

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

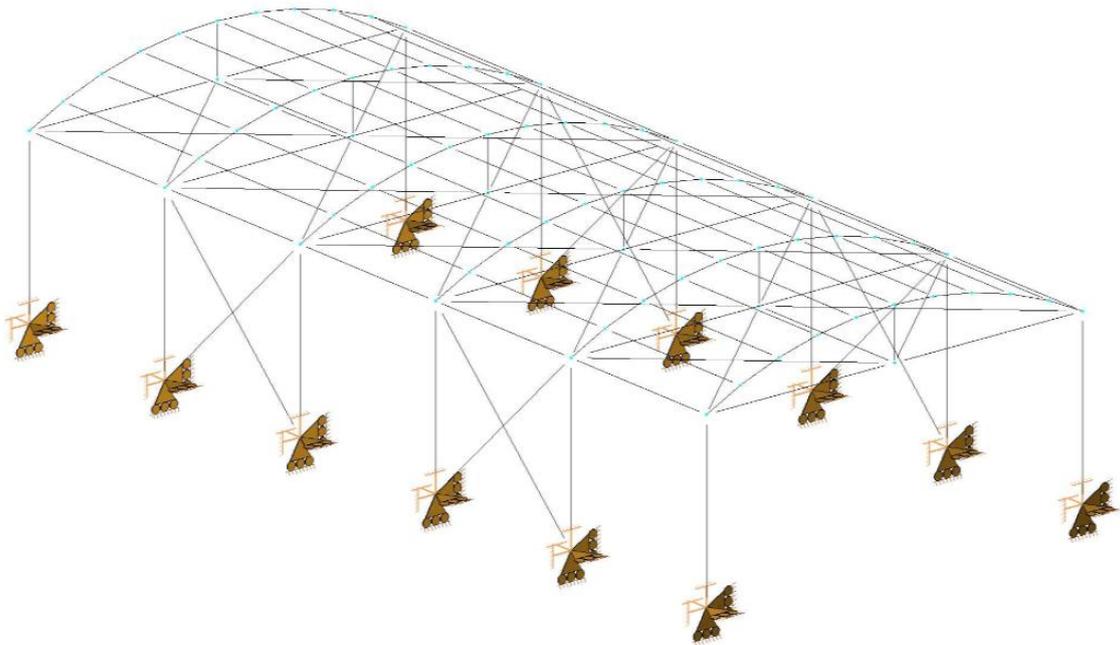
Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales



Práctica Supervisada

Carrera de Ingeniería Civil

“Estructura Metálica- Quemú Quemú-La Pampa”



Autor: Juan Manuel Sotelo

Tutor Interno: Ing. Narciso Novillo

Supervisor Externo: Ing. Agustín Fragueiro

Año 2015

AGRADECIMIENTOS:

- A mis papas, Marta y Marcelo, que me dieron la oportunidad de estudiar, me han brindado su apoyo incondicional y me ayudaron a lo largo de la carrera y de la vida.
- A mis hermanos Marcelo, Sarina y Micaela por haber estado siempre a mi lado acompañándome en todas las decisiones que he tomado, y en todos los desafíos, aventuras y actividades que he emprendido.
- A mis abuelos quienes desde chico, me han enseñado y aconsejado en todos los aspectos de la vida.
- A mi tía Susana, y mis primitos Agustín y Sofía, quienes han sido como una segunda familia en Córdoba, lejos de mi pueblo de origen, durante el tiempo que ha durado la carrera.
- A mis amigos y compañeros, con quien he compartido infinidad de momentos y que hicieron que este largo camino hasta el título, haya sido más fácil y llevadero.
- A todos aquellos que me acompañaron profesionalmente en el desarrollo de la práctica, por todo el apoyo que me brindaron. En especial a los ingenieros Narciso Novillo y Agustín Fragueiro por los consejos dados y la paciencia que han tenido en el desarrollo de esta practica

Resumen

La Práctica Supervisada se ha realizado con el asesoramiento del estudio de ingeniería Fragueiro y Novillo, del Ing. Agustín Fragueiro.

El trabajo consistió en evaluar una estructura metálica, la cual ya estaba diseñada, y sus partes estructurales ya estaban construidas (Columnas, arcos, montantes, etc). Al estar ya construidos primero se relevaron estos elementos, tanto en dimensiones como materiales empleados. Cabe destacar que la estructura todavía no ha sido montada.

Luego se realizó el análisis de carga, y el correspondiente análisis estructural, obteniendo así las solicitaciones en cada elemento. Con esto se procedió a verificar si los elementos estos cumplían con los requerimientos dados por los "Reglamentos Argentinos de Construcción", ya que fueron diseñados y construidos por personas que no realizaron los cálculos correspondientes al momento de su construcción.

En el caso de que no verificar se propusieron refuerzos a la estructura, para hacer posible que todos los elementos estén acordes a lo exigido por los reglamentos. Después de esto teniendo en cuenta el estudio de suelo se propuso un sistema de fundaciones y se lo diseño.

La estructura metálica a evaluar está ubicada en la zona rural de la localidad de Quemú Quemú, Provincia de La Pampa, Argentina.

Los modelos numéricos y cálculos se realizaron con la ayuda de herramientas informáticas como son el programa RAM Advanse y planillas de cálculo de Excel.

Palabras clave: Diseño Estructural, RAM, Estructura Metálica.

INDICE

INDICE DE FIGURAS	9
CAPITULO 1: INTRODUCCION.....	13
1.1-LOCALIZACION DE LA ESTRUCTURA.....	13
1.2-OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA.....	14
1.2.1- Objetivos generales.....	14
1.2.2- Objetivos particulares	14
1.3-METODOLOGIA DE TRABAJO	14
1.4-REGLAMENTACIÓN A APLICAR	15
CAPITULO 2: DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.....	16
2.1-CARACTERISTICAS GLOBALES DE LA ESTRUCTURA	16
2.2-CARACTERISTICAS DE LOS ELEM. ESTRUCTURALES RELEVADOS.....	17
2.2.1-Columnas	17
2.2.2-Arcos	18
2.2.3-Montantes, Puntales y Parantes.....	19
2.2.4-Tensores.....	20
CAPITULO 3: ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.....	21
3.1-ANALISIS DE CARGA DE LA ESTRUCTURA.....	21
3.1.1-Carga Permanente	21
3.1.2-Sobrecarga	21
3.1.3-Accion del viento.....	22
3.1.4-Carga Sísmica	29
3.1.5-Carga por Hielo y Nieve.....	30
3.1.6-Cargas debidas a la Variación de Temperatura	32
3.1.7-Combinacion de cargas	32
3.2-ANALISIS ESTRUCTURAL.....	33
3.2.1-Modelacion de la Estructura.....	33
3.2.2-Consideraciones Particulares en este tipo de Estructura de Acero.....	36
3.2.3- Calculo de Excentricidad en los Nudos	46
CAPITULO 4: VERIFICACION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES....	49
4.1-COLUMNAS.....	49
4.1.1- Diagramas de Interacción Resistentes.....	50
4.1.2- Verificación de las columnas extremas.....	54
4.1.3- Verificación de las columnas centrales.....	60
4.2- MONTANTE	65
4.2.1- Resistencia de Diseño a la Compresión de la Montante.....	67

4.2.2- Resistencia de Diseño a la Tracción de la Montante	67
4.2.3- Verificación de los montantes.....	68
4.3- PUNTAL.....	72
4.3.1- Resistencia de Diseño a la Compresión del Puntal	73
4.3.2- Resistencia de Diseño a la Tracción del Puntal	74
4.3.3- Verificación de los puntales	74
4.4- PARANTE	76
4.4.1- Resistencia de Diseño a la Compresión del Parante	77
4.4.2- Resistencia de Diseño a la Tracción del Parante.....	77
4.4.3- Verificación de los parantes.....	78
4.5- TENSOR	79
4.5.1- Resistencia de Diseño a la Tracción del Tensor	80
4.5.2- Verificación de los tensores	80
4.6- ARCOS	81
4.6.1- Resistencia de Diseño a la Compresión del Arco	82
4.6.2- Resistencia de Diseño a la Tracción del Arco	83
4.6.3- Verificación de los Arcos	83
4.7- RESUMEN	87
CAPITULO 5: PROPUESTA DE ALTERNATIVAS.....	88
5.1-ALTERNATIVA “A”	88
5.2-ALTERNATIVA “B”	89
5.3-ALTERNATIVA “C”	90
5.4-ALTERNATIVA “D”	90
5.4.1- Columnas Extremas.....	91
5.4.2- Columnas Centrales	93
CAPITULO 6: CÁLCULO Y DISEÑO DE FUNDACIONES	96
6.1-ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELO	96
6.2-DISEÑO DE LAS FUNDACIONES.....	96
6.2.1- Columnas Extremas: Dimensiones de la fundación	96
6.2.2- Columnas Extremas: Calculo de las armaduras de la fundación	100
6.2.3- Columnas Centrales: Dimensiones de la fundación.....	106
6.2.4- Columnas Centrales: Calculo de las armaduras de la fundación	110
CAPITULO 7: CONCLUSIONES.....	115
BIBLIOGRAFIA	116

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1-Mapa con la ubicación de la estructura	13
FIGURA 2-Vista satelital del lugar donde se ubica la estructura	13
FIGURA 3-Vista en planta de la estructura	16
FIGURA 4-Vista lateral de la estructura	17
FIGURA 5-Vista frontal de la estructura	17
FIGURA 6-Seccion transversal de la columna (dimensiones relevadas).....	17
FIGURA 7-Seccion transversal de la columna (dimensiones de la columna hormigonada)	18
FIGURA 8-Vistas laterales de la columna (dimensiones relevadas).....	18
FIGURA 9-Seccion transversal del arco.....	18
FIGURA 10-Vista frontal del arco.....	19
FIGURA 11-Vistas laterales, superior e inferior de los Arcos	19
FIGURA 12-Seccion transversal de los elementos	19
FIGURA 13-Vista frontal de los elementos (montantes, parantes y puntales)	20
FIGURA 14-Vista en planta- Ubicación de los puntales	20
FIGURA 15-Vista en planta-Tensores con líneas de mayor espesor	20
FIGURA 16-Vista frontal del arco.....	21
FIGURA 17-Mapa Republica Argentina-Se muestran las velocidades del viento en cada lugar.....	22
FIGURA 18-Vista en planta-Coeficientes de presión externa.....	24
FIGURA 19-Vista en planta-Coeficientes de presión externa.....	24
FIGURA 20-Vista en corte-Coeficientes de presión externa.....	25
FIGURA 21-Vista en corte-Coeficientes de presión externa.....	25
FIGURA 22-Vista en corte-Presiones de viento en la estructura.....	26
FIGURA 23-Vista en planta-Presiones de viento en la estructura	26
FIGURA 24-Vista en corte-Presiones de viento en la estructura.....	27
FIGURA 25-Vista en planta-Presiones de viento en la estructura	27
FIGURA 26-Vista en corte-Presiones de viento en la estructura.....	28
FIGURA 27-Vista en planta-Presiones de viento en la estructura	28
FIGURA 28-Vista en corte-Presiones de viento en la estructura.....	29
FIGURA 29-Vista en planta-Presiones de viento en la estructura	29
FIGURA 30-Mapa Republica Argentina- Zonificación Sísmica (Ubicación de Quemú Quemú).....	30
FIGURA 31-Mapa Republica Argentina- Distribución de las cargas de Nieve (Ubicación de Quemú Quemú)	31
FIGURA 32-Mapa Republica Argentina- Distribución de las cargas de Hielo (Ubicación de Quemú Quemú)	31
FIGURA 33-Vista en planta de la estructura con las referencias de sus pórticos.	33
FIGURA 34-Vista frontal- Se evidencian las articulaciones en las bases de los pórticos supuestas para la modelación.	34
FIGURA 35-Imagen extraída del RAM Advanse donde se muestra las articulaciones y empotramientos en la base de los pórticos.	34
FIGURA 36-Vista lateral donde se muestran los tensores añadidos al modelo que simulan la existencia de la mampostería que están en la estructura real.	34
FIGURA 37-Imagen extraída del RAM Advanse donde se muestra los tensores que simulan el comportamiento de la mampostería	35
FIGURA 38-Imagen extraída del RAM Advanse donde se muestra uno de los nudos de la estructura.....	35
FIGURA 39-Vista frontal de los elementos estructurales	36
FIGURA 40-Corte- Sección de la columna.....	37
FIGURA 41-Esquema con las referencias que se utilizan en la ecuación de λ_1	37
FIGURA 42-Vista de la cara lateral del arco	38
FIGURA 43-Vista de la cara superior del arco	39
FIGURA 44-Sección transversal de las montantes	40

FIGURA 45-Vista de ambas caras laterales del montante	40
FIGURA 46-Seccion transversal del parante	42
FIGURA 47-Vista de ambas caras laterales del parante	42
FIGURA 48-Seccion transversal del puntal.....	44
FIGURA 49-Vista en planta-Ubicación de los puntales	44
FIGURA 50-Vista de ambas caras laterales del puntal	45
FIGURA 51-Esquema de una barra armada reticulada.....	46
FIGURA 52-Foto barra armada reticulada de 18,4cm x 18,4cm.....	47
FIGURA 53-Foto barra armada reticulada de 28,4cm x 18,4cm.....	48
FIGURA 54-Planta de la Estructura	49
FIGURA 55-Imagen extraída de RAM Advanse donde se muestra la configuración los ejes locales de las columnas.	50
FIGURA 56-Sección de la columna donde se referencian los ejes locales utilizados en el RAM Advanse	50
FIGURA 57-Datos de la sección transversal.....	51
FIGURA 58-Cuadro con ubicación de las armaduras y el área correspondiente a cada nivel	51
FIGURA 59-Esquema de la sección en estudio	51
FIGURA 60-Diagrama de Interacción Resistente N-M ₃₃ -Puntos Característicos	52
FIGURA 61-Datos de la sección transversal.....	52
FIGURA 62-Cuadro con ubicación de las armaduras y el área correspondiente a cada nivel	53
FIGURA 63-Esquema de la sección en estudio	53
FIGURA 64-Diagrama de Interacción Resistente N-M ₂₂ -Puntos Característicos	53
FIGURA 65-Figura que evidencia las llamadas “Columnas Extremas”	54
FIGURA 66-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₃₃	55
FIGURA 67-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₂₂	55
FIGURA 68-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₃₃	56
FIGURA 69-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₂₂	56
FIGURA 70-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₃₃	57
FIGURA 71-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₂₂	57
FIGURA 72-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₃₃	58
FIGURA 73-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₂₂	58
FIGURA 74-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₃₃	59
FIGURA 75-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₂₂	59
FIGURA 76-Figura que evidencia las llamadas “Columnas Centrales”	60
FIGURA 77-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₃₃	61
FIGURA 78-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₂₂	61
FIGURA 79-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₃₃	62
FIGURA 80-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₂₂	62
FIGURA 81-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₃₃	63
FIGURA 82-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₂₂	63
FIGURA 83-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₃₃	64
FIGURA 84-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M ₂₂	64
FIGURA 85-Vista en Planta-Montantes referenciadas	65
FIGURA 86-Vista en Corte-Montantes referenciadas.....	65
FIGURA 87-Vista en Corte de la Sección	66
FIGURA 88-Vista de las caras Laterales de la Montante	66
FIGURA 89-Imagen con referencias utilizadas en λ_1	68
FIGURA 90-Vista en Planta-Se muestra la Ubicación de los Puntales.....	72
FIGURA 91-Vista en Corte de la Sección	72
FIGURA 92-Vista Lateral del Puntal.....	73
FIGURA 93-Vista en Corte- Parante referenciado	76
FIGURA 94-Vista en Corte de la Sección	76
FIGURA 95-Vista de las caras Laterales del Parante.....	76

FIGURA 96-Ubicación de los Tensores	79
FIGURA 97-Ubicación del arco	81
FIGURA 98-Seccion del arco	81
FIGURA 99-Vista de las caras superior e inferior del arco	81
FIGURA 100-Vista de las caras laterales de los arcos.....	82
FIGURA 101-Estructura original	88
FIGURA 102-Estructura modificada.....	89
FIGURA 103-Vista del arco con elementos actuando como un reticulado	89
FIGURA 104-Vista en planta con los elementos agregados.....	90
FIGURA 105-Seccion modificada de la columna extrema.....	91
FIGURA 106-Diagrama de Interacción Resistente M_{33} -N.....	92
FIGURA 107-Diagrama de Interacción Resistente M_{22} -N.....	92
FIGURA 108-Esquema del Diagrama de Interacción conjugado N- M_{22} - M_{33}	93
FIGURA 109-Seccion modificada de la columna central-La línea punteada indica las diagonales de la columna reticulada	94
FIGURA 110-Diagrama de Interacción Resistente M_{33} -N.....	95
FIGURA 111-Diagrama de Interacción Resistente M_{22} -N.....	95
FIGURA 112-Seccion reforzada Columna Extrema	96
FIGURA 113-Esquema de las fundaciones a diseñar	97
FIGURA 114-Planos de las fundaciones.....	99
FIGURA 115-Esquema con los esfuerzos actuantes en la fundación	100
FIGURA 116-Disposición en planta de la armadura adoptada	105
FIGURA 117-Fundación- Disposición de las armaduras	106
FIGURA 118-Sección reforzada Columna Central	106
FIGURA 119-Esquema de las fundaciones a diseñar	107
FIGURA 120-Planos de las fundaciones.....	109
FIGURA 121-Esquema con los esfuerzos actuantes en la fundación	110
FIGURA 122-Disposición en planta de la armadura adoptada	114
FIGURA 123-Fundación- Disposición de las armaduras	114

ANEXOS

- Anexo 1: Planos de la Estructura
- Anexo 2: Planos de los Elementos Relevados
- Anexo 3: Solicitaciones Columnas
- Anexo 4: Solicitaciones Montantes
- Anexo 5: Solicitaciones Puntales
- Anexo 6: Solicitaciones Parantes
- Anexo 7: Solicitaciones Tensores
- Anexo 8: Solicitaciones Arcos

CAPITULO 1: INTRODUCCION

1.1-LOCALIZACION DE LA ESTRUCTURA

La estructura metálica se ubica en la zona rural de la localidad de Quemú Quemú, en el departamento homónimo, provincia de La Pampa. El terreno está ubicado a la vera de la Ruta Provincial N°1, 3 km al sur de la localidad.

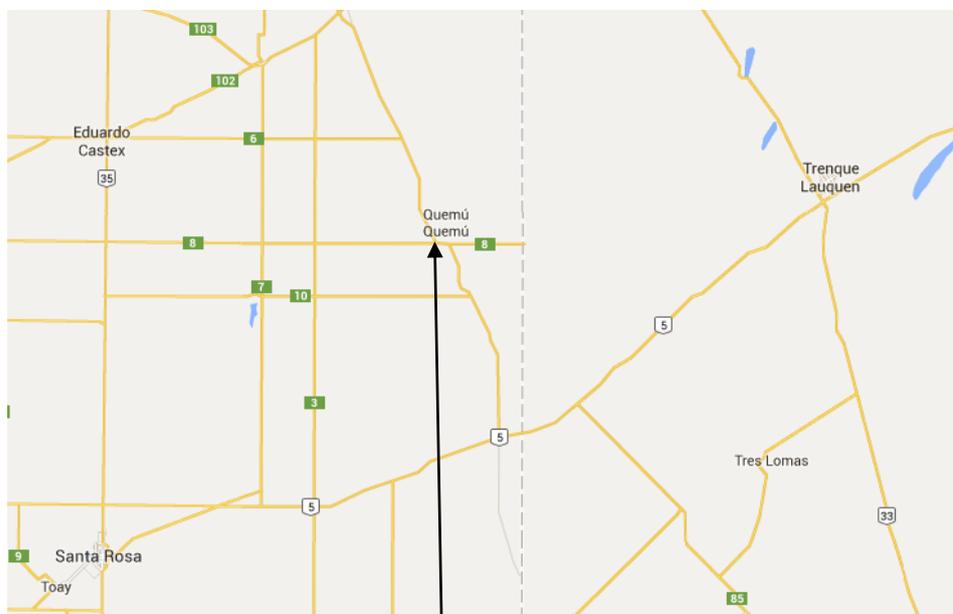


FIGURA 1-Mapa con la ubicación de la estructura



FIGURA 2-Vista satelital del lugar donde se ubica la estructura

1.2-OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA

1.2.1- Objetivos generales

- ❖ Analizar una estructura ya diseñada y construida, y ver si está acorde con lo que exigen el Reglamento Argentino de Construcción. En el caso de que no sea así, dar recomendaciones para normalizar su situación.
- ❖ Lograr experiencia en trabajos reales, en los que pueda unificar conocimientos adquiridos en varias materias vistas a lo largo de la carrera.
- ❖ Familiarizarme con programas computacionales que se utilizan normalmente en trabajos ingenieriles.
- ❖ Tomar contacto con reglamentos, normas y exigencias a cumplir en obras de ingeniería.

1.2.2- Objetivos particulares

- ❖ Relevar tanto en dimensiones como tipo de materiales los elementos estructurales ya construidos.
- ❖ Estudiar los reglamentos a utilizar, para saber que requerimientos debe cumplir la estructura ya diseñada.
- ❖ Realizar el análisis de carga de la estructura teniendo en cuenta su uso, destino, materiales y lugar de emplazamiento.
- ❖ Modelar numéricamente la estructura utilizando los programas computacionales elegidos(RAM)
- ❖ Obtener las máximas solicitaciones de los elementos.
- ❖ Realizar las correspondientes verificaciones de estos elementos, en el caso de que no lo hagan detallar cuáles son las componentes que no lo hacen.
- ❖ Sino verifican los elementos, proponer modificaciones a la estructura que puedan llegar a hacer que se modifiquen las solicitaciones en las componentes, y posibiliten que se cumpla con lo requerido en los reglamentos.
- ❖ Proponer fundaciones, en función del estudio de suelo, y diseñarlas.

1.3-METODOLOGIA DE TRABAJO

Aquí se desarrolla y explica la metodología que se aplica en la realización de esta Practica Supervisada.

Esta estructura todavía no ha sido montada, lo que sí está construido son las columnas, montantes, puntales y parantes, es decir los elementos estructurales que la componen. Lo que se hará acá es analizar la estructura en su conjunto y ver si estos elementos verifican o no. En el caso de que no verifiquen se propondrán refuerzos y/o modificaciones a la estructura para que esto si se cumple.

En primer lugar se analiza el diseño de la estructura a construir (el cual ya está decidido de antemano) y se realizan los planos correspondientes, lo cuales se agregan

en el "Anexo 1".

Luego se procede a relevar los elementos ya construidos (columnas, montantes, puntales, parantes y tensores), tanto en dimensiones, configuraciones geométricas, materiales, etc. Estos relevamientos se encuentran en el "Anexo 2"

Una vez determinada la reglamentación que hay que utilizar, se realiza el correspondiente análisis de carga de la estructura en función de los materiales usados, las dimensiones, el uso al que está destinado, la ubicación donde se emplaza, etc.

Después de esto se efectúa el análisis numérico en el programa de cálculo "RAM Advanse", cargando en él el diseño de la estructura, materiales, parámetros seccionales, vinculaciones, cargas calculadas, etc. Este devuelve las solicitaciones máximas y combinaciones de carga que condicionan a los distintos elementos, con esto se procede a ver si verifican o no, en función de la reglamentación vigente (Reglamentos Argentinos de Construcción).

En caso de no verificar los elementos, ante la imposibilidad de modificarlos, ya que ya han sido construidos, se procede a realizar recomendaciones y posibles modificaciones/refuerzos al diseño de la estructura para que se efectúe una redistribución de las solicitaciones en los elementos, y así verificar.

Luego en función del estudio de suelo correspondiente al lugar de emplazamiento, y las solicitaciones obtenidas, se diseña la fundación a construir, confeccionando los planos correspondientes.

1.4-REGLAMENTACIÓN A APLICAR

Se realiza un estudio de la reglamentación a utilizar en el análisis de la estructura y se ha concluido que pertenecen a los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC:

- CIRSOC 101-2005: Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras.
- CIRSOC 102-2005: Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones.
- INPRES-CIRSOC 103: Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Parte I Construcciones en General.
- CIRSOC 104-2005: Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones.
- CIRSOC 105-1982: Superposición de Acciones-Combinación de Estados de Carga.
- CIRSOC 107-1982: Acción Térmica Climática sobre las Construcciones.
- CIRSOC 201-2005: Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.
- CIRSOC 301-2005: Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios.
- CIRSOC 308-2007: Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular.

CAPITULO 2: DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

2.1-CARACTERISTICAS GLOBALES DE LA ESTRUCTURA

La estructura que se construye tiene una dimensión en planta de 12m x 26m, y una altura variable que va desde los 5m hasta los 6,66m

Tiene un techo de forma parabólica o “abovedado”, el cual comienza a los 5m de altura en sus extremos, y llega a las 6,66m en su parte máxima. Esta sostenido por pórticos constituidos tanto por vigas como columnas. Siendo la viga del pórtico un arco de forma circular.

Los laterales de 26m estar cerrados con mampostería de ladrillos huecos de hormigón. Y los laterales de 12m cuentan con 4 portones de chapa cada uno de 3m de ancho y 5 metros de alto.

A lo largo de los 26m se colocan 6 columnas equidistantes entre sí de cada lado, por lo que se forman 6 pórticos.

La cubierta es de chapa galvanizada.

El sistema resistente a las fuerzas de viento está compuesto por los pórticos y por las vigas de contraviento compuesta por los tensores, ubicados en el plano a la altura de 5 metros.

A continuación se muestran planos donde se puede ver el diseño de la estructura.

En la “FIGURA 2” se observa la planta de la estructura, donde se observa las dimensiones y la descripción de algunos de los elementos que forman parte de esta.

En la “FIGURA 3” se observa una vista del lateral de la estructura.

En la “FIGURA 4” se tiene una vista frontal de la estructura con sus respectivas dimensiones.

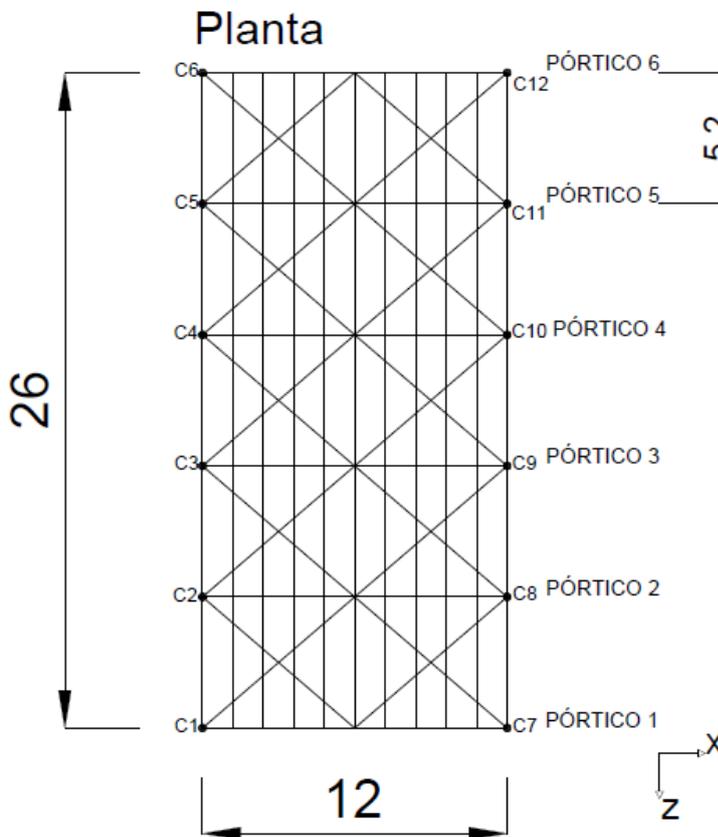


FIGURA 3-Vista en planta de la estructura

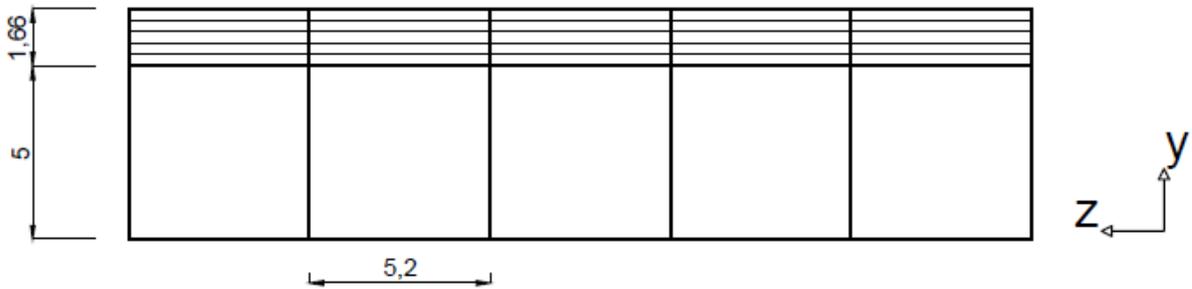


FIGURA 4-Vista lateral de la estructura

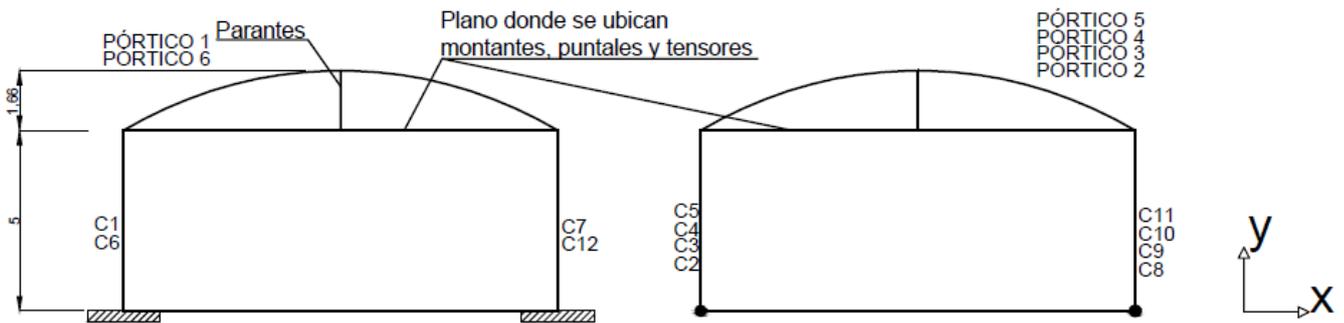


FIGURA 5-Vista frontal de la estructura

2.2-CARACTERISTICAS DE LOS ELEM. ESTRUCTURALES RELEVADOS

2.2.1-Columnas

Las columnas las cuales ya están construidas tienen una altura de 5m. Están hechas de fierros redondos. Los 4 fierros longitudinales tienen un $\varnothing 16$, y las diagonales tienen un $\varnothing 10$.

