	<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 0,90
lo1 = 0,19	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65	lo1 = 0,16	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,56
lo2 = 0,14	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,47	lo2 = 0,12	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
lo3 = 0,10	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35	lo3 = 0,09	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32
	-		-

“BASE N°22”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 22:</b>	A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	q1 (kg/cm) = 273,68	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 2,88	q2 (kg/cm) = 128,77	_ Z1 = 1,5 * B = 2,70 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 3,60 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,52	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,80	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 336300,58
<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X</b>		<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y</b>	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,19 lo2 = 0,14 lo3 = 0,10	r (m) = 0,80	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,16 lo2 = 0,12 lo3 = 0,09	r (m) = 0,90
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,65		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,56
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,47		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,32
	-		-

“BASE N°23”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 23:</b>	A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	q1 (kg/cm) = 265,22	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 2,88	q2 (kg/cm) = 125,15	_ Z1 = 1,5 * B = 2,70 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 3,60 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,47	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,78	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 325883,58
<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X</b>		<b>Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y</b>	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,19 lo2 = 0,14 lo3 = 0,10	r (m) = 0,80	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,16 lo2 = 0,12 lo3 = 0,09	r (m) = 0,90
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,63		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,54
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,46		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,41
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,34		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,31
	-		-

“BASE N°24”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 24:</b>	A (m) = 1,60 ; B (m) = 1,80	q1 (kg/cm) = 264,55	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 2,88	q2 (kg/cm) = 169,45	_ Z1 = 1,5 * B = 2,70 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 3,60 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,47	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,06	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 328383,38
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 0,80	<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 0,90
lo1 = 0,19	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,63	lo1 = 0,16	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,54
lo2 = 0,14	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,46	lo2 = 0,12	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,41
lo3 = 0,10	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,34	lo3 = 0,09	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,31
	-		-

“BASE N°1T”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 1T:</b>	A (m) = 2,50 ; B (m) = 2,40	q1 (kg/cm) = 202,12	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 6,00	q2 (kg/cm) = 141,11	_ Z1 = 1,5 * B = 3,60 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,80 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,84	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,56	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 303895,94
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 1,25	<u>Factores de Influencia:</u>	r (m) = 1,20
lo1 = 0,10	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,31	lo1 = 0,11	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,33
lo2 = 0,08	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,26	lo2 = 0,09	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,27
lo3 = 0,07	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,21	lo3 = 0,07	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,22
	-		-

“BASE N°2T”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 2T:</b>	A (m) = 2,50 ; B (m) = 2,40	q1 (kg/cm) = 282,03	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 6,00	q2 (kg/cm) = 180,87	_ Z1 = 1,5 * B = 3,60 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,80 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,18	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,72	Df3 (m) = 4,50	<b>P (N) = 390133,94</b>
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,10 lo2 = 0,08 lo3 = 0,07	r (m) = 1,25	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,11 lo2 = 0,09 lo3 = 0,07	r (m) = 1,20
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,39		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,33		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,27		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,28
	-		-

“BASE N°3T”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 3T:</b>	A (m) = 2,50 ; B (m) = 2,40	q1 (kg/cm) = 265,37	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 6,00	q2 (kg/cm) = 150,31	_ Z1 = 1,5 * B = 3,60 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,80 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,11	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,60	Df3 (m) = 4,50	<b>P (N) = 324138,94</b>
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,10 lo2 = 0,08 lo3 = 0,07	r (m) = 1,25	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,11 lo2 = 0,09 lo3 = 0,07	r (m) = 1,20
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,33		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,28		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,29
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,23		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,24
	-		-

“BASE N°4T”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 4T:</b>	A (m) = 2,50 ; B (m) = 2,40	q1 (kg/cm) = 265,80	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 6,00	q2 (kg/cm) = 150,61	_ Z1 = 1,5 * B = 3,60 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,80 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,11	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,60	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 324796,94
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,10 lo2 = 0,08 lo3 = 0,07	r (m) = 1,25	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,11 lo2 = 0,09 lo3 = 0,07	r (m) = 1,20
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,33		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,28		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,29
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,23		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,24
	-		-

“BASE N°5T”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 5T:</b>	A (m) = 2,50 ; B (m) = 2,40	q1 (kg/cm) = 282,81	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 6,00	q2 (kg/cm) = 181,23	_ Z1 = 1,5 * B = 3,60 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,80 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,18	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,72	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 390909,94
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,10 lo2 = 0,08 lo3 = 0,07	r (m) = 1,25	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,11 lo2 = 0,09 lo3 = 0,07	r (m) = 1,20
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,40		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,42
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,33		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,35
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,27		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,28
	-		-

“BASE N°6T”

Bases Aisladas	Características de las Bases de Fundación		
<b>Para la Base 6T:</b>	A (m) = 2,50 ; B (m) = 2,40	q1 (kg/cm) = 202,94	Zona de Influencia - Profundidad:
	Area (m <sup>2</sup> ) = 6,00	q2 (kg/cm) = 141,31	_ Z1 = 1,5 * B = 3,60 m
	n (pi) = 3,14	Df1 (m) = 2,50	_ Z2 = 2 * B = 4,80 m
	σ1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,85	Df2 (m) = 3,50	σadm suelo (kg/cm <sup>2</sup> ) = 1,53
	σ2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,57	Df3 (m) = 4,50	P (N) = 304311,94
Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de X		Modelo de Boussinesq: Bulbo de Presión, en dirección de y	
<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,10 lo2 = 0,08 lo3 = 0,07	r (m) = 1,25	<u>Factores de Influencia:</u> lo1 = 0,11 lo2 = 0,09 lo3 = 0,07	r (m) = 1,20
	σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,31		σz1 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,33
	σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,26		σz2 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,27
	σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,21		σz3 (kg/cm <sup>2</sup> ) = 0,22
	-		-