La sección de esta es rectangular. En un sentido barras longitudinales están ubicadas a una distancia de 28,4 cm entre si desde sus ejes baricéntricos, y en el otro sentido a una distancia de 18,4cm entre sí.

Una vez montada la estructura completa a estas columnas se les coloca un encofrado y se les cola un hormigón H20, por lo que pasa a actuar como una columna de H^oA^o. Con un revestimiento de 3cm, la dimensión de estas columnas es de 36cm x 26cm.

A continuación se muestran los planos detallados de las columnas:

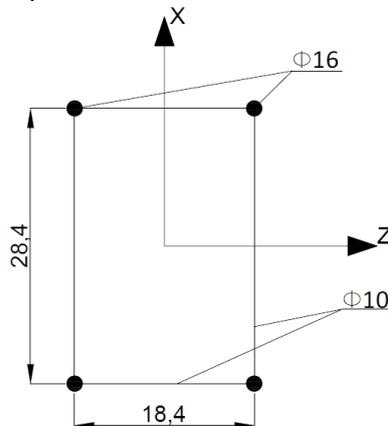


FIGURA 6-Seccion transversal de la columna (dimensiones relevadas)

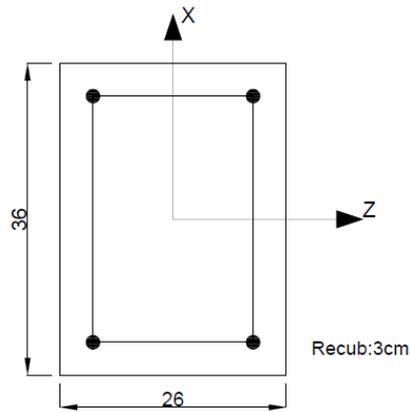


FIGURA 7- Sección transversal de la columna (dimensiones de la columna hormigonada)

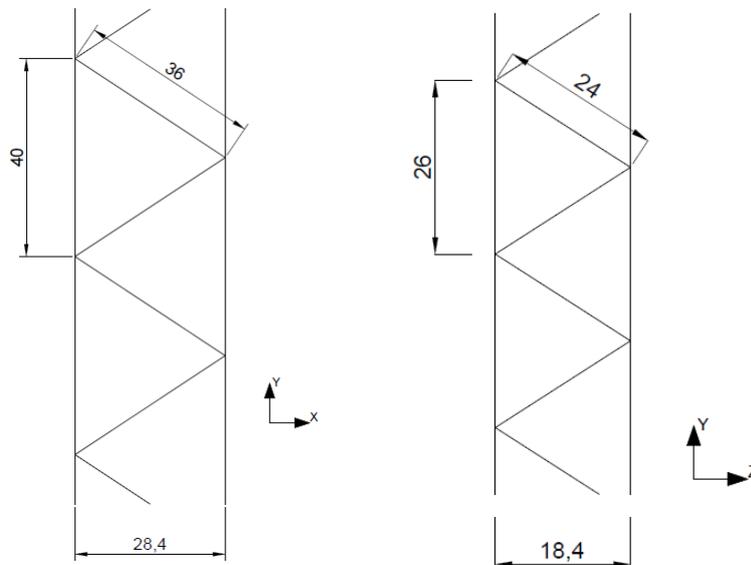


FIGURA 8- Vistas laterales de la columna (dimensiones relevadas)

2.2.2- Arcos

Los arcos están de hierros redondos, de un acero ADN 220.

Los 4 hierros longitudinales tienen un $\varnothing 16$, y las diagonales tienen un $\varnothing 10$.

La sección de esta es rectangular. En un sentido barras longitudinales están ubicadas a una distancia de 28,4 cm entre si desde sus ejes baricéntricos, y en el otro sentido a una distancia de 18,4cm entre sí.

A continuación se muestran los planos detallados de los arcos:

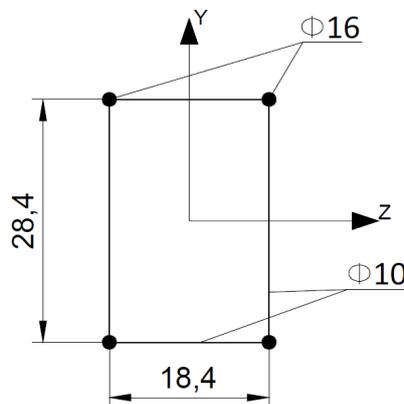


FIGURA 9- Sección transversal del arco

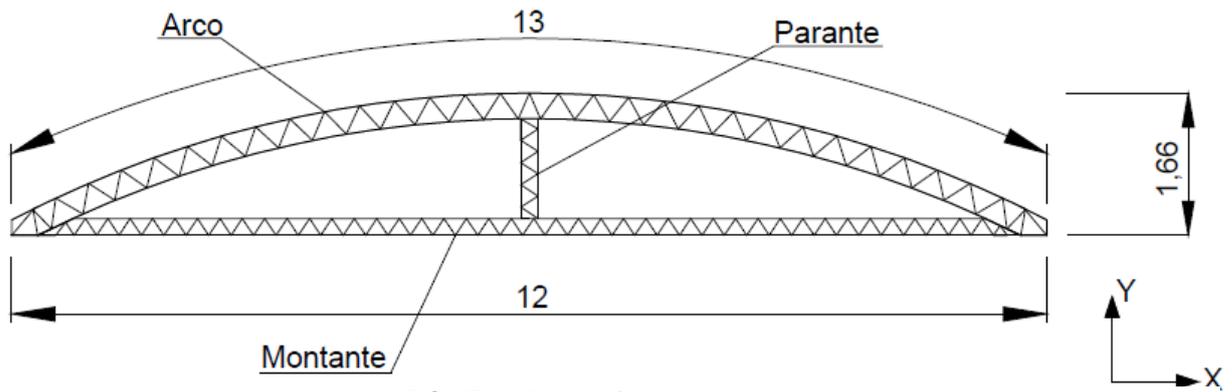


FIGURA 10-Vista frontal del arco

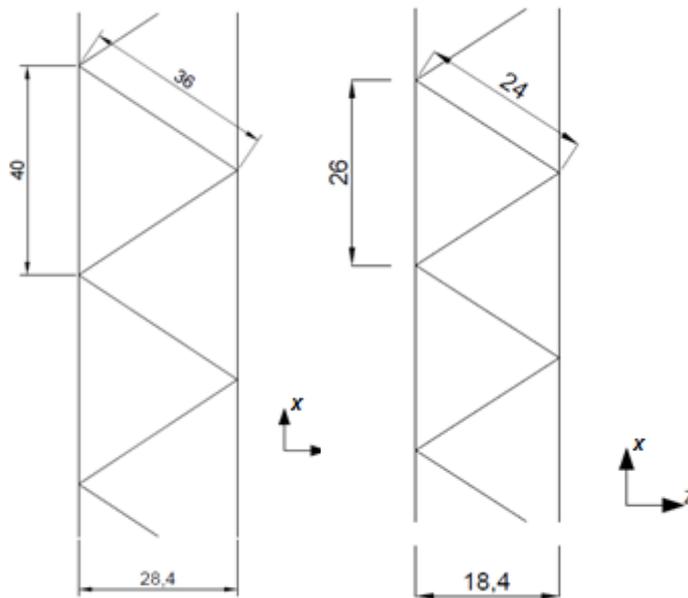


FIGURA 11-Vistas laterales, superior e inferior de los Arcos

2.2.3-Montantes, Puntales y Parantes

Estos elementos están contruidos de hierros redondos, de un acero ADN 220. Los 4 hierros longitudinales tienen un $\varnothing 16$, y las diagonales tienen un $\varnothing 10$. La sección de esta es cuadrada, con una distancia entre los ejes de las barras longitudinales de 18,4cm en ambos sentidos. Las barras longitudinales son $\varnothing 16$, y las barras diagonales $\varnothing 10$.

A continuación se muestran los planos detallados de los montantes, puntales y parantes:

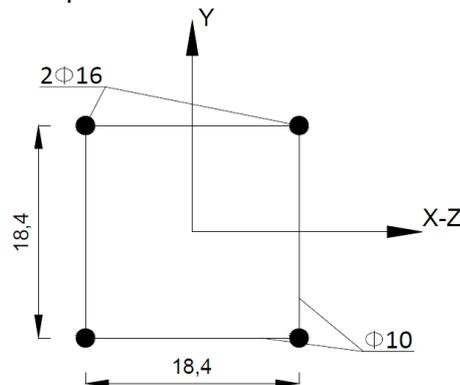


FIGURA 12-Sección transversal de los elementos

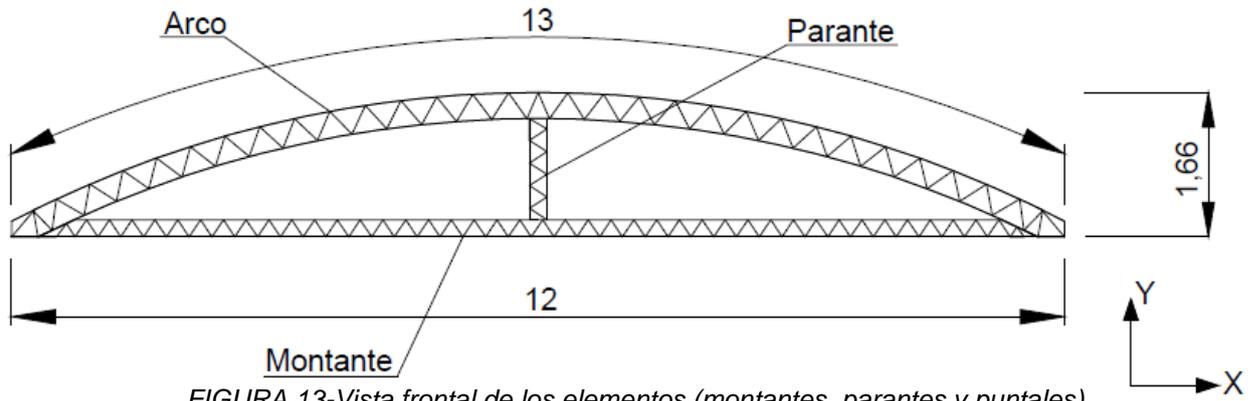


FIGURA 13-Vista frontal de los elementos (montantes, parantes y puntales)

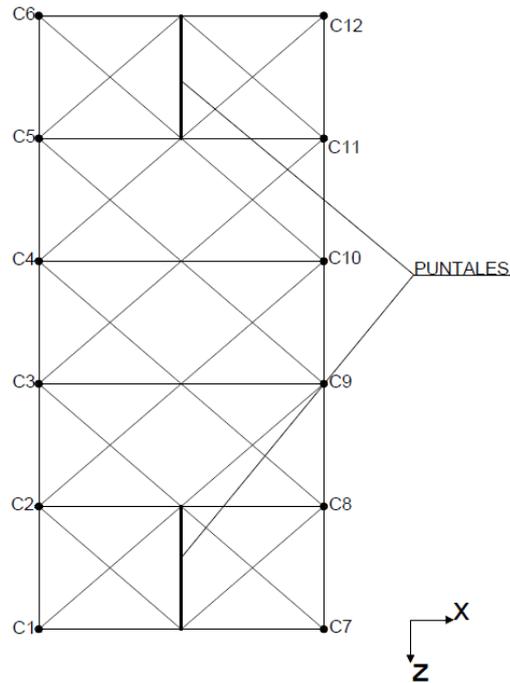


FIGURA 14-Vista en planta- Ubicación de los puntales

2.2.4-Tensores

Los tensores son hierros redondos de diámetro Ø20 de un acero ADN 220. A continuación se muestra el plano para mostrar donde están ubicados los tensores:

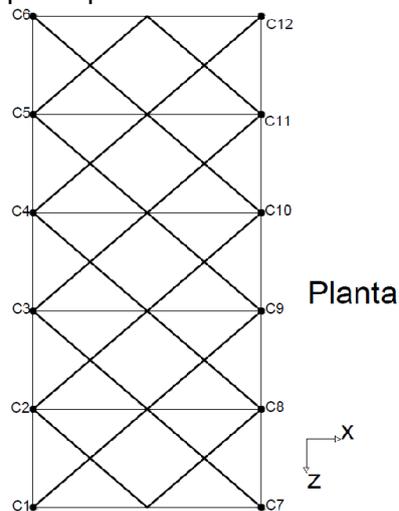


FIGURA 15-Vista en planta-Tensores con líneas de mayor espesor

CAPITULO 3: ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

3.1-ANALISIS DE CARGA DE LA ESTRUCTURA

3.1.1-Carga Permanente

Para calcular esta carga se utiliza el "CIRSOC 101-2005: Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras".

La cubierta es de "chapa acanalada de perfil ondulado de acero zincado de 1mm de espesor", material para cual el reglamento nos da un peso de **0,10 kN/m²**. Esta carga actúa en toda la cubierta parabólica de la estructura.

3.1.2-Sobrecarga

Para determinar la sobrecarga de esta estructura, la cual solo actúa en la cubierta se utiliza también el "CIRSOC 101-2005: Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras".

Para cubiertas curvas las sobrecargas se calculan con la siguiente expresión:

$$L_r = 0,96 * R_1 * R_2 \quad \text{siendo } 0,58 \leq L_r \leq 0,96$$

Siendo L_r sobrecarga de cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal en kN/m^2

-El factor de reducción R_1 se determina de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} R_1 &= 1 && \text{para } A_t \leq 19 \text{ m}^2 \\ R_1 &= 1,2 - 0,01076 A_t && \text{para } 19 \text{ m}^2 < A_t < 56 \text{ m}^2 \\ R_1 &= 0,6 && \text{para } A_t \geq 56 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Siendo A_t : Área Tributaria en metros cuadrados soportada por cualquier elemento estructural

-Y el factor R_2 se determina de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} R_2 &= 1 && \text{para } F \leq 4 \\ R_2 &= 1,2 - 0,05 F && \text{para } 4 < F < 12 \\ R_2 &= 0,6 && \text{para } F \geq 12 \end{aligned}$$

Siendo F =la relación altura-luz del tramo $\times 32$.

El área tributaria de la estructura es $A_t = 13\text{m} \times 26\text{m} = 338\text{m}^2$

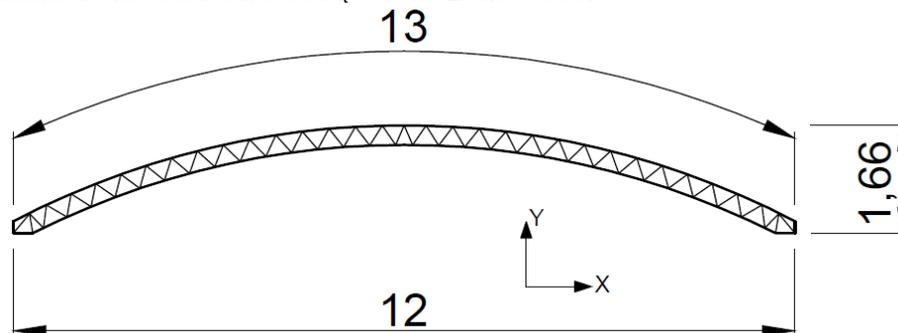


FIGURA 16-Vista frontal del arco

En función del área tributaria el factor de reducción R_1 se calcula de la siguiente manera:

$$R_1 = 0,6$$

$$F = (\text{Altura} * 32) / (\text{Luz del Tramo}) = (1,66 * 32) / (12) = 4,42$$

$$R_2 = 1,2 - 0,05 F = 1,2 - 0,05 * 4,42 = 0,979$$

$L_r = 0,96 * R_1 * R_2 = 0,96 * 0,6 * 0,979 = 0,57 \text{ kN/m}^2$ actúa en toda la superficie de la cubierta

3.1.3-Accion del viento

Para esto se utiliza el “Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones CIRSOC 102-2005”.

El análisis de viento se hace a través del “procedimiento analítico”, ya que la estructura no cumple con las condiciones para que se lo analice mediante el “procedimiento simplificado”.

Para que sea analizado mediante este procedimiento debe cumplir con las siguientes condiciones:

- El edificio debe ser de forma regular
- El edificio no debe poseer características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, desprendimiento de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo. Por su ubicación, tampoco deben merecer consideración especial los efectos de canalización o golpeteo en la estela debido a las obstrucciones a barlovento.

La estructura que se analiza cumple con las condiciones dadas, por lo que se aplica el “procedimiento analítico”.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO:

1- Se determina la “velocidad básica del viento V ” y el “factor de direccionalidad K_d ”:

La velocidad del viento se obtiene de la siguiente figura:

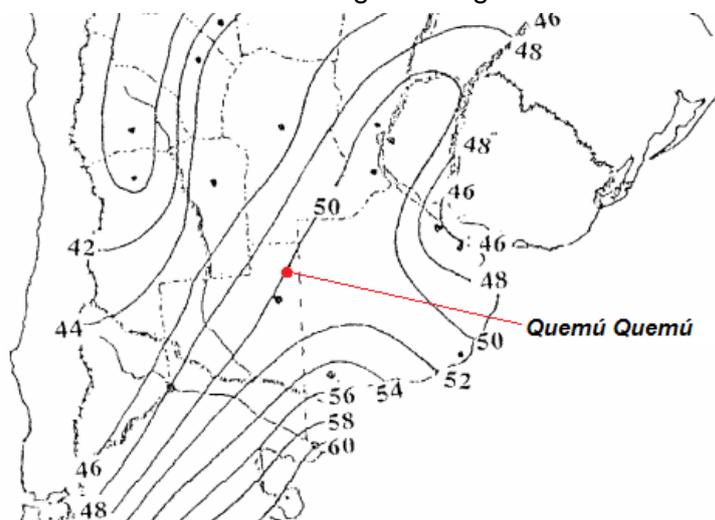


FIGURA 17-Mapa Republica Argentina-Se muestran las velocidades del viento en cada lugar

Según se ve en el mapa que proporciona el Reglamento la velocidad del viento es **V = 50 m/s**

Factor de direccionalidad: **K_d = 0,85** (cubierta abovedada)

2- Se determina el factor de importancia I:

Es una estructura que representa un bajo riesgo para la vida humana en caso de que falle (estructura agrícola)

Factor de importancia **I = 0,87**

3- Se determina para cada dirección de viento la categoría de exposición, y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z y K_h.

La categoría de exposición es C: estructura con una altura menor a 10 metros de altura en terreno agrícola.

K_h = 0,91 para Z = 6,21 Exposición C

$$K_z = 2,01(5/Z_g)^{2/\alpha}$$

$$\alpha = 9,5$$

$$Z_g = 274$$

$$K_z = 2,01(5/274)^{2/9,5} = 0,87$$

4- Se determina el factor topográfico K_{zt}

K_{zt} = 1 Terreno Plano

5- Se determina el "Factor de efecto de ráfaga G".

G = 0,85 Estructura Rígida

6- Se determina la clasificación de cerramientos

Es un "Edificio Cerrado" ya que no cumple con las condiciones de "abierto" o "parcialmente cerrado".

7- Se determina la "presión dinámica" q_z y q_h.

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad [N/m^2]$$

$$q_z = 0,613 * 0,87 * 1 * 0,85 * 50^2 * 0,87 = 985 \text{ N/m}^2$$

$$q_h = 0,613 * 0,91 * 1 * 0,85 * 50^2 * 0,87 = 1031 \text{ N/m}^2$$

8- Se determina los coeficientes de presión o fuerza

- "Coeficiente de presión interna GC_{pi}"

GC_{pi} = ±0,18 Edificio Cerrado

-“Coeficiente de presión externa”

A continuación se indican los coeficientes de presión externa de cada uno de los laterales de la estructura (son aquellos que están entre paréntesis). La flecha indica la dirección del viento.

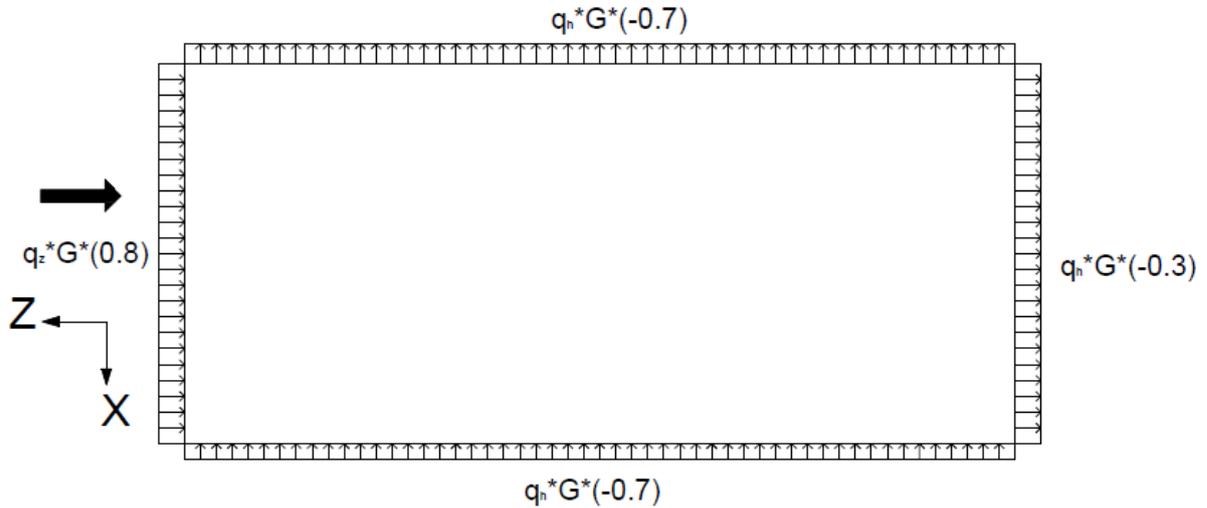


FIGURA 18-Vista en planta-Coeficientes de presión externa

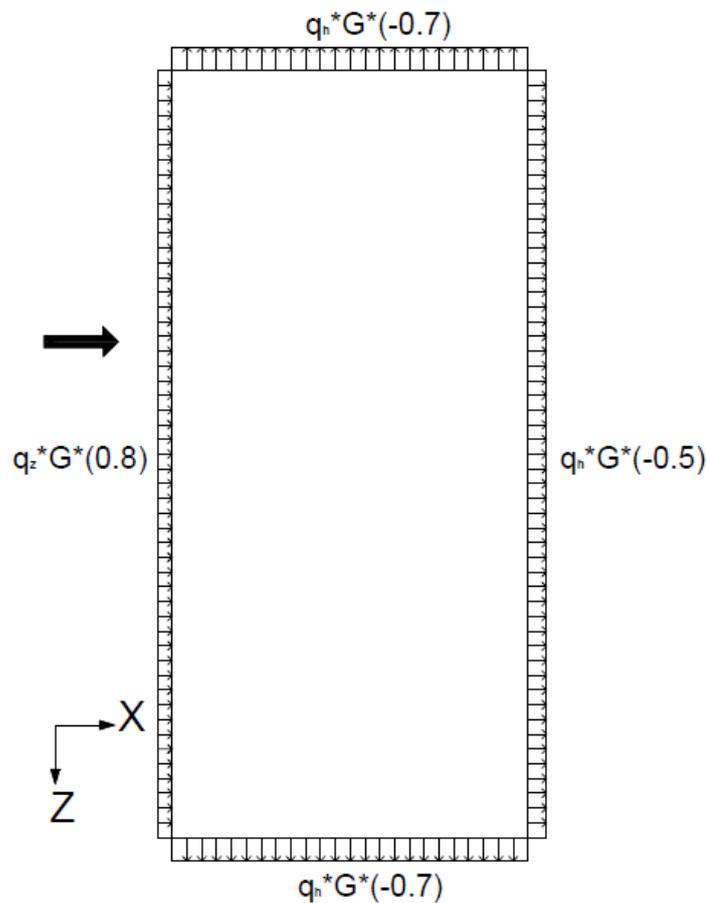


FIGURA 19-Vista en planta-Coeficientes de presión externa

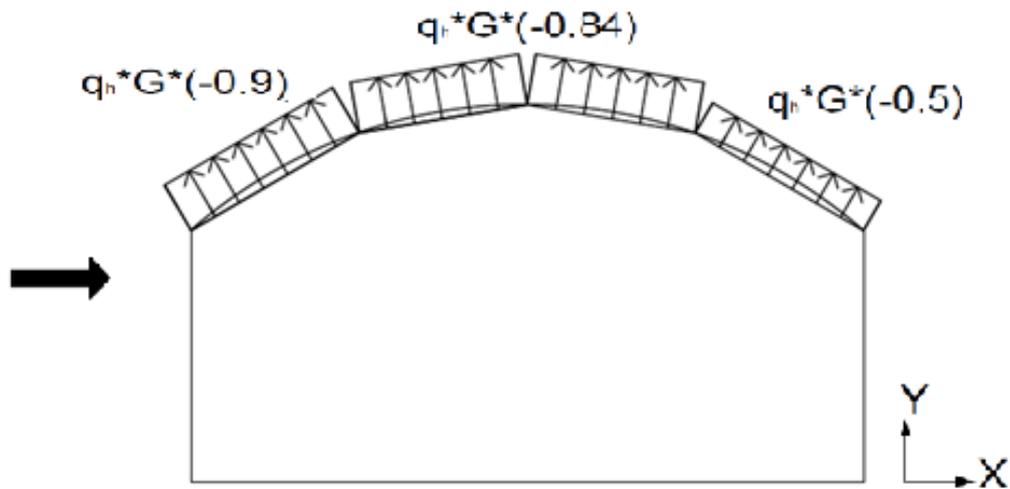


FIGURA 20-Vista en corte-Coeficientes de presión externa

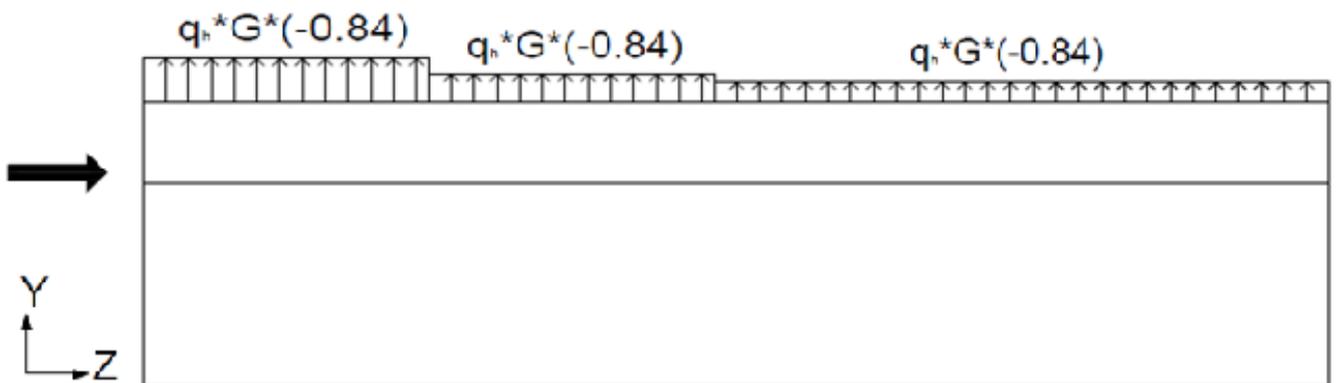


FIGURA 21-Vista en corte-Coeficientes de presión externa

9-Cargas resultantes en la estructura

$$P = q * G * C_p - q_h * (GC_{pi})$$

$$q_z = 985 \text{ N/m}^2$$

$$q_h = 1031 \text{ N/m}^2$$

$$P_i = q_h * (GC_{pi}) = \pm 185,6 \text{ N/m}^2$$

Viento NORMAL a la cumbrera

Superficie	q(N/m ²)	Cp	Presion neta en N/m ²	
			(+Gcpi)	(-Gcpi)
Pared a Barlovento	985	0,8	484,2	855,4
Pared a Sotavento	1031	-0,5	-623,775	-252,575
Paredes Laterales	1031	-0,7	-799,045	-427,845
Cubierta a Barlovento	1031	-0,9	-974,315	-603,115
Cubierta Central	1031	-0,84	-921,734	-550,534
Cubierta a Sotavento	1031	-0,5	-623,775	-252,575

-Presión interna Positiva

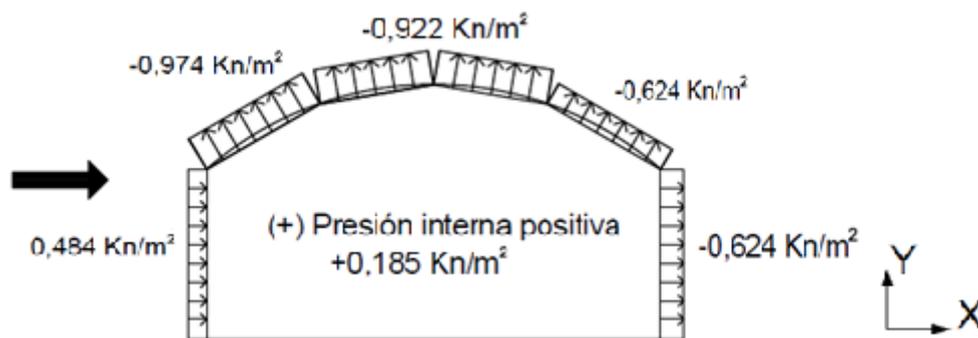


FIGURA 22-Vista en corte-Presiones de viento en la estructura

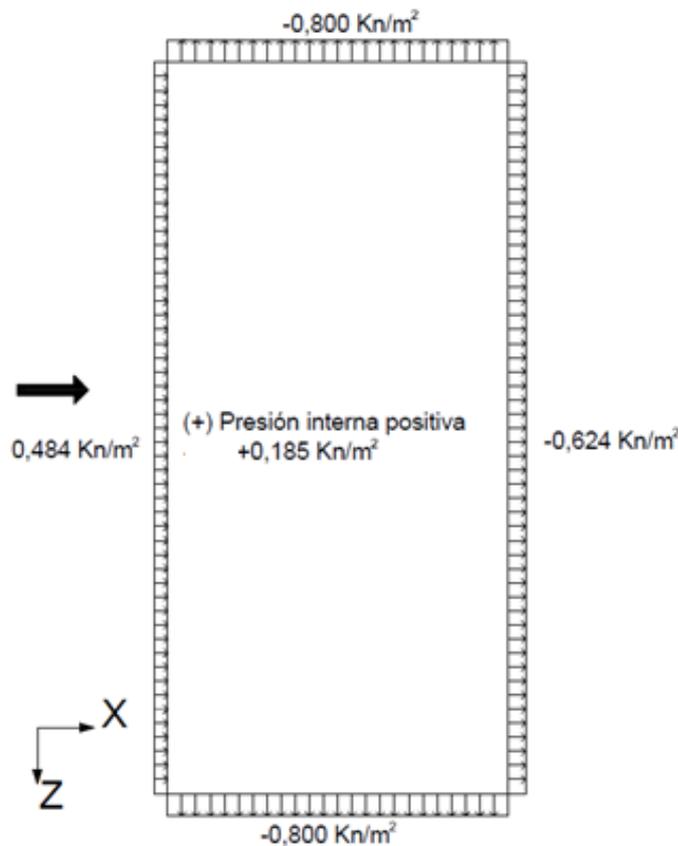


FIGURA 23-Vista en planta-Presiones de viento en la estructura

-Presión interna Negativa

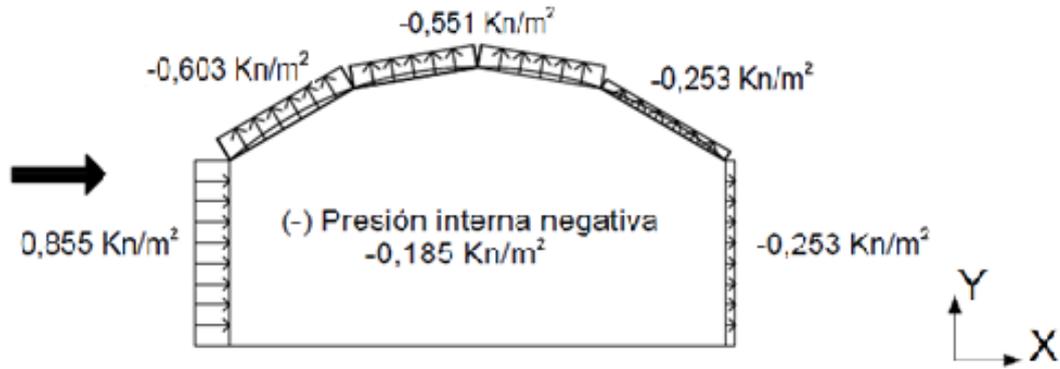


FIGURA 24-Vista en corte-Presiones de viento en la estructura

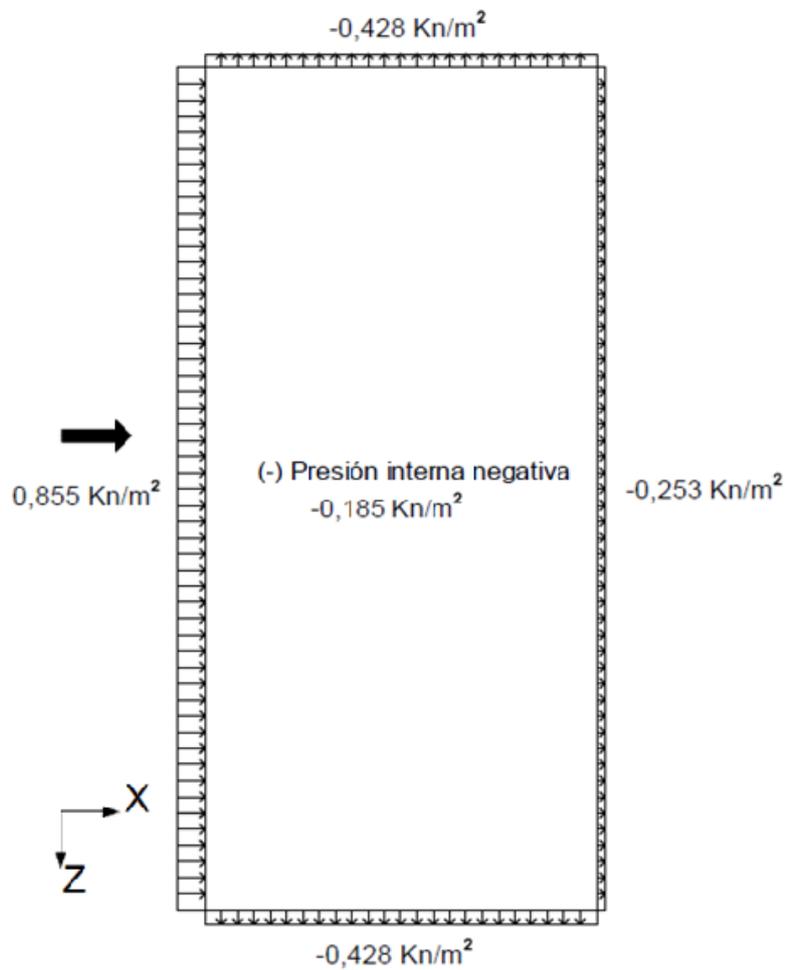


FIGURA 25-Vista en planta-Presiones de viento en la estructura

Viento PARALELO a la cumbrera

Superficie	q(N/m ²)	Cp	Presion neta en N/m ²	
			(+Gcpi)	(-Gcpi)
Pared a Barlovento	985	0,8	484,2	855,4
Pared a Sotavento	1031	-0,3	-448,505	-77,305
Paredes Laterales	1031	-0,7	-799,045	-427,845
Cubierta 0 a h	1031	-0,9	-974,315	-603,115
Cubierta h a 2h	1031	-0,5	-623,775	-252,575
Cubierta > 2h	1031	-0,3	-448,505	-77,305

-Presión interna Positiva

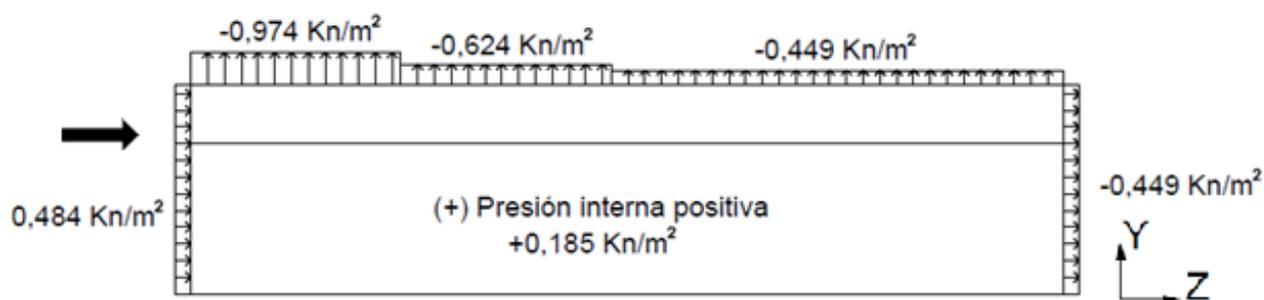


FIGURA 26-Vista en corte-Presiones de viento en la estructura

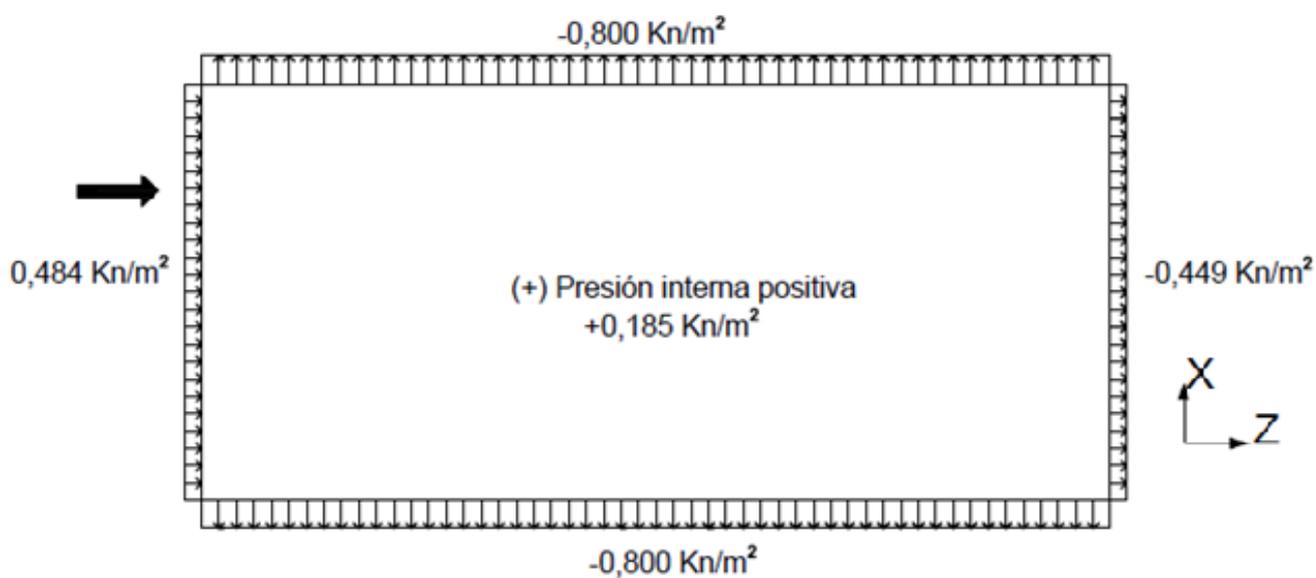


FIGURA 27-Vista en planta-Presiones de viento en la estructura

-Presión interna negativa

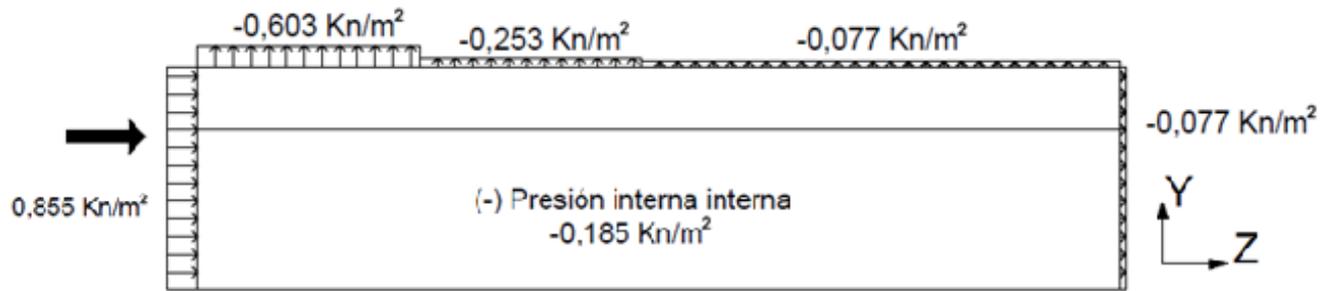


FIGURA 28-Vista en corte-Presiones de viento en la estructura

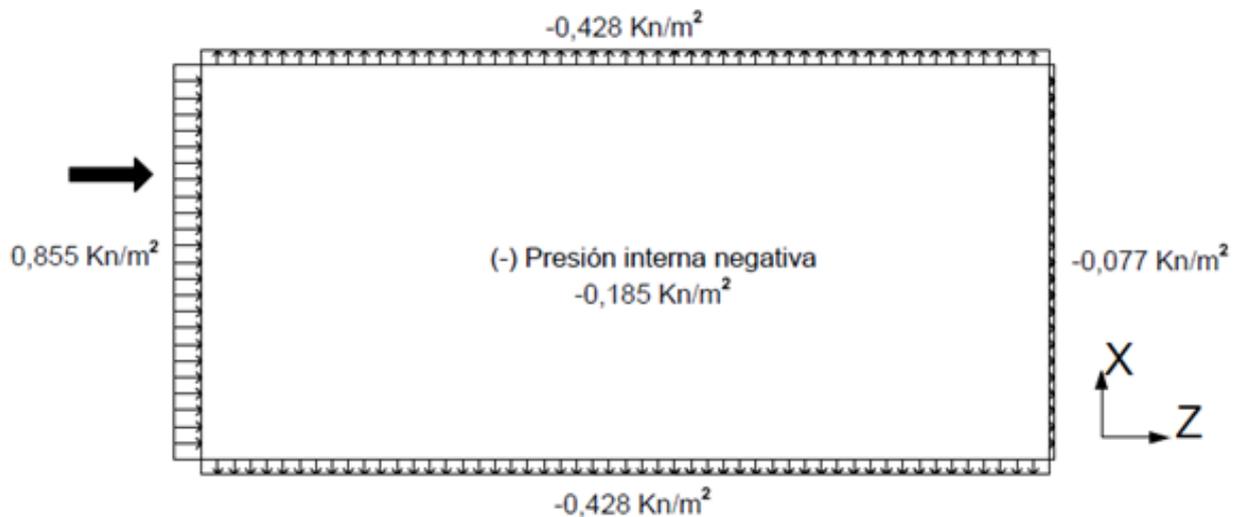


FIGURA 29-Vista en planta-Presiones de viento en la estructura

3.1.4-Carga Sísmica

Para el estudio de esta se utiliza el “Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Parte I Construcciones en General INPRES-CIRSOC 103”. La estructura analizada se encuentra en la “Zona Sísmica 0”. Es una estructura cuya falla no produce ningún evento catastrófico para la población, ni es de vital interés para la seguridad nacional. Además presenta planos verticales resistentes a fuerzas horizontales en las dos direcciones ortogonales, que a su vez conforman un mecanismo apto para resistir torsiones, sumando que no supera los 12 metros de altura.

Teniendo en cuenta todas estas características el Reglamento, nos permite no realizar el análisis sísmico de la estructura

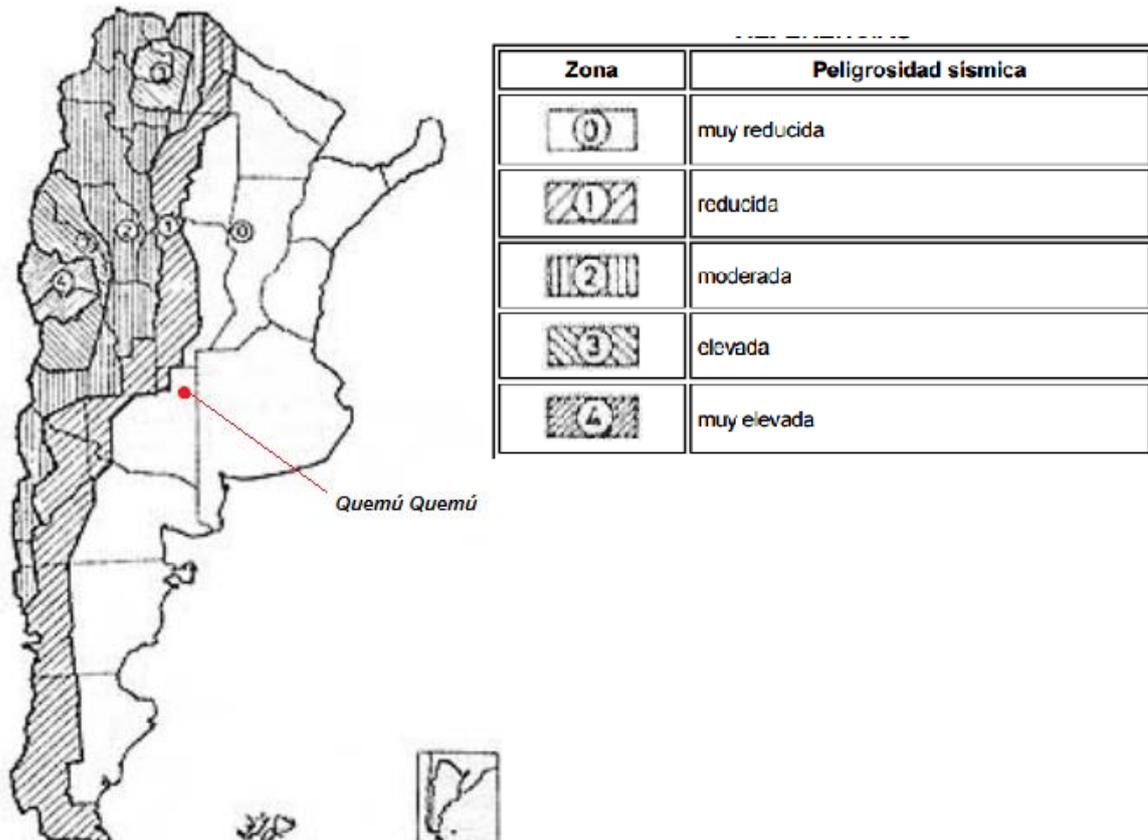


FIGURA 30-Mapa Republica Argentina- Zonificación Sísmica
(Ubicación de Quemú Quemú)

3.1.5-Carga por Hielo y Nieve

Se aplica lo dicho en el “Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones CIRSOC 104-2005”.

En cuanto a nieve la estructura que se analiza se encuentra en la “Zona 1”, en la cual se considera que la ocurrencia de nevadas en esta zona es altamente improbable, por lo que el reglamento no estipula que se la analice para esta carga.

En cuanto al análisis de carga por Hielo la estructura se encuentra en la “zona 3”, y a menos de 1000 metros de altura sobre el nivel del mar por lo que el “espesor de hielo” que da el Reglamento para estas condiciones es 0mm, por lo que no se efectúa este análisis

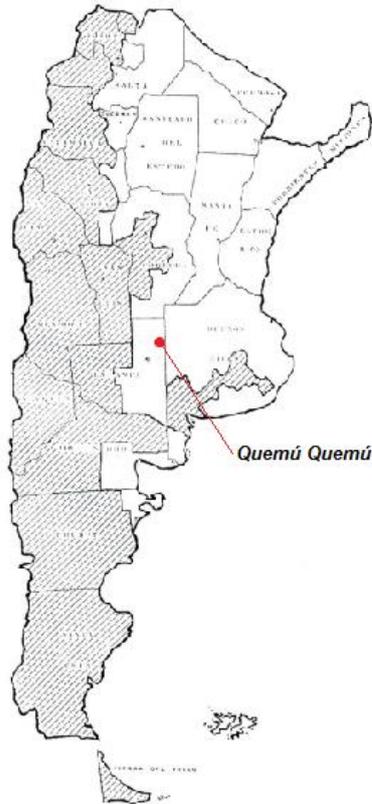


FIGURA 31-Mapa Republica Argentina- Distribución de las cargas de Nieve (Ubicación de Quemú Quemú)

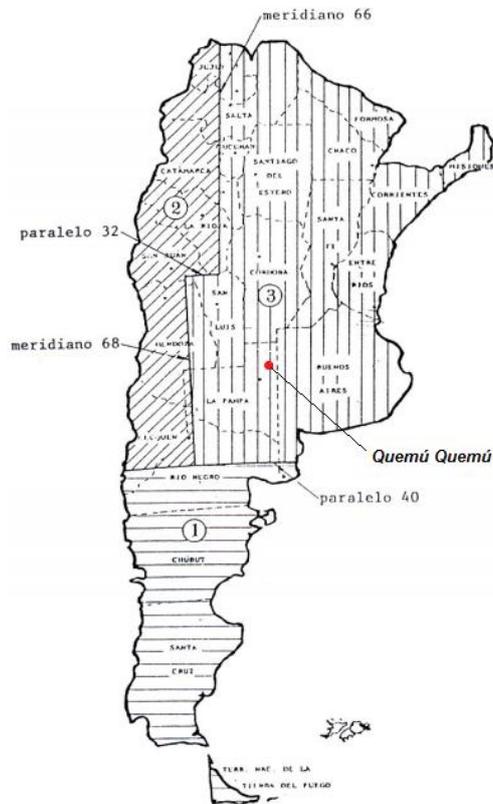


FIGURA 32-Mapa Republica Argentina- Distribución de las cargas de Hielo (Ubicación de Quemú Quemú)

3.1.6-Cargas debidas a la Variación de Temperatura

Para tener en cuenta estas variaciones se aplica lo dicho en el “Reglamento de Acción Térmica Climática sobre las Construcciones CIRSOC 107-1982”.

Se adopta un valor de 25°C, como valor de “Variación de Temperatura” la cual solo se aplica en los arcos.

Este valor corresponde a la “Variación Diaria de la Temperatura” que es adoptado según el Reglamento para la Republica Argentina.

3.1.7-Combinacion de cargas

Se utilizan las combinaciones de cargas dadas por el “Reglamento de Superposición de Acciones-Combinación de Estados de Carga CIRSOC 105-1982”.

Este dicta que se utilicen los siguientes estados de carga:

Combinaciones para Est. Limites Últimos	Comb. para Est de Servicio
1- 1,4 D	20- D + L
2- 1,2 D + 1,6 L	21- D + W(X+)
3- 1,2 D 1,6 T	22- D + W(X-)
4- 1,2 D + 0,8 W(X+)	23- D + W(Z+)
5- 1,2 D + 0,8 W(X-)	24- D + W(Z-)
6- 1,2 D + 0,8 W(Z+)	25- D + T
7- 1,2 D + 0,8 W(Z-)	26- D + 0,7 L + 0,7 W(X+)
8- 1,2 D + 1,6 W(X+) + 0,5 L	27- D + 0,7 L + 0,7 W(X-)
9- 1,2 D + 1,6 W(X-) + 0,5 L	28- D + 0,7 L + 0,7 W(Z+)
10- 1,2 D + 1,6 W(Z+) + 0,5 L	29- D + 0,7 L + 0,7 W(Z-)
11- 1,2 D + 1,6 W(Z-) + 0,5 L	30- D + 0,7 T + 0,7 W(X+)
12- 1,2 D + 1,6 W(X+) + 0,5 T	31- D + 0,7 T + 0,7 W(X-)
13- 1,2 D + 1,6 W(X-) + 0,5 T	32- D + 0,7 T + 0,7 W(Z+)
14- 1,2 D + 1,6 W(Z+) + 0,5 T	33- D + 0,7 T + 0,7 W(Z-)
15- 1,2 D + 1,6 W(Z-) + 0,5 T	34- D + 0,7 L + 0,7 T
16- 0,9 D + 1,6 W (X+)	35- D + 0,6 L + 0,6 T + 0,6 W(X+)
17- 0,9 D + 1,6 W (X-)	36- D + 0,6 L + 0,6 T + 0,6 W(X-)
18- 0,9 D + 1,6 W (Z+)	37- D + 0,6 L + 0,6 T + 0,6 W(Z+)
19- 0,9 D + 1,6 W (Z-)	38- D + 0,6 L + 0,6 T + 0,6 W(Z-)

Referencias:

-“D” la carga permanente;

- “L” la sobrecarga;

- “T” la carga térmica;

-“W(X+)” carga del viento en la dirección X con presión interna positiva;

-“W(X-)” carga del viento en la dirección X con presión interna negativa;

-“W(Z+)” carga del viento en la dirección Z con presión interna positiva;

-“W(Z-)” carga del viento en la dirección Z con presión interna negativa;

3.2-ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.2.1-Modelacion de la Estructura

La modelación se realiza de una manera que representa fielmente a la estructura real. La estructura real y las uniones entre barras se proyectan para que se comporten lo más parecido posible a lo supuesto. También deben serlo las secciones de los elementos, tanto en área, como en los respectivos momentos de inercia. Se deben respetar las características de los materiales usados.

Al tratarse de una estructura hiperestática, para obtener sus solicitaciones de diseño, se pueden utilizar algunos de los métodos del Análisis Estructural, como por ejemplo a el Método de las Fuerzas o el Método de los Desplazamientos, aunque en el caso de la estructura analizada en este informe la solicitaciones son obtenidas con ayuda del programa RAM advance 9.5, en el cual se diseña el modelo de la estructura, y este después de que realiza el análisis devuelve los valores de esfuerzos, deformaciones, etc.

Se realiza un análisis global elástico para estudiar el comportamiento de la estructura. También se efectúa un análisis de primer orden, es decir que las cargas actúan sobre la estructura sin deformar.

A continuación se muestran en imágenes algunas de las características de la estructura al modelarla:

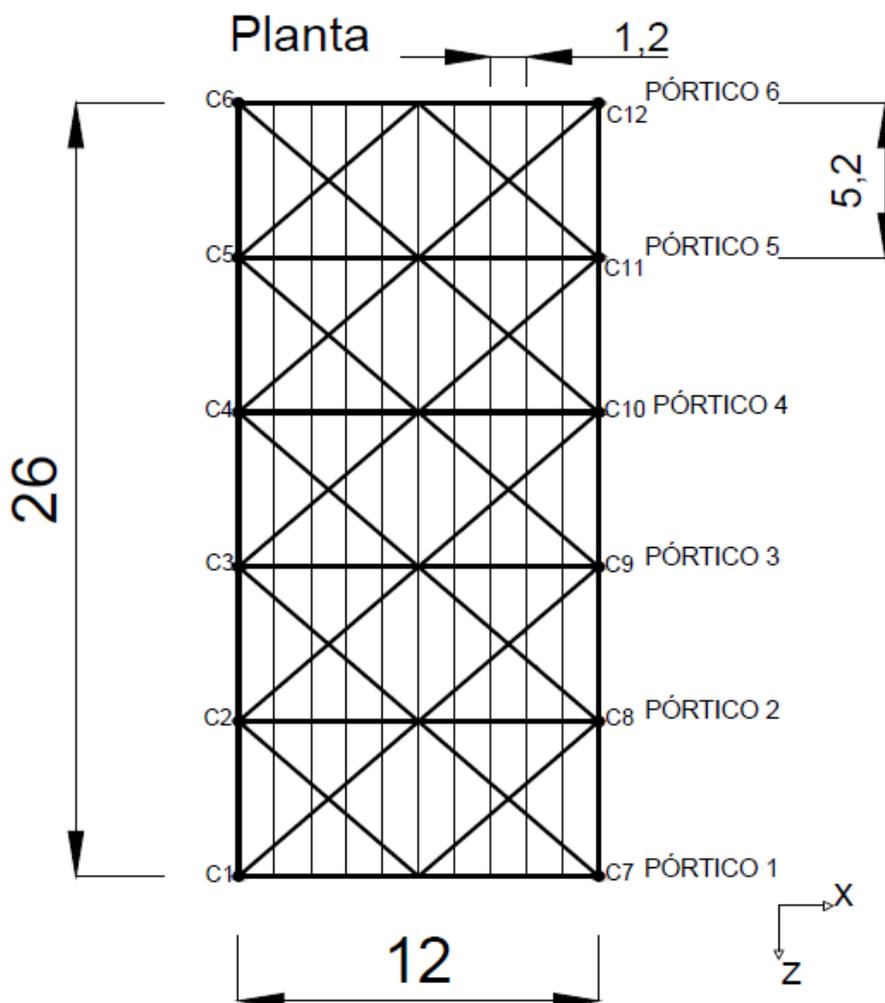


FIGURA 33-Vista en planta de la estructura con las referencias de sus pódicos.

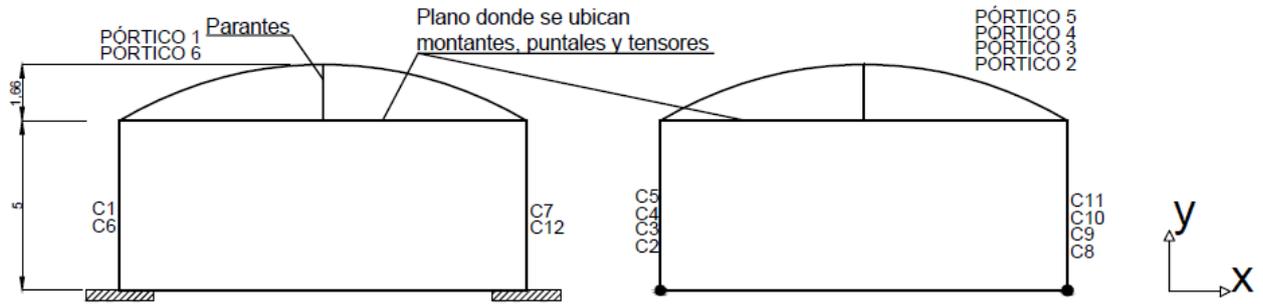


FIGURA 34-Vista frontal- Se evidencian las articulaciones en las bases de los pórticos supuestas para la modelación.

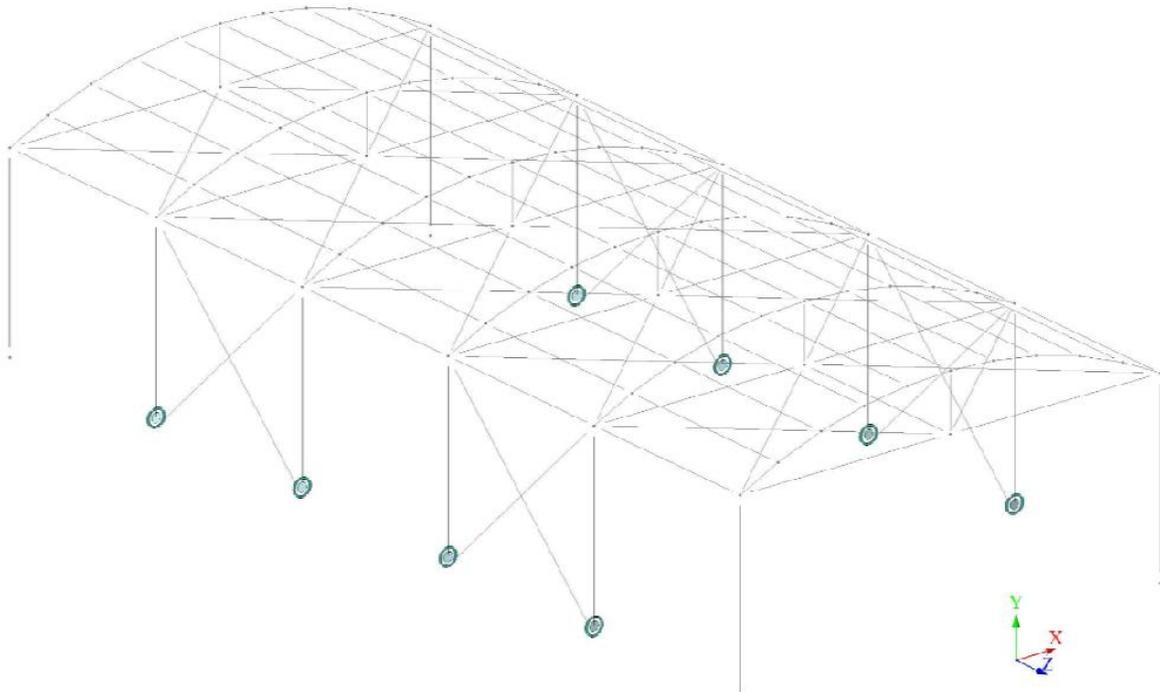


FIGURA 35-Imagen extraída del RAM Advance donde se muestra las articulaciones y empotramientos en la base de los pórticos.

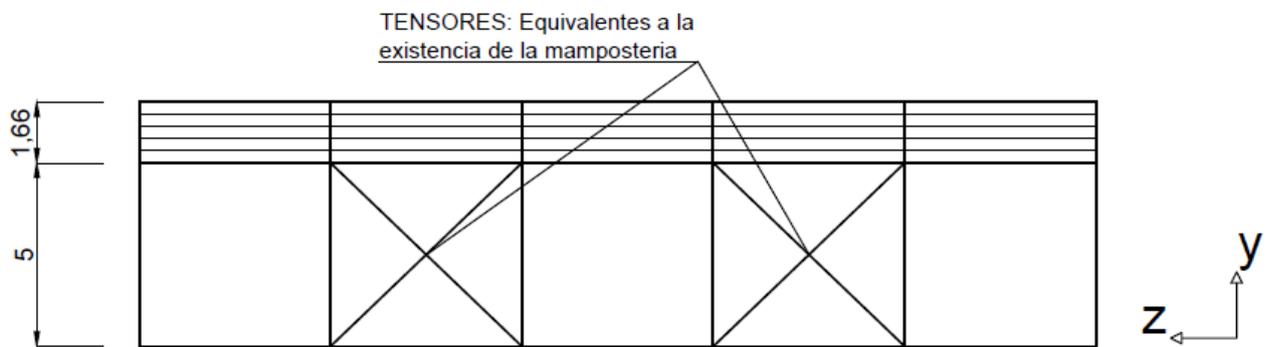


FIGURA 36-Vista lateral donde se muestran los tensores añadidos al modelo que simulan la existencia de la mampostería que están en la estructura real.

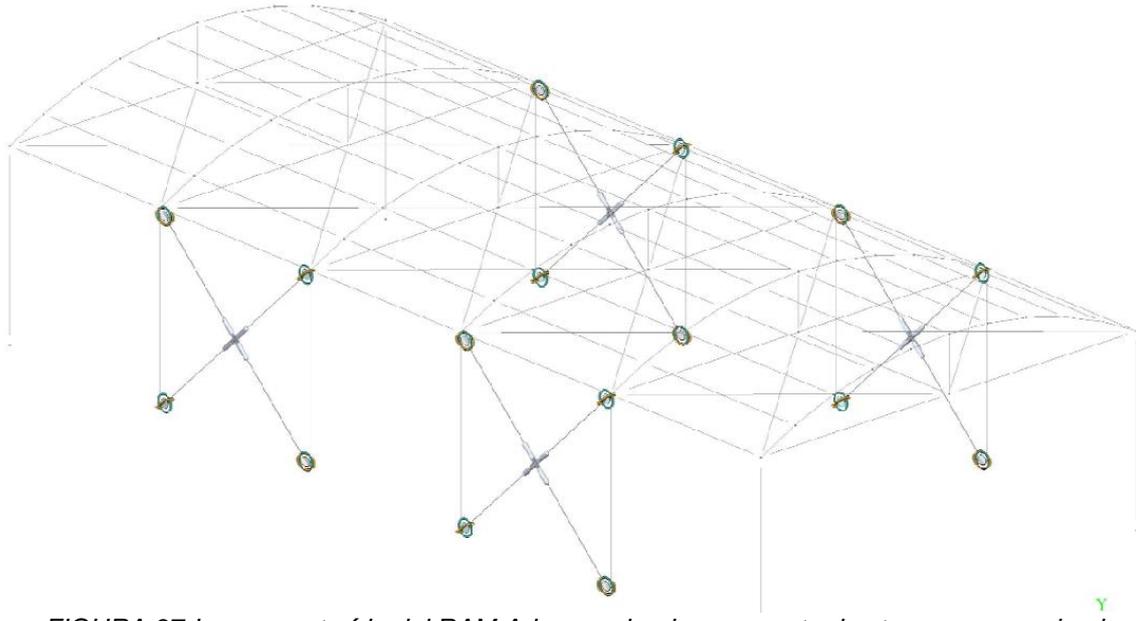


FIGURA 37-Imagen extraída del RAM Advance donde se muestra los tensores que simulan el comportamiento de la mampostería

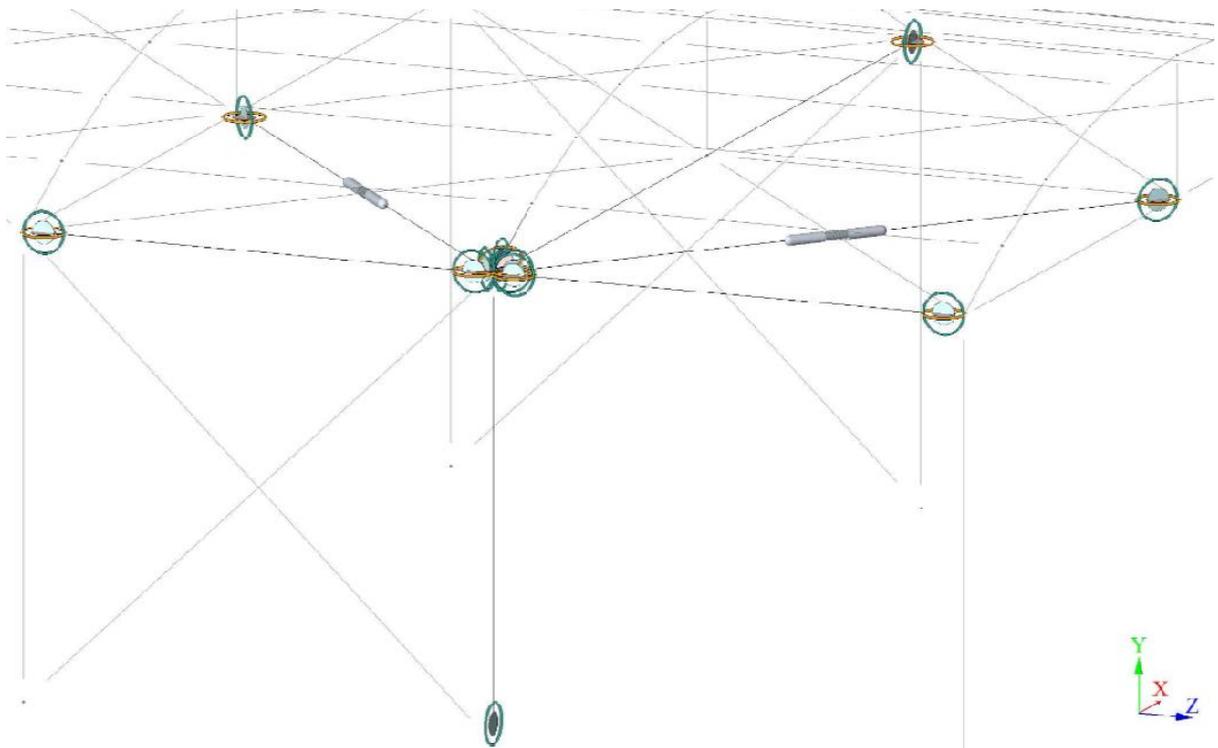


FIGURA 38-Imagen extraída del RAM Advance donde se muestra uno de los nudos de la estructura.

3.2.2-Consideraciones Particulares en este tipo de Estructura de Acero

- En este tipo de estructura hiperestática solo se permite el análisis lineal elástico, pues en estas estructuras con barras de sección circular no se pueden formar rotulas plásticas.
- No se puede realizar la redistribución de momentos en vigas continuas sobre apoyos o rígidamente unidas a columnas, pues en la casi totalidad de los casos de flexión los estados limites críticos son el pandeo local de las barras comprimidas o el pandeo lateral por lo que las barras no pueden deformarse en periodo plástico.
- Los efectos de segundo orden resultantes del desplazamiento lateral de los nudos de pórtico no arriostrados ya es considerado en la verificación de barras armadas sometidas a compresión combinadas con flexión, por lo que el momento flexor requerido M_u en barras armadas flexocomprimidas, uniones y barras unidas será el correspondiente al análisis de primer orden.
- En deformación de barras reticuladas adquiere importancia la producida por el esfuerzo de corte, que puede ser despreciada en los elementos de alma llena. Para tener en cuenta dicha deformación por corte puede considerarse para el análisis estructural un momento de inercia modificado I_m obtenido a partir de la esbeltez modificada de la barra armada λ_m . Ella se obtiene considerando la rigidez a corte de la celosía del alma en la rigidez a flexión de la barra. Por ello en el análisis de estructuras hiperestáticas la influencia de las deformaciones por corte en la rigidez de las barras se podrá considerar con la utilización del Momento de Inercia Modificado $I_m(\text{cm}^4)$ en reemplazo del Momento de Inercia I de la sección rígida, con respecto al mismo eje de pandeo o flexión. El momento de Inercia Modificado se calcula de la siguiente forma:

$$I_m = r_m^2 \cdot A_g \quad \text{siendo:}$$

$r_m = (k \cdot L) / \lambda_m$ Radio de giro modificado de la sección de la barra relativo al eje de pandeo
 k Factor de longitud efectiva de los elementos estructurales
 L Long. real de la barra no arriostrada lateralmente en la dirección de pandeo
 λ_m Esbeltez modificada de la barra armada
 A_g Área transversal bruta total de la barra armada

3.2.3- Momentos de Inercia Modificados de los Elementos Estructurales

Se calcular los distintos parámetros seccionales del arco, como lo son el área, radios de giro y los Momentos de Inercia Modificados correspondientes a cada eje, los cuales se usan al momento del análisis estructural:

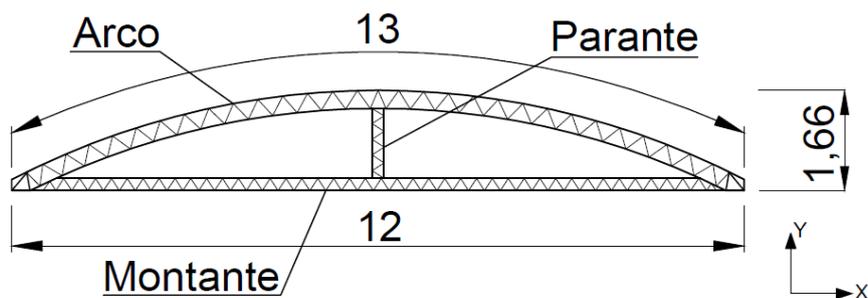


FIGURA 39-Vista frontal de los elementos estructurales

-Arcos:

La sección del está compuesta por 4 barras longitudinales de $\Phi 16$ y barras transversales de $\Phi 10$. En un sentido la distancia entre los ejes de las barras en 28,4cm y en el otro es 18,4cm.

Se muestra en la siguiente figura esta configuración geométrica:

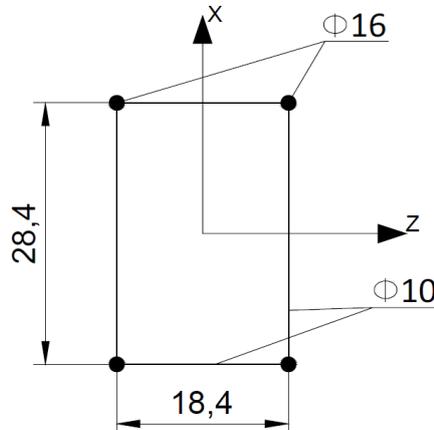


FIGURA 40-Corte- Sección de la columna

$$A_g = 4 \times A_{\Phi 16} = 4 \times 2,01 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$I_m = r_m^2 * A_g \text{ [cm}^4\text{]}$$

Momento de Inercia Modificado.

Siendo:

$$r_m = \frac{(k*L)}{\lambda_m} \text{ [cm]}$$

Radio de Giro Modificado

K

Factor de longitud efectiva

L [cm]

Longitud real de la barra no arriostrada lateralmente

λ_m

Esbeltez modificada de la barra armada

A_g [cm²]

Área transversal bruta total de la barra armada

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{(k*L)}{r}\right)_0^2 + \lambda_1^2}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_0 * A_d * a * h^2}}$$

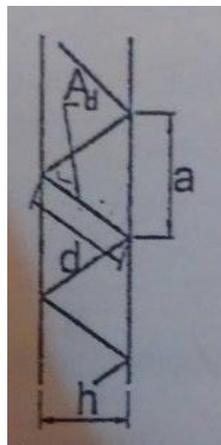


FIGURA 41-Esquema con las referencias que se utilizan en la ecuación de λ_1

-Alrededor del eje "Z"

$$r_z = h/2 = 28,4 \text{ cm}/2 = 14,2 \text{ cm}$$

$$F = 166 \text{ cm}$$

$$L = 650$$

$$F/L = 0,25 \text{ -----} \rightarrow K_z = 1,09$$

$$L_z = 650 \text{ cm}$$

$$K_z * L_z = 1,09 \times 650 \text{ cm} = 708,5 \text{ cm}$$

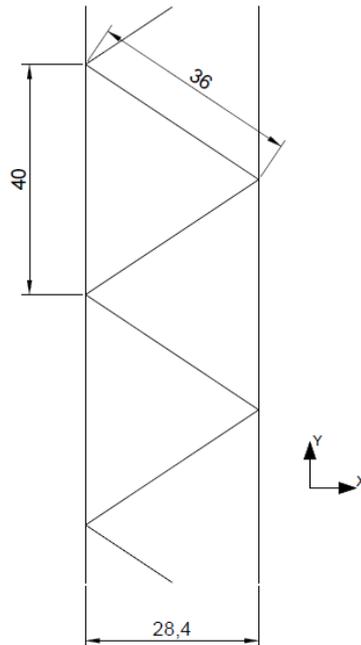


FIGURA 42-Vista de la cara lateral del arco

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$N_o = 2$$

$$A_d = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$h = 28,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1z} = \pi \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 36^3}{2 * 0,78 * 40 * 28,4^2}}$$

$$\lambda_{1z} = 12,12$$

$$\lambda_{mz} = \sqrt{\left(\frac{k_z * l_z}{r_z}\right)_0^2 + \lambda_{1z}^2} = \sqrt{\left(\frac{1,09 * 650}{14,2}\right)^2 + 12,12^2}$$

$$\lambda_{mz} = 51,34$$

$$r_{mz} = \frac{(k_z * l_z)}{\lambda_{mz}} = \frac{(1,09 * 650)}{51,34} = 13,80 \text{ cm}$$

$$I_{mz} = r_{mz}^2 * A_g = (13,80 \text{ cm})^2 * 8,04 \text{ cm}^2 = 1531,1 \text{ cm}^4$$

$$I_{mz} = 1531,1 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia Modificado alrededor de Z

-Alrededor del eje "X"

$$r_x = b/2 = 18,4 \text{ cm}/2 = 9,2 \text{ cm}$$

$$L_x = 1300 \text{ cm}$$

$$K_x = 1$$

$$K_x * L_x = 1 \times 1300 \text{ cm} = 1300 \text{ cm}$$

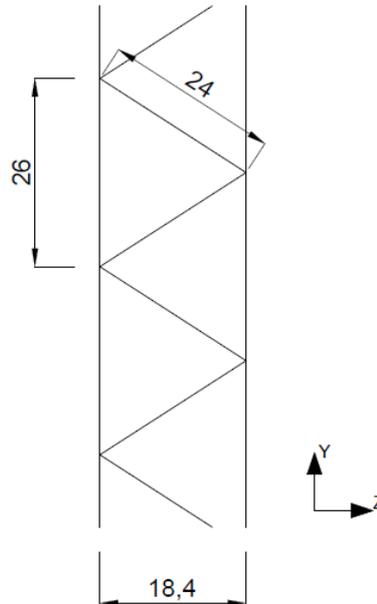


FIGURA 43-Vista de la cara superior del arco

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_d = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$d = 24 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm}$$

$$N_o = 2$$

$$h = 18,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1x} = \pi \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}}$$

$$\lambda_{1x} = 12,63$$

$$\lambda_{mx} = \sqrt{\left(\frac{k_x * l_x}{r_x}\right)_0^2} + \lambda_{1x}^2 = \sqrt{\left(\frac{1,00 * 1300}{9,2}\right)^2} + 12,63^2$$

$$\lambda_{mx} = 141,86$$

$$r_{mx} = \frac{(k_x * l_x)}{\lambda_{mx}} = \frac{(1,00 * 1300)}{141,86} = 9,17 \text{ cm}$$

$$I_{mx} = r_{mx}^2 * A_g = (9,17 \text{ cm})^2 * 8,04 \text{ cm}^2 = 676,1 \text{ cm}^4$$

$$I_{mx} = 676,1 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia Modificado alrededor de X

-Montante:

La sección es de forma cuadrada, con una distancia entre los ejes de las barras longitudinales de 18,4cm en ambos sentidos. Las barras longitudinales son $\varnothing 16$, y las barras diagonales $\varnothing 10$.

Se muestra en la siguiente figura esta configuración geométrica:

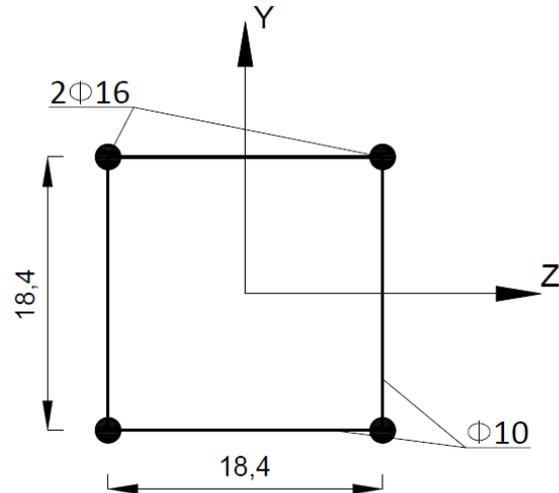


FIGURA 44-Sección transversal de las montantes

$$A_g = 4 \times A_{\varnothing 16} = 4 \times 2,01 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

-Alrededor del eje "Z"

$$r_z = b/2 = 18,4 \text{ cm}/2 = 9,2 \text{ cm}$$

$$L_z = 570 \text{ cm}$$

$$K_z = 1$$

$$K_z \cdot L_z = 1 \times 570 \text{ cm} = 570 \text{ cm}$$

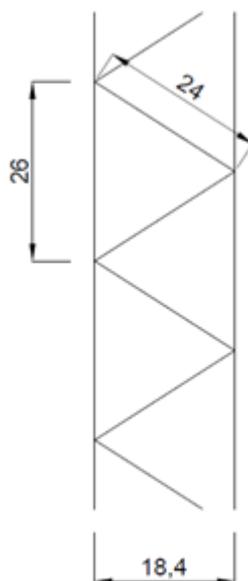


FIGURA 45-Vista de ambas caras laterales del montante

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2 \quad d = 24 \text{ cm} \quad N_o = 2$$

$$A_d = 0,78 \text{ cm}^2 \quad a = 26 \text{ cm} \quad h = 18,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1z} = \pi \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}}$$

$$\lambda_{1z} = 12,63$$

$$\lambda_{mz} = \sqrt{\left(\frac{k_z * l_z}{r_z}\right)_0^2 + \lambda_{1z}^2} = \sqrt{\left(\frac{1,00 * 570}{9,2}\right)^2 + 12,63^2}$$

$$\lambda_{mx} = 63,23$$

$$r_{mz} = \frac{(k_z * l_z)}{\lambda_{mz}} = \frac{(1,00 * 570)}{63,23} = 9,01 \text{ cm}$$

$$I_{mz} = r_{mz}^2 * A_g = (9,01 \text{ cm})^2 * 8,04 \text{ cm}^2 = 652,69 \text{ cm}^4$$

$$I_{mz} = 652,69 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia Modificado alrededor de Z

-Alrededor del eje "Y"

$$r_y = b/2 = 18,4 \text{ cm}/2 = 9,2 \text{ cm}$$

$$L_y = 570 \text{ cm}$$

$$K_y = 1$$

$$K_y * L_y = 1 * 570 \text{ cm} = 570 \text{ cm}$$

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2 \quad d = 24 \text{ cm} \quad N_o = 2$$

$$A_d = 0,78 \text{ cm}^2 \quad a = 26 \text{ cm} \quad h = 18,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1y} = \pi \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}}$$

$$\lambda_{1y} = 12,63$$

$$\lambda_{my} = \sqrt{\left(\frac{k_y * l_y}{r_y}\right)_0^2 + \lambda_{1y}^2} = \sqrt{\left(\frac{1,00 * 570}{9,2}\right)^2 + 12,63^2}$$

$$\lambda_{mx} = 63,23$$

$$r_{my} = \frac{(k_y * l_y)}{\lambda_{my}} = \frac{(1,00 * 570)}{63,23} = 9,01 \text{ cm}$$

$$I_{my} = r_{my}^2 * A_g = (9,01 \text{ cm})^2 * 8,04 \text{ cm}^2 = 652,69 \text{ cm}^4$$

$$I_{my} = 652,69 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia Modificado alrededor de Y

-Parante:

La sección es de forma cuadrada, con una distancia entre los ejes de las barras longitudinales de 18,4cm en ambos sentidos. Las barras longitudinales son $\varnothing 16$, y las barras diagonales $\varnothing 10$.

Se muestra en la siguiente figura esta configuración geométrica:

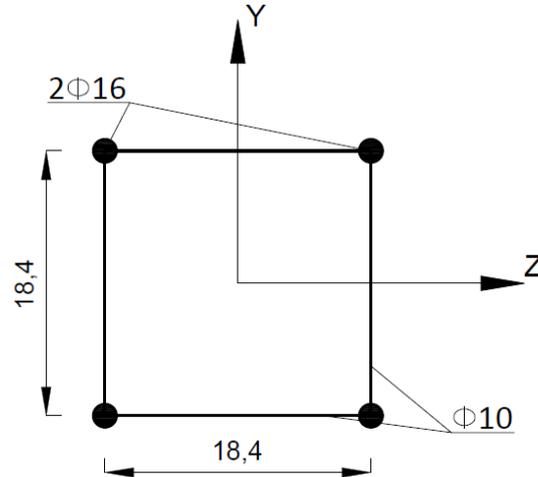


FIGURA 46-Seccion transversal del parante

$$A_g = 4 \times A_{\varnothing 16} = 4 \times 2,01 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

-Alrededor del eje "Z"

$$r_z = b/2 = 18,4 \text{ cm}/2 = 9,2 \text{ cm}$$

$$L_z = 116 \text{ cm}$$

$$K_z = 1$$

$$K_z * L_z = 1 \times 116 \text{ cm} = 116 \text{ cm}$$

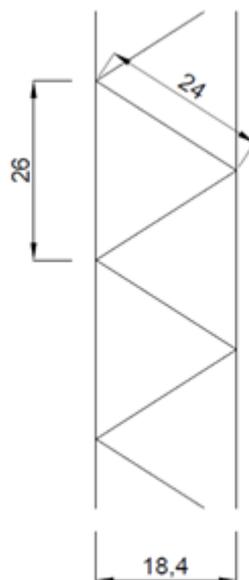


FIGURA 47-Vista de ambas caras laterales del parante

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2 \quad d = 24 \text{ cm} \quad N_o = 2$$

$$A_d = 0,78 \text{ cm}^2 \quad a = 26 \text{ cm} \quad h = 18,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1z} = \pi \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}}$$

$$\lambda_{1z} = 12,63$$

$$\lambda_{mz} = \sqrt{\left(\frac{k_z * l_z}{r_z}\right)_0^2 + \lambda_{1z}^2} = \sqrt{\left(\frac{1,00 * 116}{9,2}\right)^2 + 12,63^2}$$

$$\lambda_{mx} = 17,84$$

$$r_{mz} = \frac{(k_z * l_z)}{\lambda_{mz}} = \frac{(1,00 * 116)}{17,84} = 6,50 \text{ cm}$$

$$I_{mz} = r_{mz}^2 * A_g = (6,50 \text{ cm})^2 * 8,04 \text{ cm}^2 = 339,7 \text{ cm}^4$$

$$I_{mz} = 339,7 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia Modificado alrededor de Z

-Alrededor del eje "X"

$$R_x = b/2 = 18,4 \text{ cm}/2 = 9,2 \text{ cm}$$

$$L_x = 116 \text{ cm}$$

$$K_x = 1$$

$$K_x * L_x = 1 * 116 \text{ cm} = 116 \text{ cm}$$

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2 \quad d = 24 \text{ cm} \quad N_o = 2$$

$$A_d = 0,78 \text{ cm}^2 \quad a = 26 \text{ cm} \quad h = 18,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1x} = \pi \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}}$$

$$\lambda_{1x} = 12,63$$

$$\lambda_{mx} = \sqrt{\left(\frac{k_x * l_x}{r_x}\right)_0^2 + \lambda_{1x}^2} = \sqrt{\left(\frac{1,00 * 116}{9,2}\right)^2 + 12,63^2}$$

$$\lambda_{mx} = 17,84$$

$$r_{mx} = \frac{(k_x * l_x)}{\lambda_{mx}} = \frac{(1,00 * 116)}{17,84} = 6,50 \text{ cm}$$

$$I_{mx} = r_{mx}^2 * A_g = (6,50 \text{ cm})^2 * 8,04 \text{ cm}^2 = 339,7 \text{ cm}^4$$

$$I_{mx} = 339,7 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia Modificado alrededor de X

-Puntal:

La sección es de forma cuadrada, con una distancia entre los ejes de las barras longitudinales de 18,4cm en ambos sentidos. Las barras longitudinales son $\varnothing 16$, y las barras diagonales $\varnothing 10$.

Se muestra en la siguiente figura esta configuración geométrica:

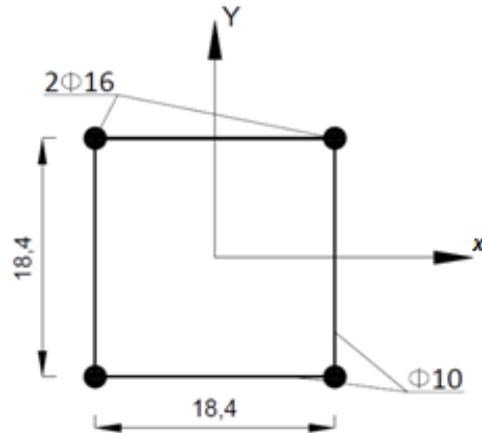


FIGURA 48-Sección transversal del puntal

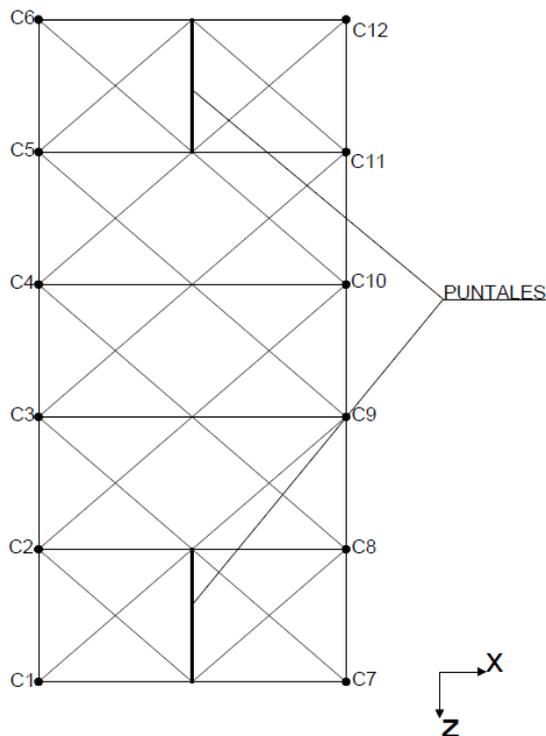


FIGURA 49-Vista en planta-Ubicación de los puntales

$$A_g = 4 \times A_{\varnothing 16} = 4 \times 2,01 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

-Alrededor del eje "X"

$$R_x = b/2 = 18,4 \text{ cm}/2 = 9,2 \text{ cm}$$

$$L_x = 500 \text{ cm}$$

$$K_x = 1$$

$$K_x \cdot L_x = 1 \times 500 \text{ cm} = 500 \text{ cm}$$

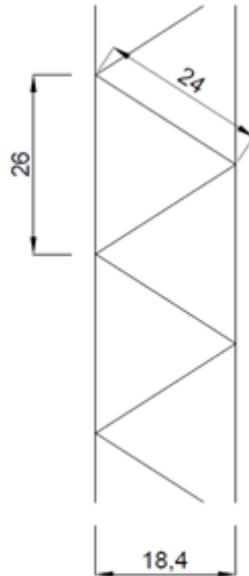


FIGURA 50-Vista de ambas caras laterales del puntal

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2 \quad d = 24 \text{ cm} \quad N_o = 2$$

$$A_d = 0,78 \text{ cm}^2 \quad a = 26 \text{ cm} \quad h = 18,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1x} = \pi \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}}$$

$$\lambda_{1x} = 12,63$$

$$\lambda_{mx} = \sqrt{\left(\frac{k_x * l_x}{r_x}\right)_0^2 + \lambda_{1x}^2} = \sqrt{\left(\frac{1,00 * 500}{9,2}\right)^2 + 12,63^2}$$

$$\lambda_{mx} = 55,80$$

$$r_{mx} = \frac{(k_x * l_x)}{\lambda_{mx}} = \frac{(1,00 * 500)}{55,80} = 8,96 \text{ cm}$$

$$I_{mx} = r_{mx}^2 * A_g = (8,96 \text{ cm})^2 * 8,04 \text{ cm}^2 = 645,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{mx} = 645,5 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia Modificado alrededor de X

-Alrededor del eje "Y"

$$R_y = b/2 = 18,4 \text{ cm}/2 = 9,2 \text{ cm}$$

$$L_y = 500 \text{ cm}$$

$$K_y = 1$$

$$K_y * L_y = 1 * 500 \text{ cm} = 500 \text{ cm}$$

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2 \quad d = 24 \text{ cm} \quad N_o = 2$$

$$A_d = 0,78 \text{ cm}^2 \quad a = 26 \text{ cm} \quad h = 18,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1y} = \pi \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}}$$

$$\lambda_{1y} = 12,63$$

$$\lambda_{my} = \sqrt{\left(\frac{k_y * l_y}{r_y}\right)_0^2 + \lambda_{1y}^2} = \sqrt{\left(\frac{1,00 * 500}{9,2}\right)^2 + 12,63^2}$$

$$\lambda_{my} = 55,80$$

$$r_{my} = \frac{(k_y * l_y)}{\lambda_{my}} = \frac{(1,00 * 500)}{55,80} = 8,96cm$$

$$I_{my} = r_{my}^2 * A_g = (8,96cm)^2 * 8,04cm^2 = 645,5cm^4$$

$$I_{my} = 645,5cm^4$$

Momento de Inercia Modificado alrededor de Y

3.2.3- Calculo de Excentricidad en los Nudos

En las barras armadas reticuladas se pueden producir momentos flectores secundarios en los cordones y diagonales por alguna de de las siguientes causas:

- Excentricidad resultante de que los ejes de las barras concurrentes al nudo no se corten en un punto;
- Hiperestaticidad interior del reticulado;
- Curvatura de plegado de diagonales y montantes.

En general los momentos secundarios resultantes de la hiperestaticidad interior del reticulado y del plegado de diagonales pueden despreciarse en las estructuras dentro de los límites de deformaciones admisibles en servicio.

Los momentos flectores secundarios en las barras, resultantes de que los ejes de las mismas no se corten en un punto, se pueden determinar aproximadamente con las especificaciones siguientes:

El diámetro interior de doblado d_i para este caso, en el que el acero tiene un $F_y=220$ MPa, y el diámetro de las barras es $d_D=10$ mm, debe ser $d_i \geq 2,5d_D$.

En la siguiente figura se ve un esquema de una barra armada reticulada con sus distintos elementos referenciados:

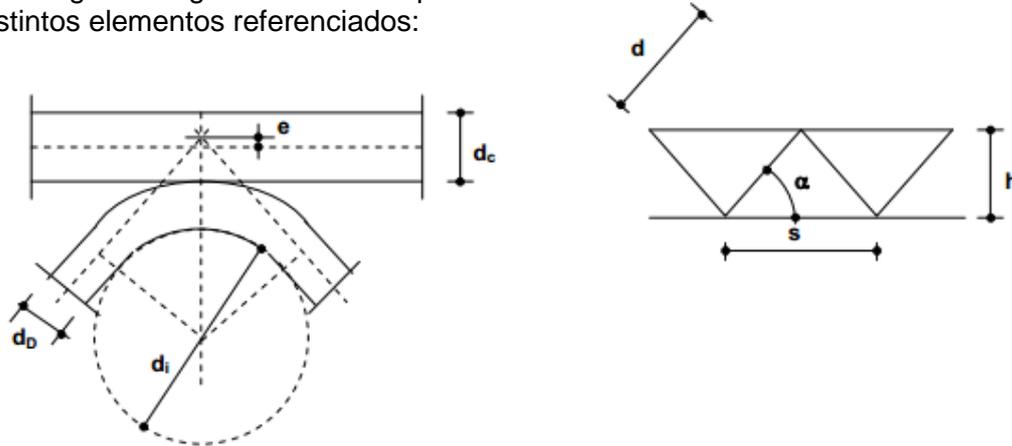


FIGURA 51-Esquema de una barra armada reticulada

Para lograr el centrado de los ejes de las diagonales y el cordón ($e=0$) el diámetro interior de doblado de las diagonales “ d_{10} ” debe ser:

$$d_{10} = \frac{d_c * \cos \alpha + d_D(2 \cos \alpha - 1)}{1 - \cos \alpha}$$

Cuando esto no se cumple existe una excentricidad “ e ” la cual se calcula de la siguiente forma:

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2 \cos \alpha} - (0,5d_c + d_D + 0,5d_i)$$

Una vez que se obtiene esta excentricidad, se calcula el Momento Flector Secundario en el nudo “ M_s ”(kNm) que este genera en la sección de la barra con el Esfuerzo de Corte “ V_u ”(kN)

$$M_s = \frac{V_u * s * e}{h} (10^{-2})$$

Calculado “ M_s ” los momentos flectores resultantes en las barras que concurren al nudo son:

$$M_C = \frac{0,5}{1 + \left(\frac{d_D}{d_C}\right)^4 * \frac{s}{d}} * M_s$$

$$M_D = \frac{0,5}{1 + \left(\frac{d_C}{d_D}\right)^4 * \frac{d}{s}} * M_s$$

Siendo M_C y M_D , el momento en el cordón y el momento en la diagonal respectivamente.

A continuación se analiza si el diámetro de doblado de las diagonales cumple con el diámetro D_{10} , o si se debe calcular su excentricidad para obtener los Momentos Flectores Secundarios.

Se analiza esto para las caras laterales de 18,4cm de ancho y para las caras laterales de 28,4cm de las barras armadas reticuladas.

-Cara lateral de 18,4cm:



FIGURA 52-Foto barra armada reticulada de 18,4cm x 18,4cm

$$d_D=10\text{mm} \quad d_C=16\text{mm} \quad \alpha=54^\circ$$

$$h=18,4\text{cm} \quad s=26\text{cm} \quad d=24\text{cm}$$

$$d_i=21,18\text{mm}$$

$$d_{10} = \frac{16 * \cos 54 + 10(2 \cos 54 - 1)}{1 - \cos 54}$$

$$d_{10}=27,07\text{mm}$$

$$d_{10}= 27,07\text{mm} > d_i=21,18\text{mm}$$

Hay excentricidad en el nudo

$$e = \frac{(21,18 + 10)}{2 \cos 54} - (0,5 * 16 + 10 + 0,5 * 21,18)$$

$$e = -2,07\text{mm}$$

La excentricidad es muy pequeña por lo que se la desprecia.

-Cara lateral de 28,4cm:

Esta cara se analiza mediante la fotografía obtenida:

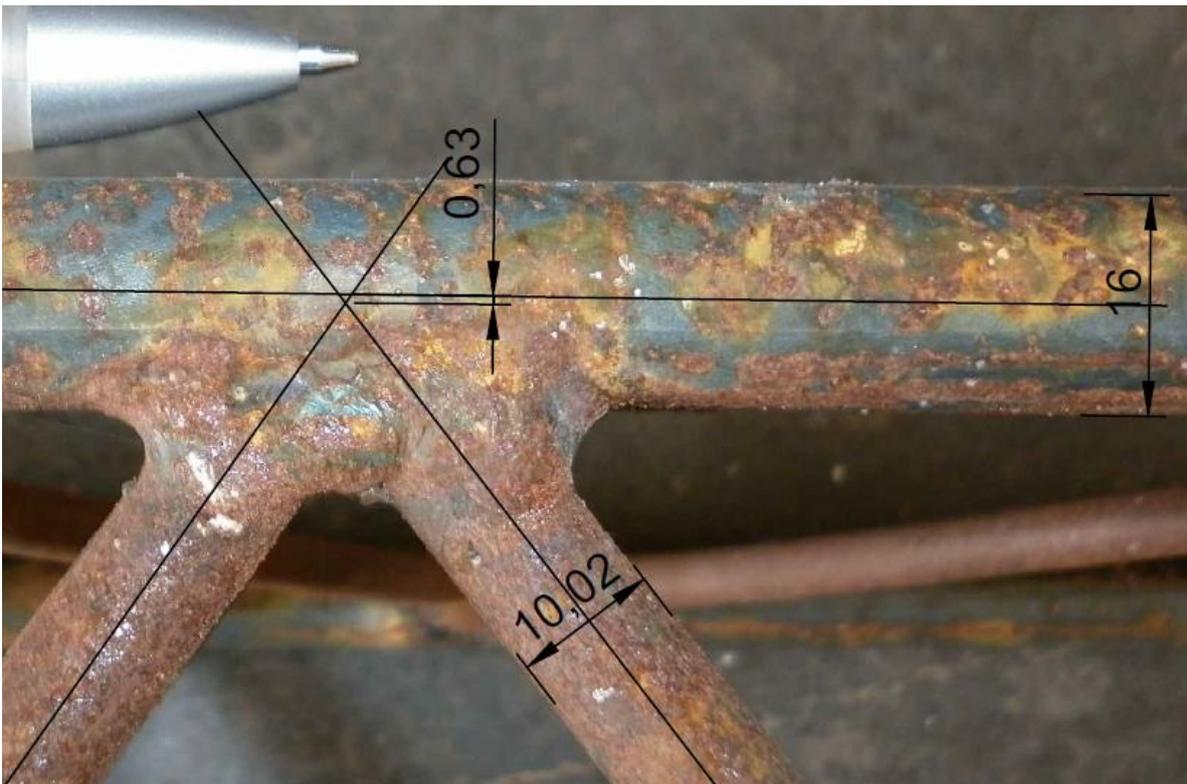


FIGURA 53-Foto barra armada reticulada de 28,4cm x 18,4cm

Se observa en la imagen que la excentricidad "e" es menor a 1mm por lo que también se desprecia.

CAPITULO 4: VERIFICACION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1-COLUMNAS

Para realizar la verificación de las columnas de la estructura, primero se realiza la diferenciación entre “columnas extremas” y “columnas centrales”, por la forma en que estas toman las carga, y la vinculación que se supone entre estas y la fundación. Esto da como resultado que entre unas y otras haya una gran diferencia en los esfuerzos.

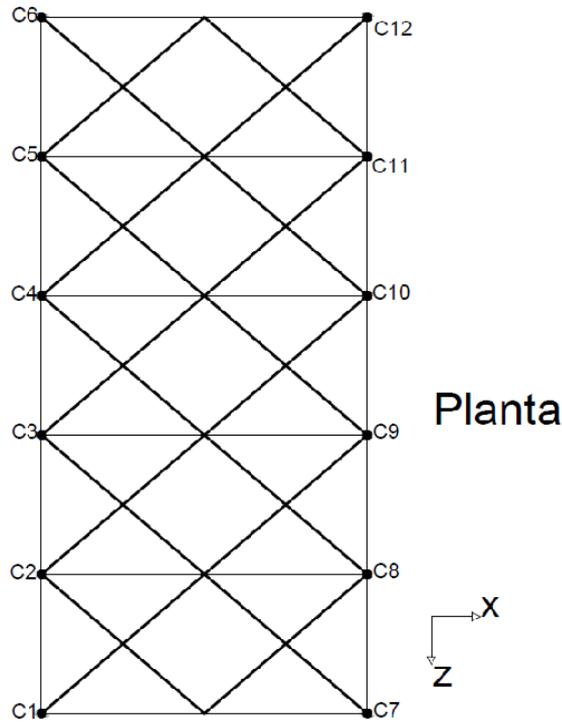


FIGURA 54-Planta de la Estructura

A las columnas C₁, C₆, C₇ y C₁₂ se las denomina “columnas extremas”, y a las restantes se las llama “columnas centrales”.

Para esto se realiza el análisis estructural para todas las combinaciones de carga, y se determina cuales son las combinaciones de carga que condicionan a las columnas. Una vez que se obtienen estas sollicitaciones, se procede a verificar si las columnas resisten estos esfuerzos o no.

Para realizar la verificación se usa la Planilla de cálculo CIRSOC_FLEX, que proporciona Cirsoc. En estas planillas se cargan las dimensiones de la columna, y las propiedades resistentes de los materiales con los que está hecha la sección. Una vez hecho esto, la planilla devuelve un diagrama de interacción N-M_f (normal-momento flector) resistente. Estos diagramas están hechos para el caso de que sea flexión compuesta recta. Por lo que se realizan dos diagramas, uno en cada uno de los sentidos de la flexión. Luego estos se superponen entre sí, y se forma un volumen en el cual sus ejes son Normal, Momento Flector 22 y Momento Flector 33. Así se ve si las sollicitaciones que se han obtenido del programa RAM Advanse caen dentro de este “volumen” formado (en el caso de que verifique), o fuera de él (cuando no verifique).

4.1.1- Diagramas de Interacción Resistentes

Al usarse la planilla de calculo CIRSOC_FLEX, Se definen en esta, todas las características de la sección, y devuelve un Diagrama de Interacción Resistente. Estos diagramas son para Flexión Compuesta Recta, por lo que se analiza la sección según ambos ejes, y luego se superponen los diagramas de interacción resistentes para analizar el caso de Flexión Compuesta Oblicua que es el caso que se da en las columnas.

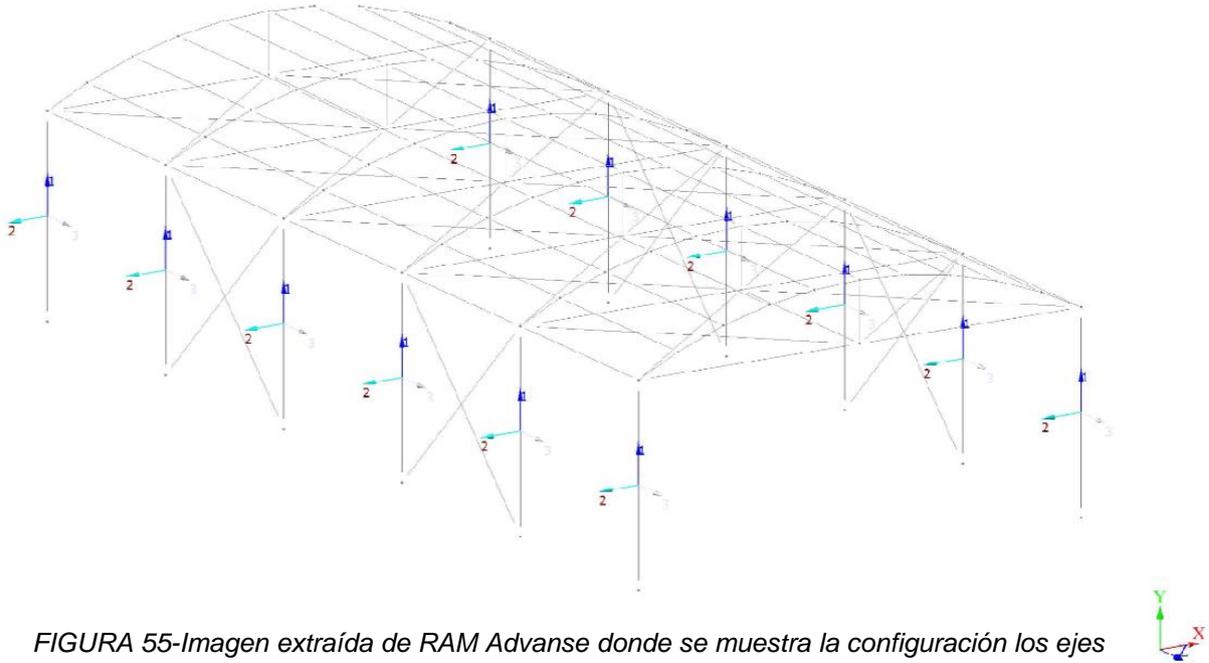


FIGURA 55-Imagen extraída de RAM Advanse donde se muestra la configuración los ejes locales de las columnas.

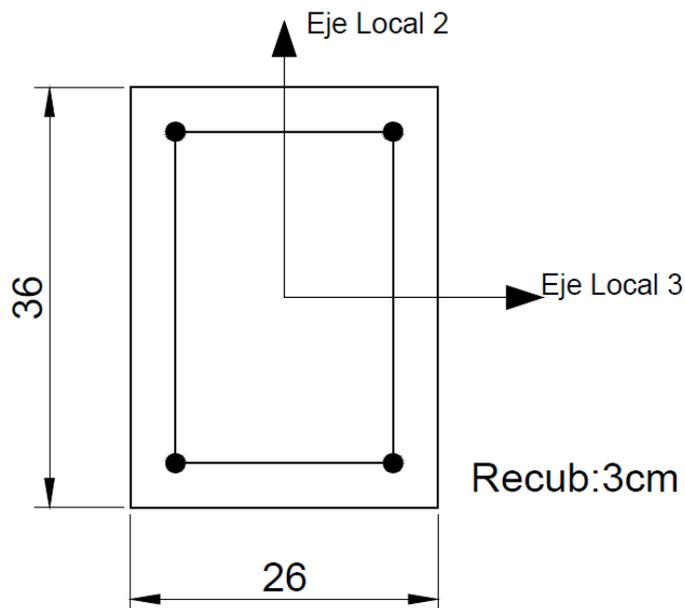


FIGURA 56-Sección de la columna donde se referencian los ejes locales utilizados en el RAM Advanse

-Diagrama de Interacción Resistente N-M₃₃

Se utiliza la planilla de calculo CIRSOC_FLEX para determinarlo.

A continuación se exponen los datos insertados y los resultados obtenidos de la planilla de cálculo:

Ancho del borde comprimido de la sección transversal =	b =	0,26	m
Altura total de la sección transversal =	h =	0,36	m
Ancho del hueco =	b_h =	0,00	m
Altura del hueco =	h_h =	0,00	m

FIGURA 57-Datos de la sección transversal

Posición	Dist.	A _s
	[m]	[cm ²]
5	0,322	4,020
4		
3		
2		
1	0,038	4,020

FIGURA 58-Cuadro con ubicación de las armaduras y el área correspondiente a cada nivel

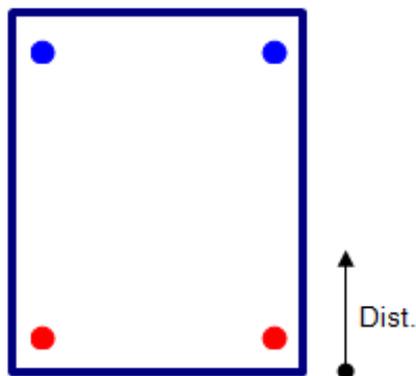


FIGURA 59-Esquema de la sección en estudio

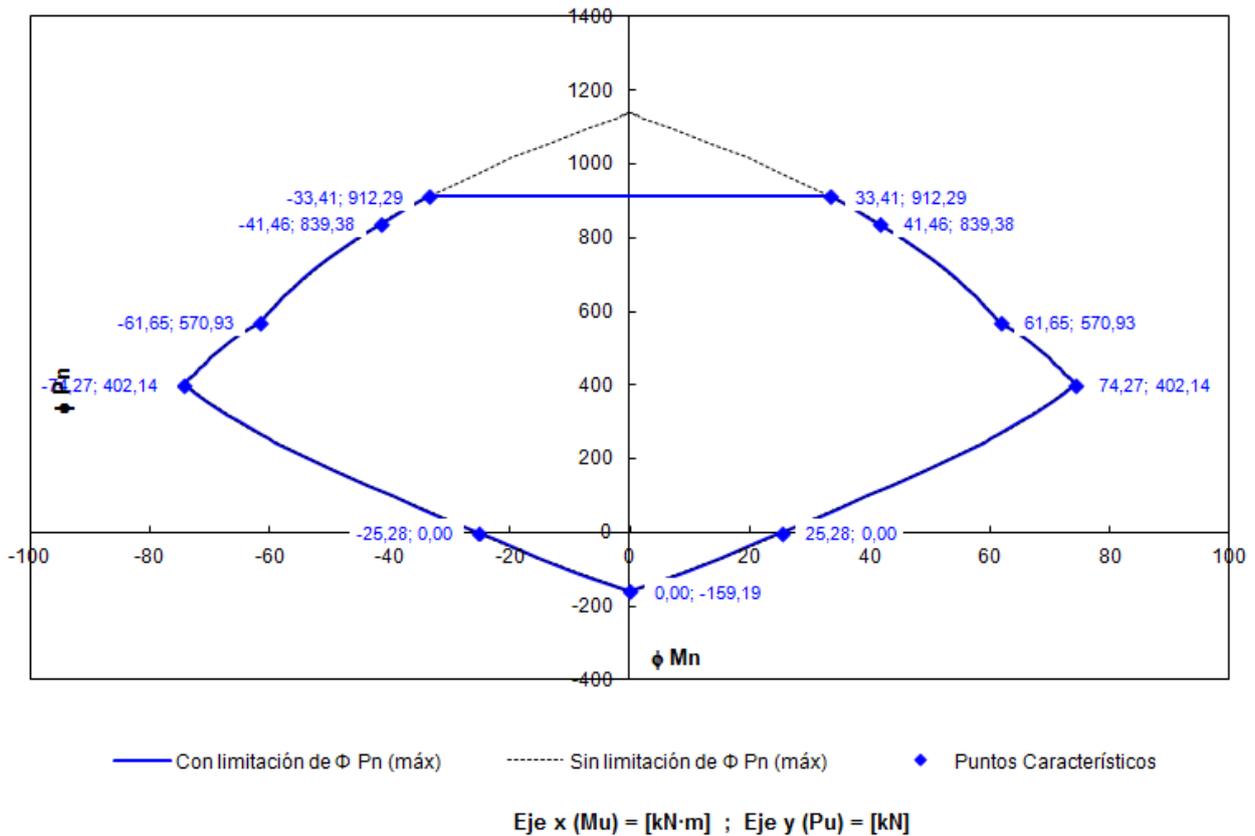


FIGURA 60-Diagrama de Interacción Resistente N-M₃₃-Puntos Característicos

-Diagrama de Interacción Resistente N-M₂₂

Se utiliza la planilla de calculo CIRSOC_FLEX para determinarlo.

A continuación se exponen los datos insertados y los resultados obtenidos de la planilla de cálculo:

Ancho del borde comprimido de la sección transversal =	b =	0,36	m
Altura total de la sección transversal =	h =	0,26	m
Ancho del hueco =	b _h =	0,00	m
Altura del hueco =	h _h =	0,00	m

FIGURA 61-Datos de la sección transversal

Posición	Dist.	A_s
	[m]	[cm ²]
5	0,222	4,020
4		
3		
2		
1	0,038	4,020

FIGURA 62-Cuadro con ubicación de las armaduras y el área correspondiente a cada nivel

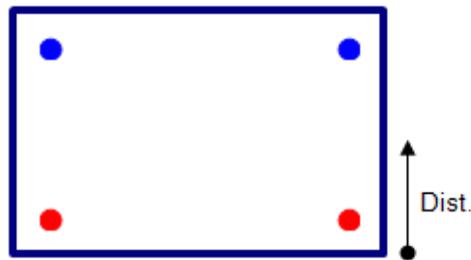


FIGURA 63-Esquema de la sección en estudio

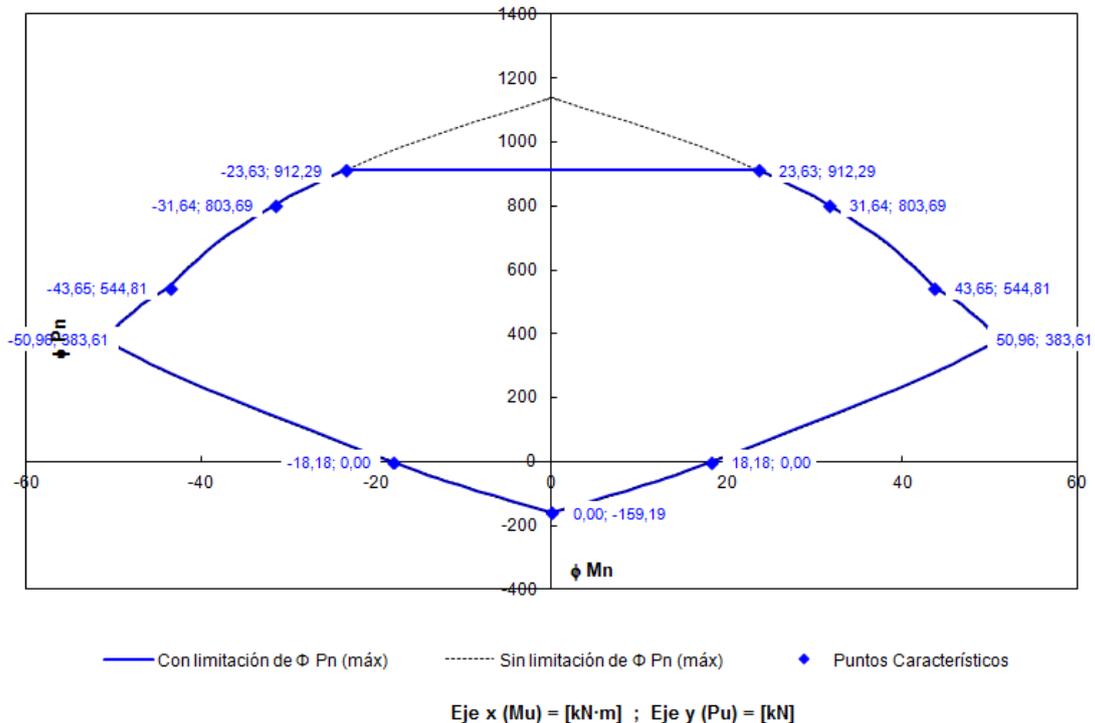


FIGURA 64-Diagrama de Interacción Resistente $N-M_{22}$ -Puntos Característicos

Cabe aclarar que los dos Diagramas de Interacción que se han obtenido (Figura 60 y Figura 64) corresponden a la misma sección, aunque uno es para la flexión alrededor de un eje, y el otro para la flexión en el otro eje.

4.1.2- Verificación de las columnas extremas

Una vez que se obtienen los esfuerzos resultantes en estas columnas se procede a seleccionar a aquellas combinaciones que condicionan este elemento estructural, para ver si verifica o no.

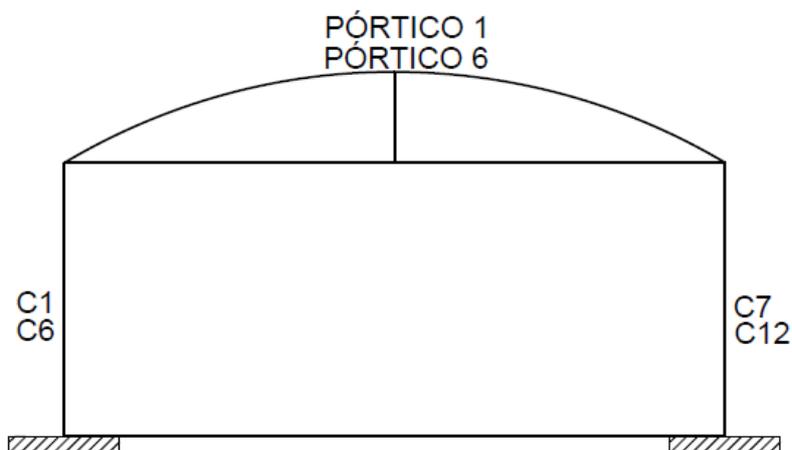


FIGURA 65-Figura que evidencia las llamadas “Columnas Extremas”

La totalidad de esfuerzos provocados en las columnas por todas las combinaciones de carga están detallados en el Anexo 3.

Estas son las solicitaciones obtenidas de las combinaciones de carga que condicionan al elemento estructural, con estas se realizan las verificaciones correspondientes:

Combinación de carga	Axial[Tn]	Corte V2[Tn]	Corte V3[Tn]	M22[Tn.m]	M33[Tn.m]
1,2 D + 1,6 L	-1,9	0,05	-0,02	0,09	0,23
0,9 D + 1,6Zp	2,36	0,99	-0,02	0,17	-0,73
1,2 D + 0,5 T +1,6 Zn	1,08	0,51	-0,05	0,3	-0,44
1,2 D + 0,5 L +1,6 Xn	0,48	-3,46	-0,02	0,11	-12,74
1,2 D + 0,5 L +1,6 Xp	1,07	-3,04	0,02	-0,07	11,75

Estas solicitaciones se introducen en la planilla de calculo CIRSOC_FLEX, y se observa donde cae el punto que determinan N-M₃₃ o N-M₂₂. Si ambos puntos caen dentro de la superficie determinada por el respectivo “Diagrama de Interacción Resistente” la columna ante esta combinación de carga puede que verifique o no (Se deben superponer ambos diagramas para ver si esto se cumple), si uno o ambos puntos caen fuera la columna no verifica.

A continuación se muestra el análisis de cada una de las combinaciones de carga que condicionan al elemento:

a - 1,2 D + 1,6 L
 N = -1,90 Tn = -18,64 kN
 M₃₃ = 0,23 Tnm = 2,26 kNm
 M₂₂ = 0,09 Tnm = 0,88 kNm

N y M₃₃

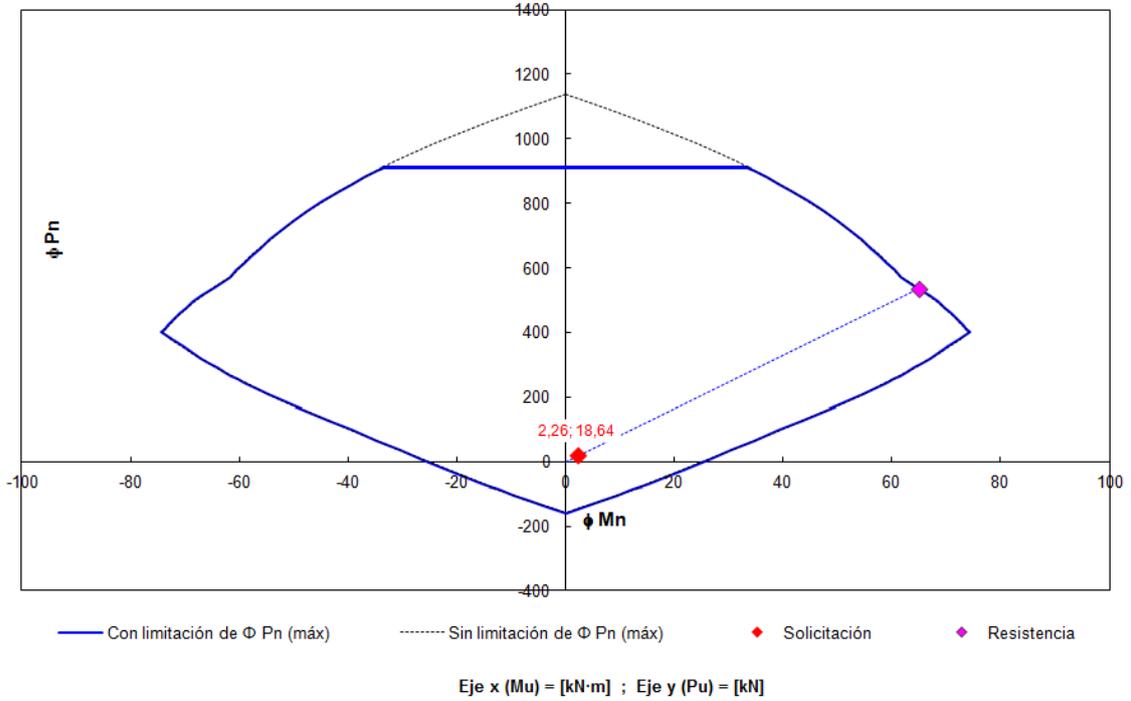


FIGURA 66-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₃₃

N y M₂₂

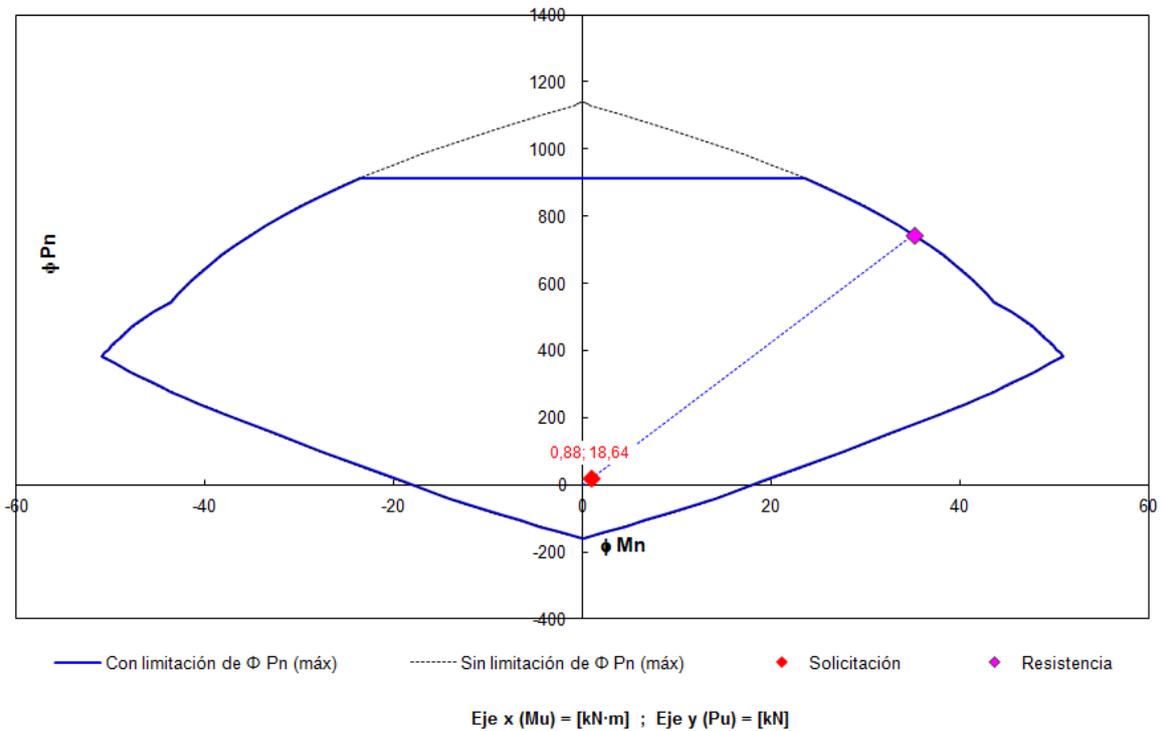


FIGURA 67-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₂₂

b -0,9 D + 1,6 Z_p
 N = 2,36 Tn = 23,15 kN
 M₃₃ = -0,73 Tnm = -7,16 kNm
 M₂₂ = 0,17 Tnm = 1,67 kNm

N y M₃₃

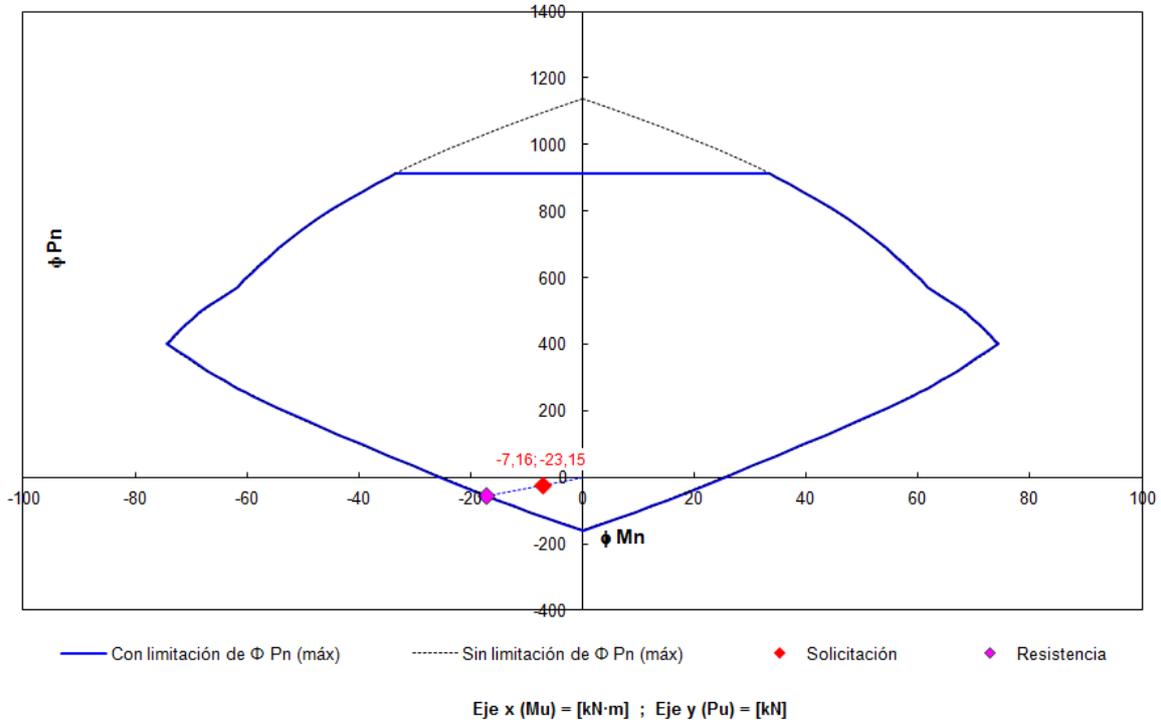


FIGURA 68-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₃₃

N y M₂₂

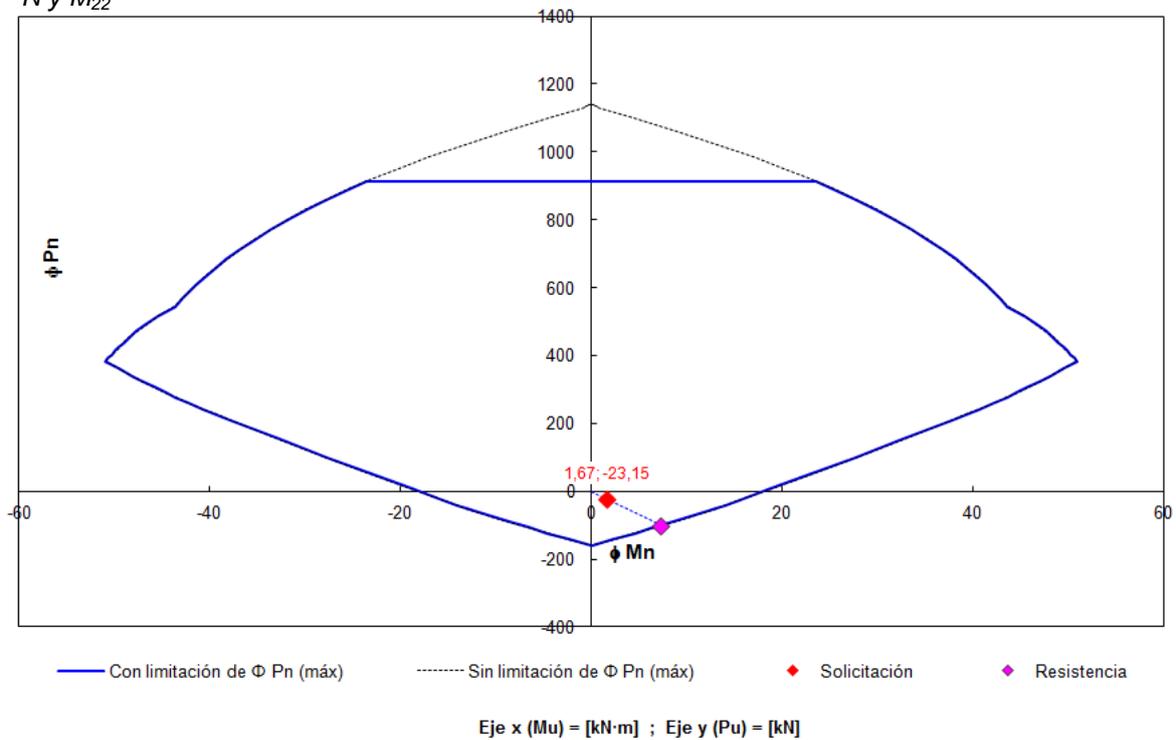


FIGURA 69-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₂₂

$c -1,2 D + 0,5 T + 1,6 Z_{Neg}$
 $N = 1,08 Tn = 10,59 \text{ kN}$
 $M_{33} = -0,44 Tnm = -4,32 \text{ kNm}$
 $M_{22} = 0,3 Tnm = 2,94 \text{ kNm}$

N y M_{33}

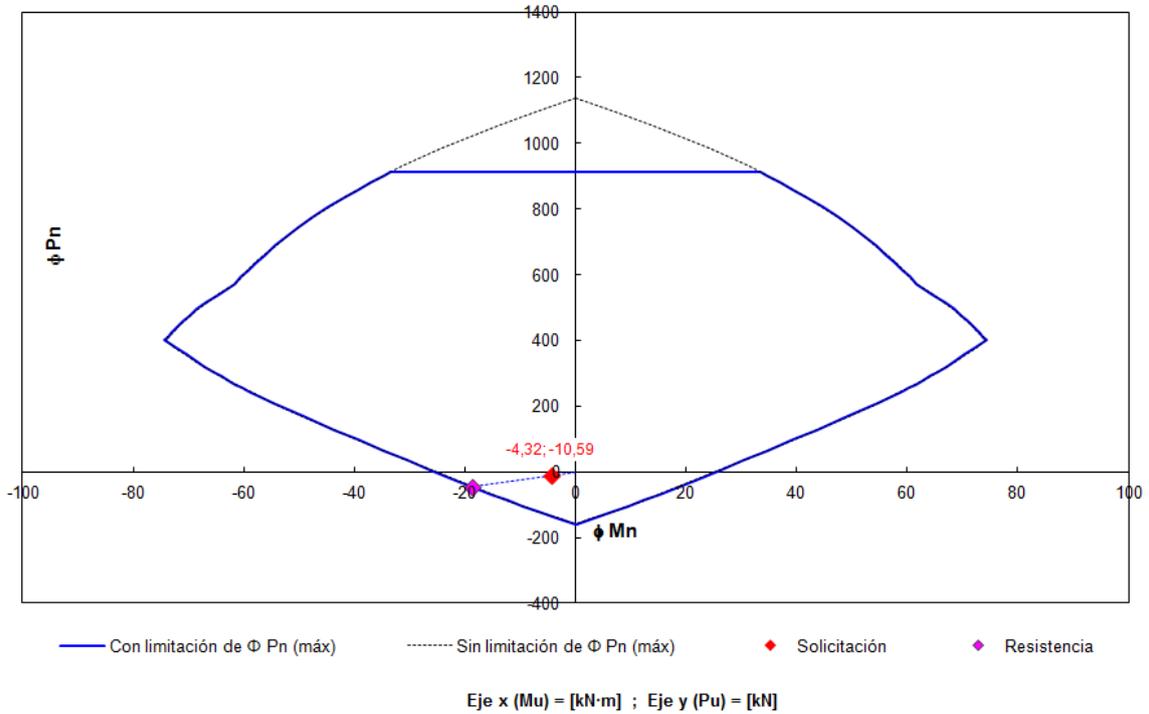


FIGURA 70-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M_{33}

N y M_{22}

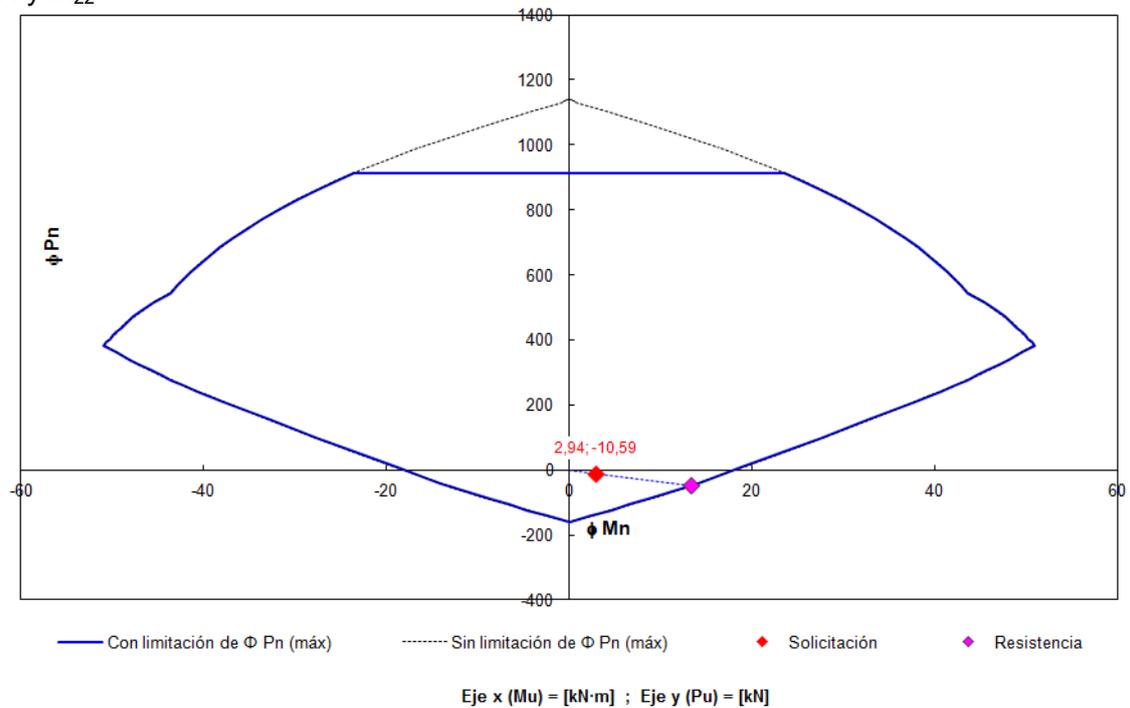


FIGURA 71-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M_{22}

d -1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_{Neg}
 N = 0,48 Tn = 4,71 kN
 M₃₃ = -12,74 Tnm = -124,98 kNm
 M₂₂ = 0,11 Tnm = 1,08 kNm

N y M₃₃

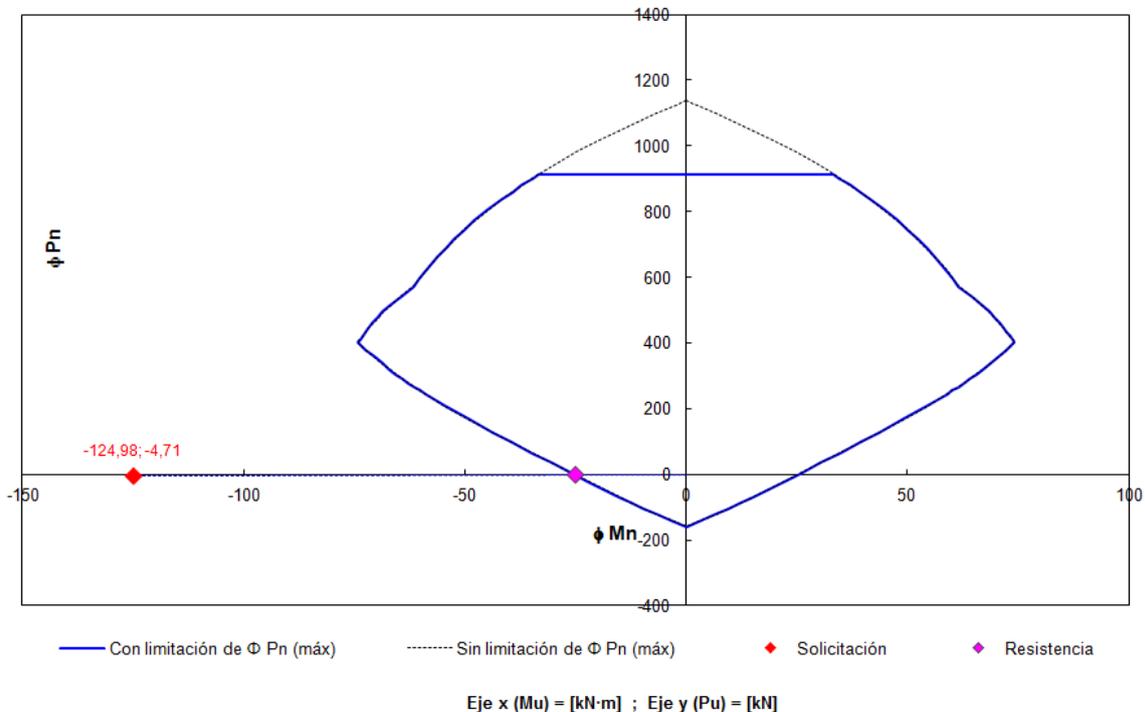


FIGURA 72-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₃₃

N y M₂₂

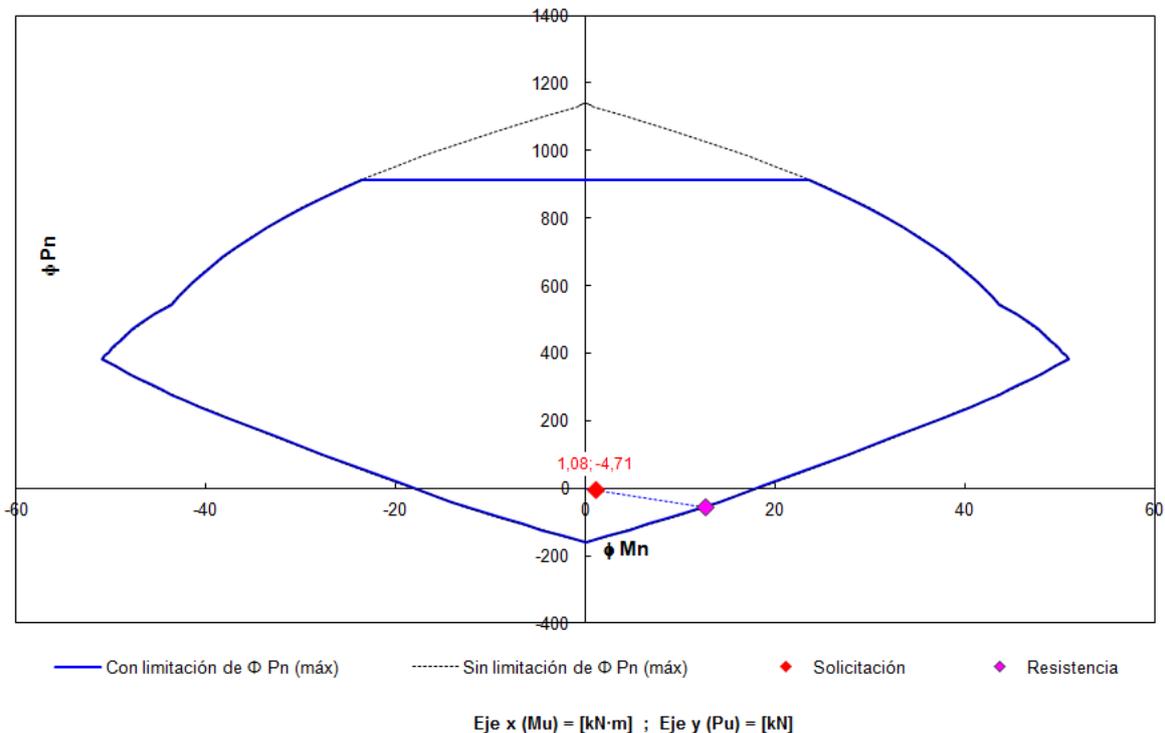


FIGURA 73-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₂₂

$e -1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_{Pos}$
 $N = 1,07 Tn = 10,50 \text{ kN}$
 $M_{33} = 11,75 Tnm = 115,27 \text{ kNm}$
 $M_{22} = -0,07 Tnm = -0,69 \text{ kNm}$

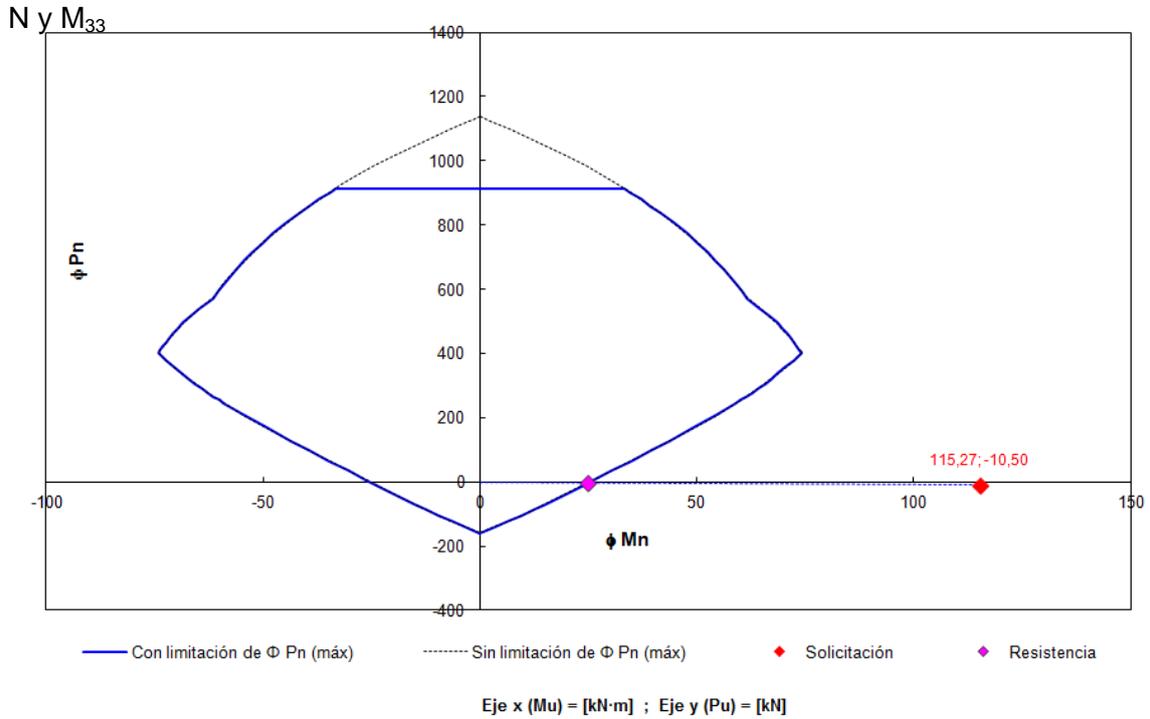


FIGURA 74-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M_{33}

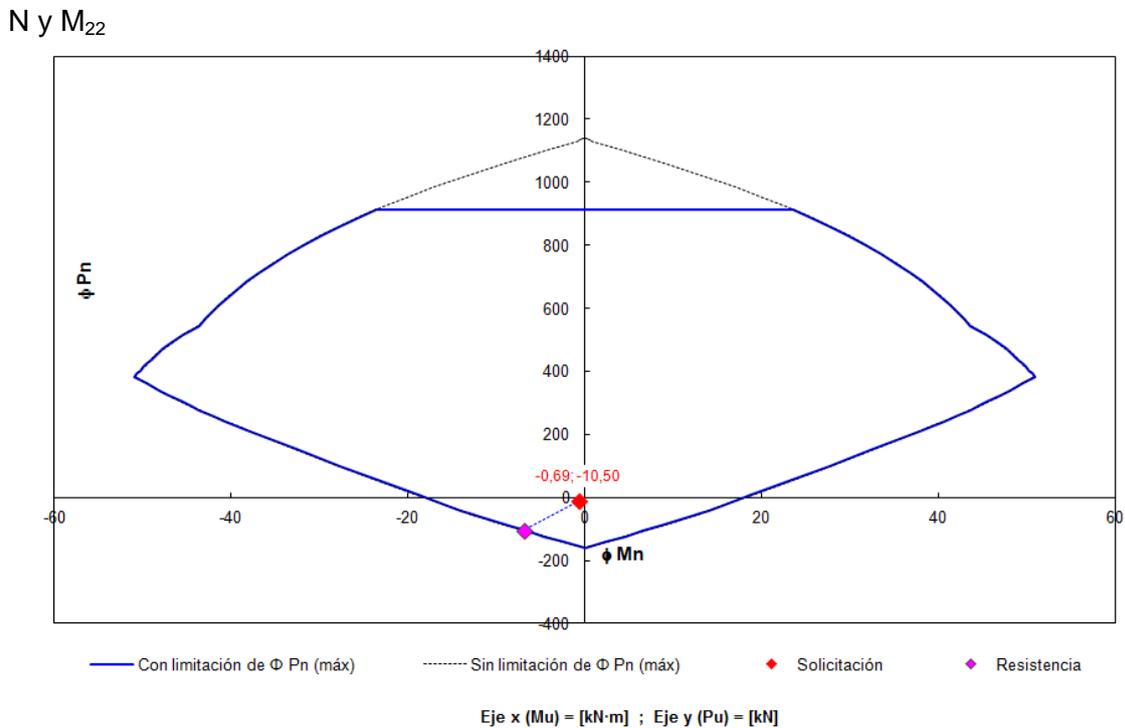


FIGURA 75-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M_{22}

Se observa que las columnas extremas “NO VERIFICAN”, se llega a esto sin necesidad de superponer los diagramas resistentes según los distintos ejes. En el capítulo correspondientes se dan posibles soluciones para salvar este problema.

4.1.3- Verificación de las columnas centrales

Una vez que se obtienen los esfuerzos resultantes en estas columnas se procede a seleccionar a aquellas combinaciones que condicionan este elemento estructural, para ver si verifica o no.

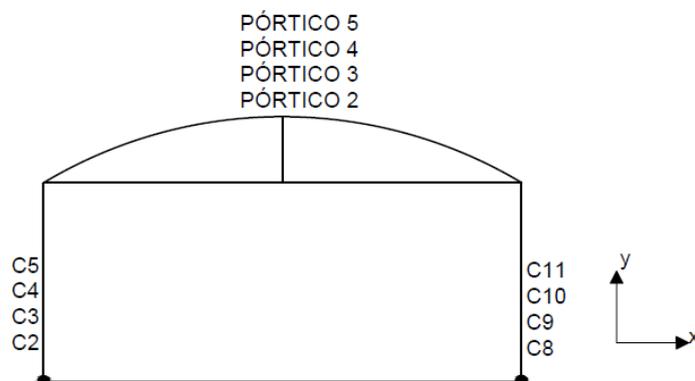


FIGURA 76-Figura que evidencia las llamadas "Columnas Centrales"

La totalidad de esfuerzos provocados en las columnas por todas las combinaciones de carga están detallados en el Anexo 3, aquí solo se muestran aquellas que condicionan a estos elementos.

En el siguiente cuadro se muestran los esfuerzos que generan estas combinaciones de carga:

Combinación de Carga	Axial[Tn]	Corte V_2 [Tn]	Corte V_3 [Tn]	M_{22} [Tn.m]	M_{33} [Tn.m]
1,2D+1,6L	-4,31	0	0	0	0
0,9D+1,6Z _{Pos}	5,65	-1,71	0	0	-2,09
1,2D+0,5L+1,6Z _{Neg}	0,93	-0,93	0	0,19	-1,08
1,2D+0,5T+1,6X _{Neg}	2,09	-1,86	0	0	2,32

Estas solicitaciones se introducen en la planilla de calculo CIRSOC_FLEX, y se observa donde cae el punto que determinan $N-M_{33}$ o $N-M_{22}$. Si ambos puntos caen dentro de la superficie determinada por el respectivo "Diagrama de Interacción Resistente" la columna ante esta combinación de carga puede que verifique o no (Se deben superponer ambos diagramas para ver si esto se cumple), si uno o ambos puntos caen fuera la columna no verifica.

A continuación se muestra el análisis de cada una de las combinaciones de carga que condicionan al elemento:

a -1,2 D + 1,6 L
 N= -4,31 Tn = -42,30 kN
 M₃₃= 0 Tnm = 0,00 kNm
 M₂₂= 0 Tnm = 0,00 kNm

N y M₃₃

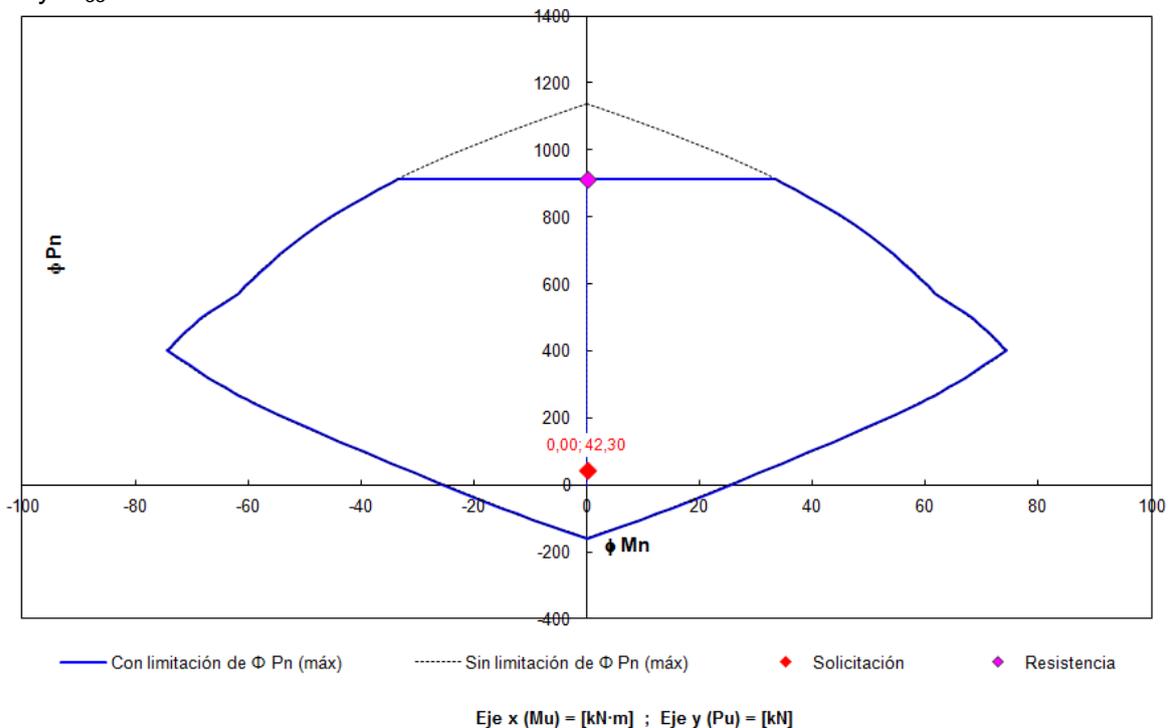


FIGURA 77-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₃₃

N y M₂₂

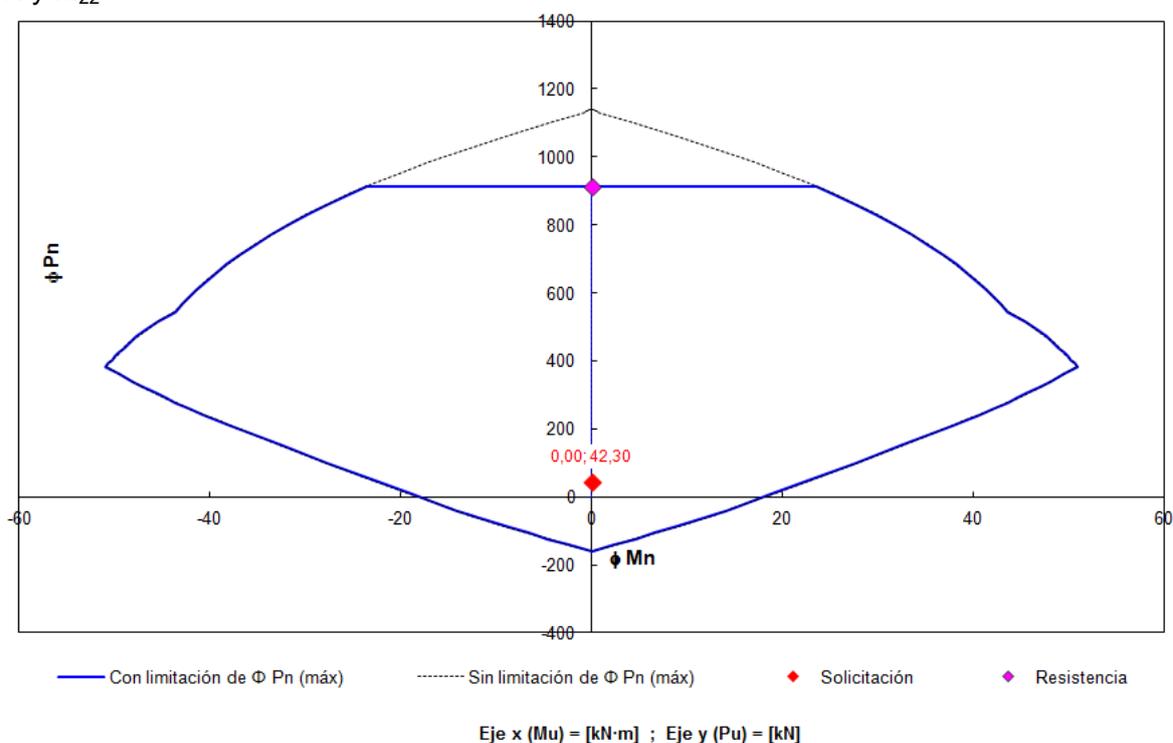


FIGURA 78-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₂₂

b $-0,9 D + 1,6 Z_{Pos}$
 $N = 5,65 Tn = 55,43 \text{ kN}$
 $M_{33} = -2,09 Tnm = -20,50 \text{ kNm}$
 $M_{22} = 0,00 Tnm = 0,00 \text{ kNm}$

N y M_{33}

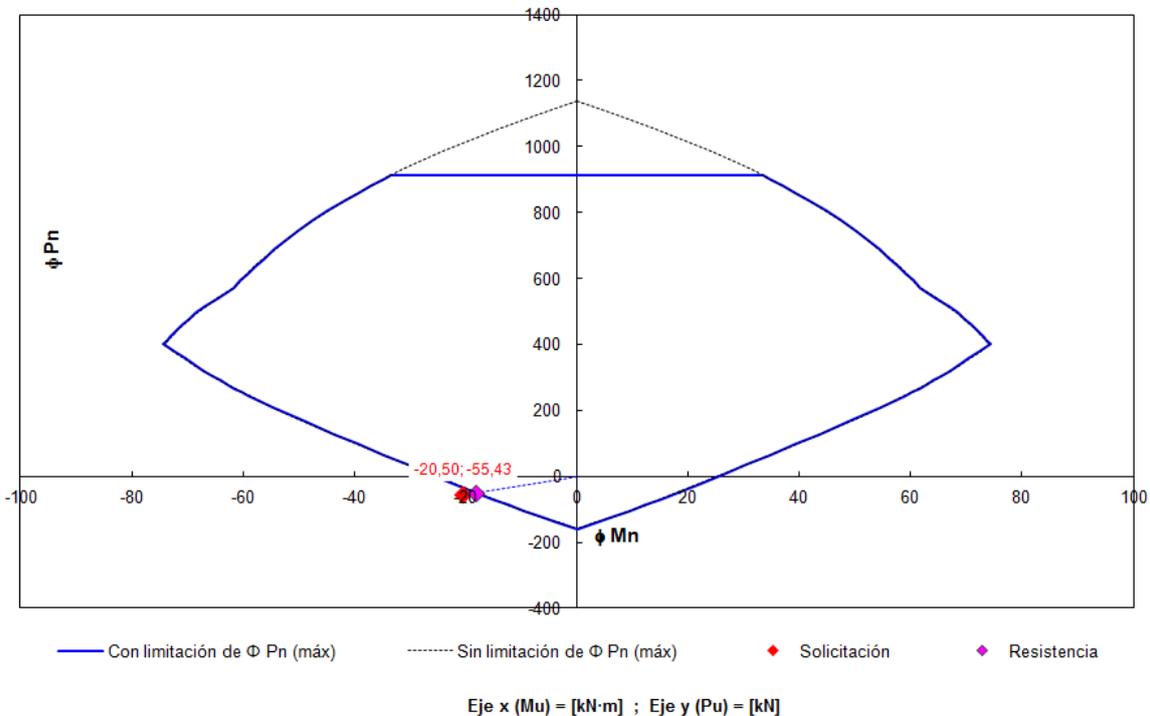


FIGURA 79-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M_{33}

N y M_{22}

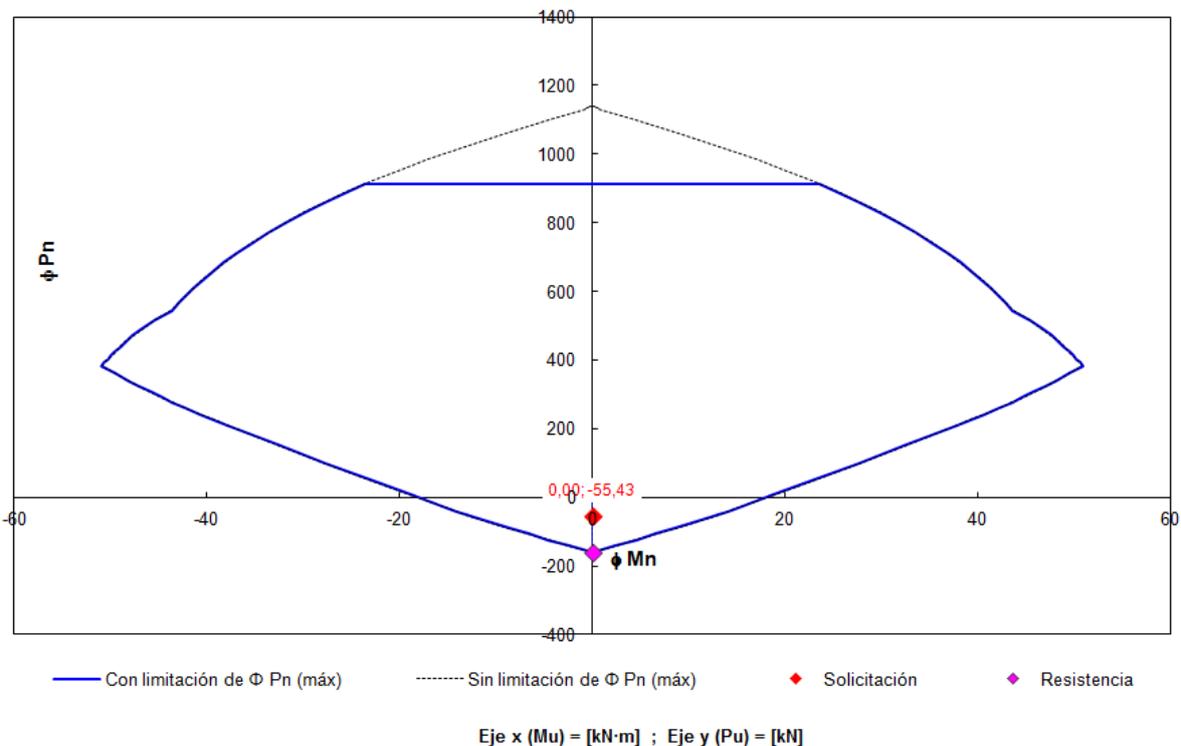


FIGURA 80-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M_{22}

$c -1,2 D + 0,5 L + 1,6 Z_{Neg}$
 $N = 0,93 Tn = 9,12 \text{ kN}$
 $M_{33} = -1,08 Tnm = -10,60 \text{ kNm}$
 $M_{22} = 0,19 Tnm = 1,86 \text{ kNm}$

N y M_{33}

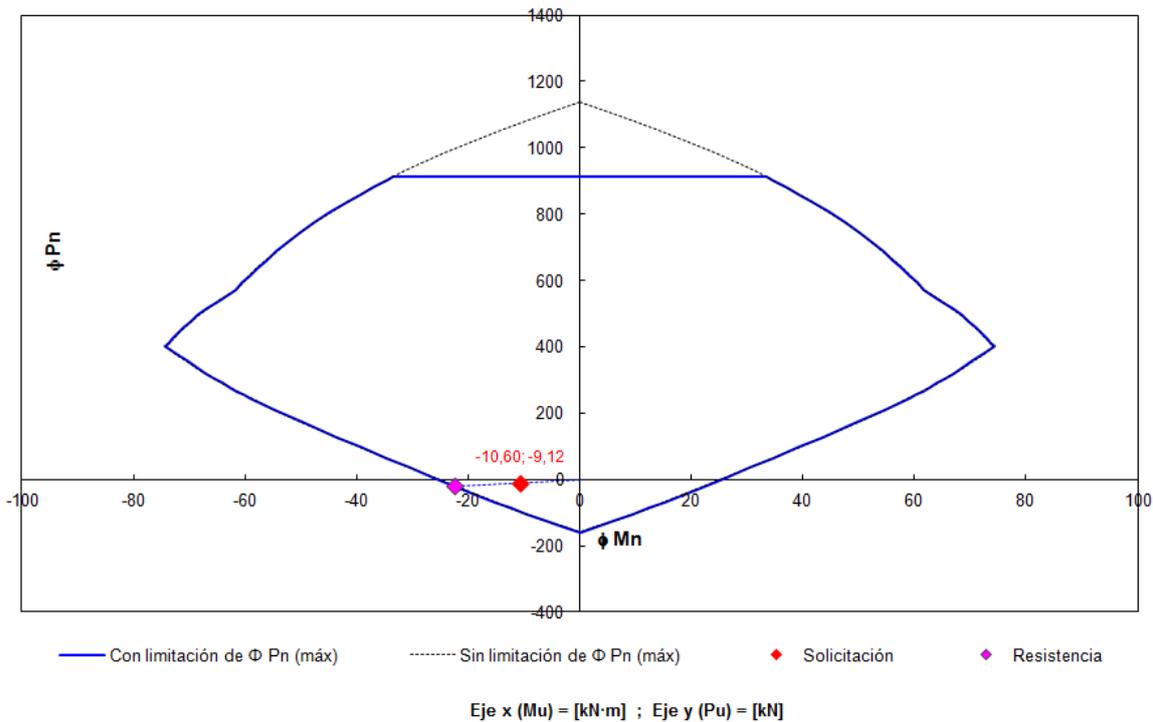


FIGURA 81-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M_{33}

N y M_{22}

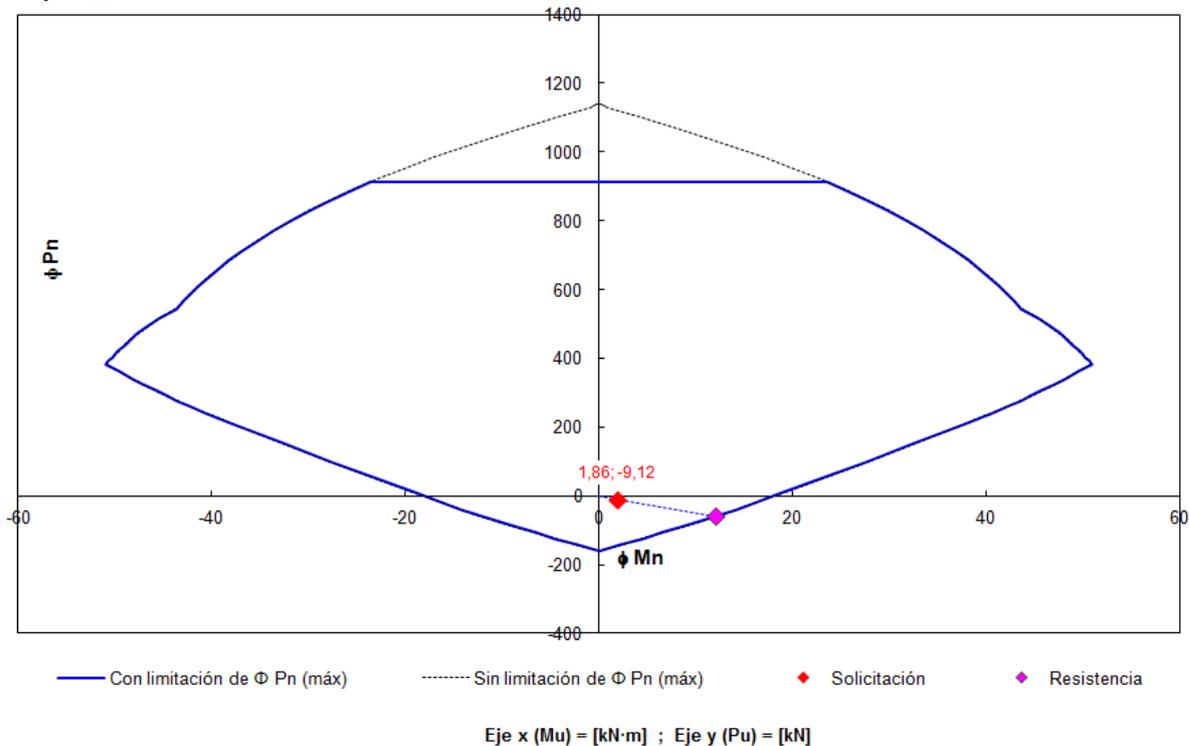


FIGURA 82-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M_{22}

d -1,2 D + 0,5 T + 1,6 X_{Neg}
 N= 2,09 Tn = 20,50 kN
 M₃₃= 2,32 Tnm = 22,76 kNm
 M₂₂= 0,00 Tnm = 0,00 kNm

N y M₃₃

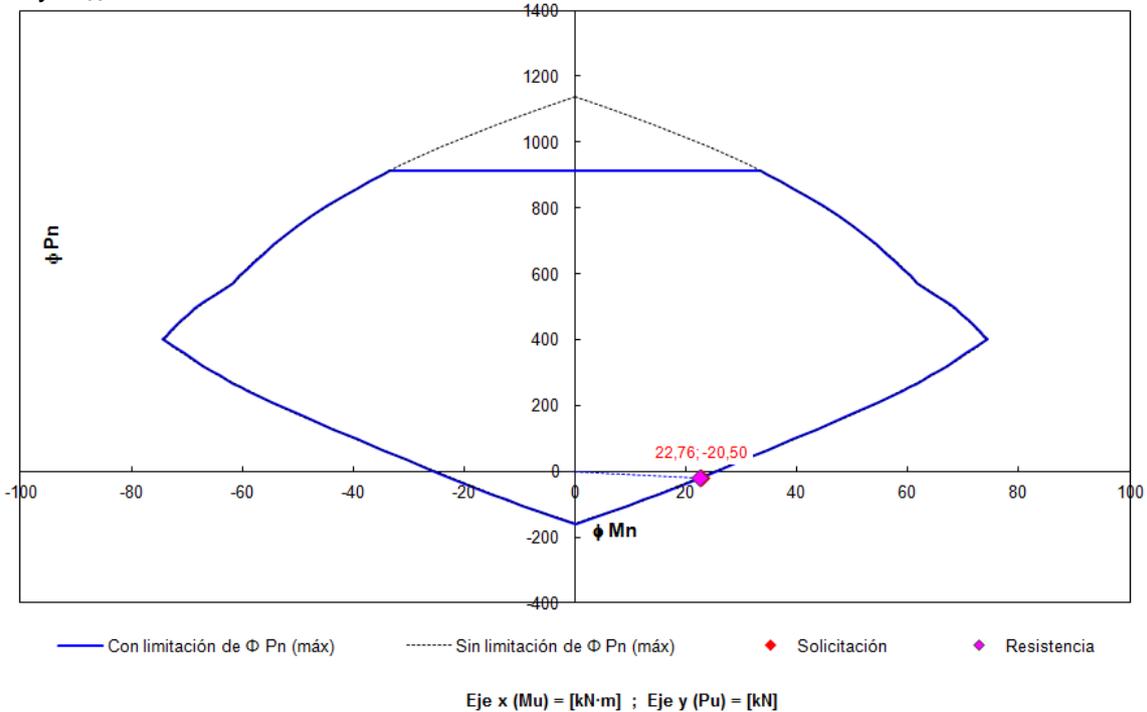


FIGURA 83-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₃₃

N y M₂₂

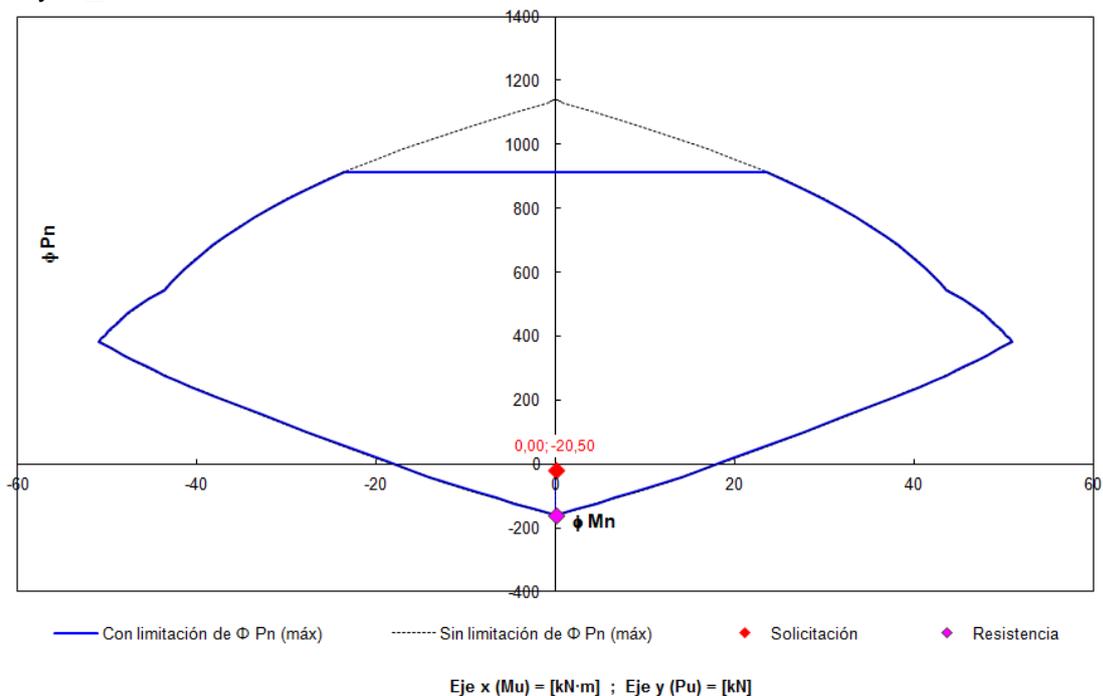


FIGURA 84-Diagrama de interacción. Se marca el punto que corresponde a N y M₂₂

Se observa que las columnas centrales “NO VERIFICAN”, se llega a esto sin necesidad de superponer los diagramas resistentes según los distintos ejes.

4.2- MONTANTE

Para la verificación de estos elementos se utiliza el "CIRSOC 308-2007: Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular".

A continuación se muestra donde están ubicadas las montantes con respecto a la estructura:

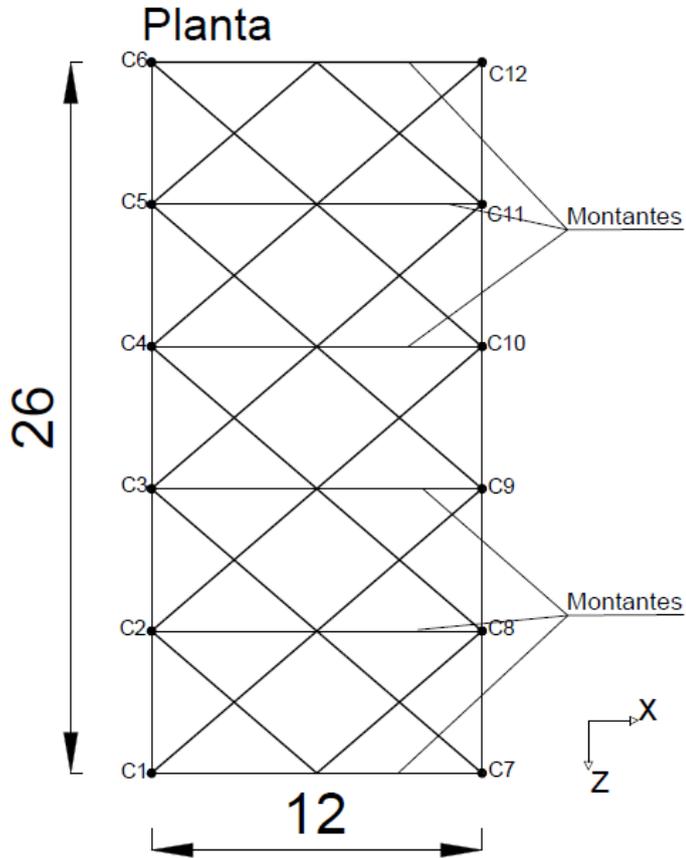


FIGURA 85-Vista en Planta-Montantes referenciadas

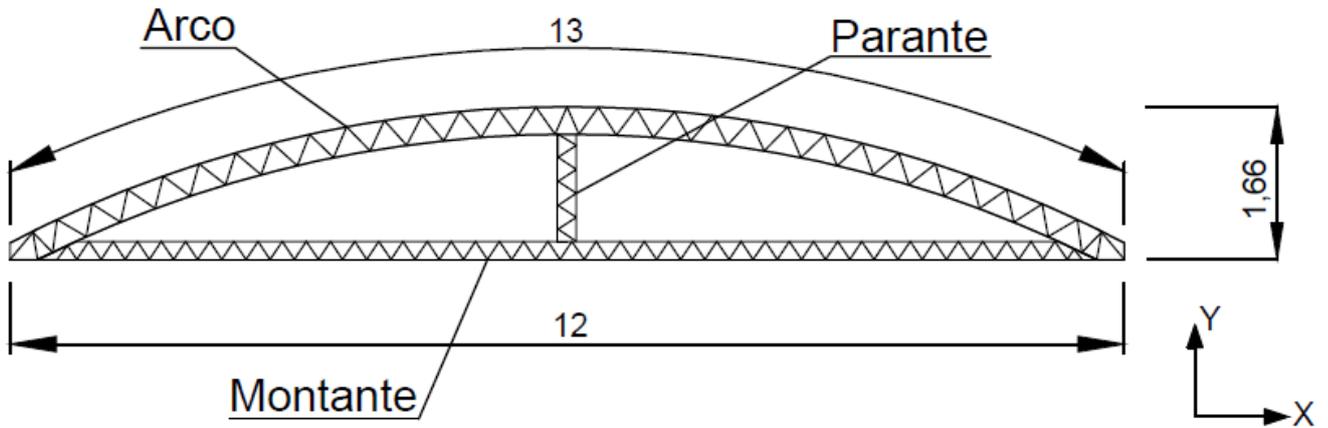


FIGURA 86-Vista en Corte-Montantes referenciadas

Características y dimensiones de la sección de las montantes:

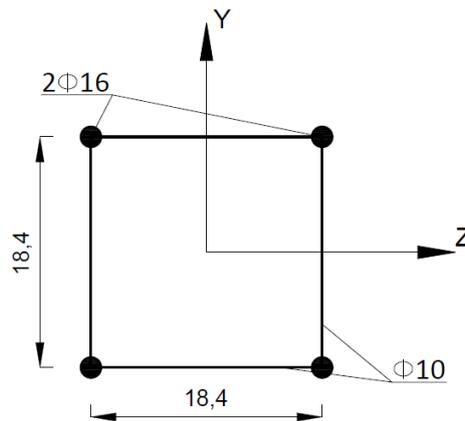


FIGURA 87-Vista en Corte de la Sección

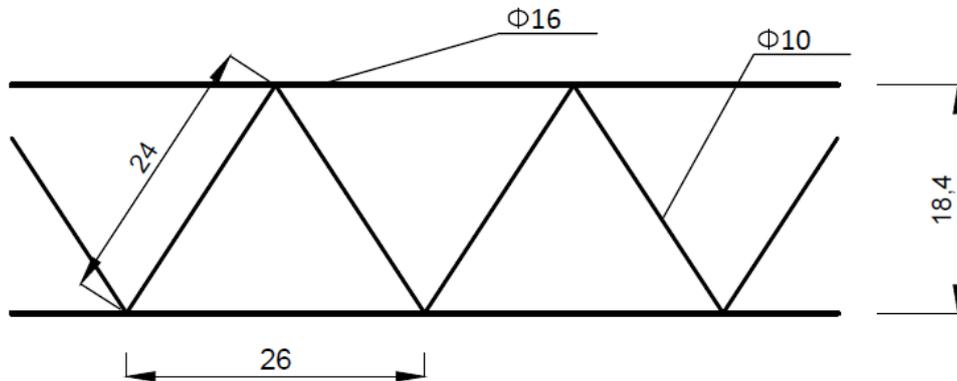


FIGURA 88-Vista de las caras Laterales de la Montante

Se realiza el análisis estructural con el programa RAM Advanse, y se obtienen todas las solicitaciones a las que están sometidas las montantes (ver anexo 4). Luego se seleccionan aquellas combinaciones de carga que condicionan al elemento.

En el cuadro siguiente se exponen los esfuerzos provocados por estas combinaciones:

Combinación de Carga	Axial[Ton]	Corte V2[Ton]	Corte V3[Ton]	M22[Ton*m]	M33[Ton*m]
0,9D+1,6XPos	-8,49	-0,01	0	0	-0,19
0,9D+1,6ZNeg	-3,61	0,04	1,83	2,06	-0,1
1,2D+0,5T+1,6ZPos	-7,73	0,01	0	-0,06	-0,25
1,2D+1,6L	5,36	-0,04	0	0	0,18

$$M_{33}=M_z$$

$$M_{22}=M_y$$

4.2.1- Resistencia de Diseño a la Compresión de la Montante

$P_d = \phi_c * P_n$	Resistencia de Diseño a la Compresión
Siendo $\phi_c = 0,85$	para $F_y \leq 250\text{MPa}$
$P_n = F_{cr} * A_g * (10)^{-1}$ [kN]	Resistencia Nominal
$A_g = 2,01 \text{ cm}^2$	Área bruta de la barra de sección circular
$F_{cr} = \chi * F_y$	Tensiona Crítica

Los valores de χ están tabulados en función de λ_c .

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{k * l}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Con: $F_y = 220 \text{ MPa}$	Tensión de Fluencia Especifica del Acero
$E = 200.000 \text{ MPa}$	Modulo de Elasticidad Longitudinal del Acero
$k * l = 1 * s = 26 \text{ cm}$	
$r = 0,4 \text{ cm}$	Radio de Giro de la sección transversal de la barra

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{26}{0,4} * \sqrt{\frac{220}{200.000}} = 0,69$$

$$\lambda_c = 0,69 \quad \rightarrow \quad \chi = 0,731 \quad \text{Factor de Esbeltez Adimensional}$$

$$F_{cr} = 0,731 * 220 = 160,8 \text{ MPa}$$

$$P_d = 0,85 * 160,8 * 2,01 * (10)^{-1} = 27,47 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a la Compresión}$$

4.2.2- Resistencia de Diseño a la Tracción de la Montante

$T_d = \phi_t * T_n$ [kN]	
Siendo $\phi_t = 0,90$	
$T_n = F_y * A_g * (10)^{-1}$	Resistencia Nominal
$F_y = 220 \text{ MPa}$	Tensión de Fluencia del Acero
$A_g = 2,01 \text{ cm}^2$	Área bruta de la barra de Sección Circular
$T_d = 0,90 * 220 * 2,01 * (10)^{-1} = 39,8 \text{ kN}$	Resistencia a la Tracción

4.2.3- Verificación de los montantes

$$a -0,9 D + 1,6 X_{Pos}$$

$$N = -8,49 Tn = -83,29 kN$$

$$M_{22} = 0,00 Tnm = 0,00 kNm$$

$$M_{33} = -0,19 Tnm = 1,87 kNm$$

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sz}}{n_1 * h} * (10)^2$$

Siendo

$$P_u = 83,29 kN$$

$$n = 4$$

$$n_1 = 2$$

$$h = b = 18,4cm$$

Carga Axil Requerida de la Columna Armada

Numero de Barras de la Columna Armada

Numero de Barras del Cordón

Distancia entre centros de gravedad de los cordones

$$M_{sz} = \frac{P_u * e_0 + M_{uz}}{1 - \frac{P_u}{P_{cm}}} (10^{-2}) [kN * m]$$

$$M_{uz} = 1,87 kNm$$

$$k = 1$$

$$l = 570 cm$$

Momento Flector requerido de la Columna Armada

Factor de Longitud Efectiva

Distancia sin arriostrar

$$e_{0z} = \frac{k * l}{500} = \frac{1 * 570}{500} = 1,14 [cm]$$

Deformacion Inicial

$$P_{cm} = \frac{\pi^2 * E * A_g}{\left(\frac{k * l}{r}\right)_m^2} * 10^{-1}$$

$$\lambda_m = \left(\frac{k * l}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k * l}{r}\right)_0^2 + \lambda_1^2}$$

Esbeltez modificada de la columna armada

$$I_{mz} = 652,69 cm^4$$

$$A_g = 8,04 cm^2$$

Momento de Inercia Modificado de la Montante

$$r_z = \sqrt{\frac{I_{mz}}{A_g}} = \sqrt{\frac{652,69}{8,04}} = 9,01 cm$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{k * l}{r}\right)_0 = \left(\frac{1 * 570}{9,01}\right) = 63,26$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_0 * A_D * s * h^2}} = \pi * \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}} = 12,63$$

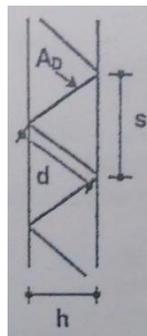


FIGURA 89-Imagen con referencias utilizadas en λ_1

$$\lambda_m = \sqrt{63,26^2 + 12,63^2} = 64,51$$

$$P_{cm} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 8,04}{64,51^2} * 10^{-1} = 381,35$$

$$M_{sz} = \frac{83,29 * 1,14 + 1,87}{1 - \frac{83,29}{381,35}} (10^{-2}) = 1,24 \text{ kN} * m$$

$$P_{u1} = \frac{83,29}{4} + \frac{1,24}{2 * 18,4} * (10)^2 = 24,19 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = -24,19 \text{ kN} \leq P_d = -27,47 \text{ kN}$$

La montante ante esta combinación de carga si verifica.

b -0,9 D + 1,6 Z_{Neg}

$$N = -3,61 \text{ Tn} = -13,42 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 2,06 \text{ Tnm} = 20,21 \text{ kNm}$$

$$M_{33} = -0,10 \text{ Tnm} = -0,98 \text{ kNm}$$

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sy}}{n_1 * h} * (10)^2 + \frac{M_{sz}}{n_1 * h} * (10)^2$$

Siendo

$$P_u = 13,42 \text{ kN}$$

$$n = 4$$

$$n_1 = 2$$

$$h = b = 18,4 \text{ cm}$$

Carga Axil Requerida de la Columna Armada

Numero de Barras de la Columna Armada

Numero de Barras del Cordón

Distancia entre centros de gravedad de los cordones

$$M_{sz} = \frac{P_u * e_0 + M_{uz}}{1 - \frac{P_u}{P_{cm}}} (10^{-2}) \text{ [kN} * m]$$

$$M_{sy} = \frac{P_u * e_0 + M_{uy}}{1 - \frac{P_u}{P_{cm}}} (10^{-2}) \text{ [kN} * m]$$

$$M_{uz} = 0,98 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 20,21 \text{ kNm}$$

$$k_z = k_y = 1$$

$$l_z = l_y = 570 \text{ cm}$$

$$e_{0z} = e_{0y} = 1,14 \text{ [cm]}$$

Momento Flector Requerido alrededor de Z

Momento Flector Requerido alrededor de Y

Factor de Longitud Efectiva

Distancia sin arriostrar

Deformación Inicial

$$P_{cmz} = P_{cmy} = \frac{\pi^2 * E * A_g}{\left(\frac{k * l}{r}\right)_m^2} * 10^{-1}$$

$$\lambda_{mz} = \lambda_{my} = \left(\frac{k * l}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k * l}{r}\right)_0^2 + \lambda_1^2}$$

$$I_{mz} = I_{my} = 652,69 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia Modificado de la Montante

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$r_z = r_y = 9,01 \text{ cm}$$

$$\lambda_{0z} = \lambda_{0y} = \left(\frac{1 * 570}{9,01} \right) = 63,26$$

$$\lambda_{1z} = \lambda_{1y} = \pi * \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_0 * A_D * s * h^2}} = \pi * \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}} = 12,63$$

$$\lambda_{mz} = \lambda_{my} = \sqrt{63,26^2 + 12,63^2} = 64,51$$

$$P_{cmz} = P_{cmy} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 8,04}{64,51^2} * 10^{-1} = 381,35$$

$$M_{sz} = \frac{13,42 * 1,14 + 0,98}{1 - \frac{13,42}{381,35}} (10^{-2}) = 0,17 \text{ kN} * m$$

$$M_{sy} = \frac{13,42 * 1,14 + 20,21}{1 - \frac{13,42}{381,35}} (10^{-2}) = 0,37 \text{ kN} * m$$

$$P_{u1} = \frac{13,42}{4} + \frac{0,37}{2 * 18,4} * (10)^2 + \frac{0,17}{2 * 18,4} * (10)^2 = 4,74 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = -4,74 \text{ kN} \leq P_d = -27,47 \text{ kN}$$

La montante ante esta combinación de carga si verifica.

c -1,2 D + 0,5 T + 1,6 Z_{Pos}
 N = -7,73 Tn = -75,83 kN
 M₂₂ = -0,06 Tnm = -0,59 kNm
 M₃₃ = -0,25 Tnm = -2,45 kNm

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sy}}{n_1 * h} * (10)^2 + \frac{M_{sz}}{n_1 * h} * (10)^2$$

Siendo

$P_u = 75,83 \text{ kN}$
 $n = 4$
 $n_1 = 2$
 $h = b = 18,4 \text{ cm}$

Carga Axil Requerida de la Columna Armada
 Numero de Barras de la Columna Armada
 Numero de Barras del Cordón
 Distancia entre centros de gravedad de los cordones

$$M_{sz} = \frac{P_u * e_0 + M_{uz}}{1 - \frac{P_u}{P_{cm}}} (10^{-2}) \text{ [kN} * m]$$

$$M_{sy} = \frac{P_u * e_0 + M_{uy}}{1 - \frac{P_u}{P_{cm}}} (10^{-2}) \text{ [kN} * m]$$

$M_{uz} = 2,45 \text{ kNm}$
 $M_{uy} = 0,59 \text{ kNm}$
 $k_z = k_y = 1$
 $l_z = l_y = 570 \text{ cm}$
 $e_{0z} = e_{0y} = 1,14 \text{ [cm]}$

Momento Flector Requerido alrededor de Z
 Momento Flector Requerido alrededor de Y
 Factor de Longitud Efectiva
 Distancia sin arriostrar
 Deformación Inicial

$$P_{cmz} = P_{cmy} = \frac{\pi^2 * E * A_g}{\left(\frac{k * l}{r}\right)_m^2} * 10^{-1}$$

$$\lambda_{mz} = \lambda_{my} = \left(\frac{k * l}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k * l}{r}\right)_0^2 + \lambda_1^2}$$

$$I_{mz} = I_{my} = 652,69 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de Inercia Modificado de la Montante}$$

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$r_z = r_y = 9,01 \text{ cm}$$

$$\lambda_{0z} = \lambda_{0y} = \left(\frac{1 * 570}{9,01}\right) = 63,26$$

$$\lambda_{1z} = \lambda_{1y} = \pi * \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_0 * A_D * s * h^2}} = \pi * \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}} = 12,63$$

$$\lambda_{mz} = \lambda_{my} = \sqrt{63,26^2 + 12,63^2} = 64,51$$

$$P_{cmz} = P_{cmy} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 8,04}{64,51^2} * 10^{-1} = 381,35$$

$$M_{sz} = \frac{75,83 * 1,14 + 2,45}{1 - \frac{75,83}{381,35}} (10^{-2}) = 1,11 \text{ kN} * m$$

$$M_{sy} = \frac{75,83 * 1,14 + 0,59}{1 - \frac{75,83}{381,35}} (10^{-2}) = 1,09 \text{ kN} * m$$

$$P_{u1} = \frac{75,83}{4} + \frac{1,11}{2 * 18,4} * (10)^2 + \frac{1,09}{2 * 18,4} * (10)^2 = 24,94 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = -24,94 \text{ kN} \leq P_d = -27,47 \text{ kN}$$

La montante ante esta combinación de carga si verifica.

$$\mathbf{d -1,2 D + 1,6 L}$$

$$N = 5,36 \text{ Tn} = 52,58 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 0,00 \text{ Tnm} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{33} = 0,18 \text{ Tnm} = 1,77 \text{ kNm}$$

$$T_{u1} = \frac{T_u}{n} + \frac{M_{uz}}{n_1 * h} * (10^2) \quad \text{Esfuerzo Axil requerido de Traccion}$$

$$P_{u1} = \frac{T_u}{n} - \frac{M_{uz}}{n_1 * h} * (10^2) \quad \text{Esfuerzo Axil requerido de Traccion}$$

$$T_u = 52,58 \text{ kN}$$

$$M_{uz} = 1,77 \text{ kNm}$$

$$n = 4$$

$$n_1 = 2$$

$$h = 18,4 \text{ cm}$$

$$T_{u1} = \frac{52,58}{4} + \frac{1,77}{2 * 18,4} * (10^2) = 17,95 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = \frac{52,58}{4} - \frac{1,77}{2 * 18,4} * (10^2) = 8,34 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{lcl} T_{u1} = 17,95 \text{ kN} & \leq & T_d = 39,8 \text{ kN} \\ P_{u1} = 8,34 \text{ kN} & \leq & T_d = 39,8 \text{ kN} \end{array}$$

La montante ante esta combinación de carga si verifica.

Se observa que las montantes verifican ante las sollicitaciones de todos los estados de carga.

No hay necesidad de proponer modificaciones con respecto a estos elementos.

4.3- PUNTAL

Para la verificación de estos elementos se utiliza el “CIRSOC 308-2007: Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular”.

A continuación se muestra donde están ubicados los puntales con respecto a la estructura:

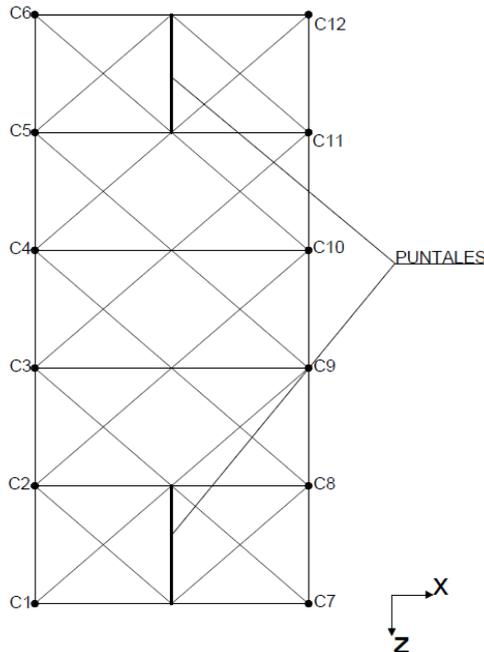


FIGURA 90-Vista en Planta-Se muestra la Ubicación de los Puntales

Características y dimensiones de la sección del puntal:

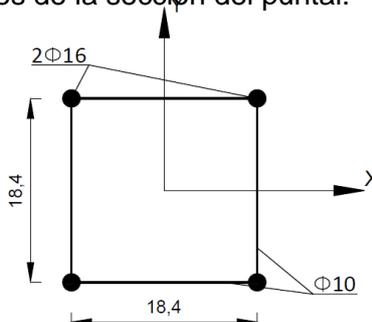


FIGURA 91-Vista en Corte de la Sección

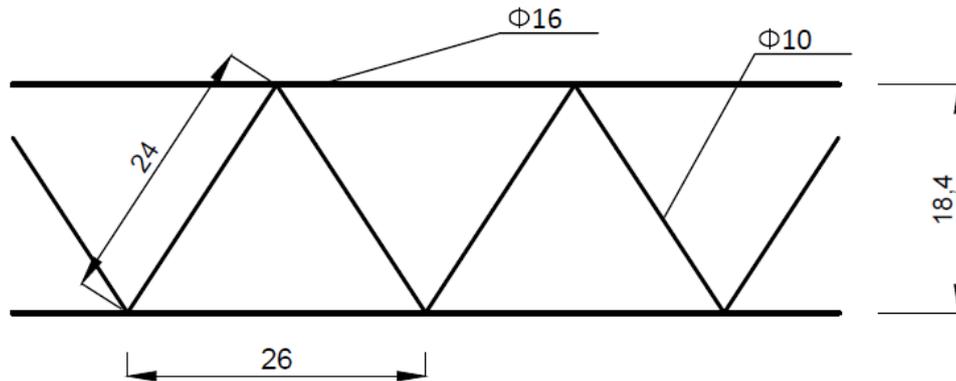


FIGURA 92-Vista Lateral del Puntal

Se realiza el análisis estructural con el programa RAM Advanse, y se obtienen todas las solicitaciones a las que están sometidas los puntales (ver anexo 5). Luego se seleccionan aquellas combinaciones de carga que condicionan al puntal.

En el cuadro siguiente se exponen los esfuerzos provocados por estas combinaciones:

Combinación de Carga	Axial[Ton]	Corte V2[Ton]	Corte V3[Ton]	M22[Ton*m]	M33[Ton*m]
0,9D+1,6XPos	0,89	0	0	0	0
1,2D+0,5L+1,6ZNeg	-3,66	0	0	0	0

Se observa que solo hay esfuerzos normales en estos, aunque en realidad existe flexión debida al propio peso, pero esta se desprecia ya que es casi insignificante.

4.3.1- Resistencia de Diseño a la Compresión del Puntal

$$P_d = \phi_c * P_n$$

Resistencia de Diseño a la Compresión

Siendo $\phi_c = 0,85$

para $F_y \leq 250\text{MPa}$

$$P_n = F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad [kN]$$

Resistencia Nominal

$$A_g = 2,01 \text{ cm}^2$$

Área bruta de la barra de sección circular

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

Tensiona Crítica

Los valores de χ están tabulados en función de λ_c .

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{k * l}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Con: $F_y = 220 \text{ MPa}$

Tensión de Fluencia Especifica del Acero

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

Modulo de Elasticidad Longitudinal del Acero

$$k * l = 1 * s = 26 \text{ cm}$$

$$r = 0,4 \text{ cm}$$

Radio de Giro de la sección transversal de la barra

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{26}{0,4} * \sqrt{\frac{220}{200.000}} = 0,69$$

$$\lambda_c = 0,69 \quad \rightarrow \quad \chi = 0,731$$

Factor de Esbeltez Adimensional

$$F_{cr} = 0,731 * 220 = 160,8 \text{ MPa}$$

$$P_d = 0,85 * 160,8 * 2,01 * (10)^{-1} = 27,47 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a la Compresión}$$

4.3.2- Resistencia de Diseño a la Tracción del Puntal

$$T_d = \phi_t * T_n \quad [\text{kN}]$$

$$\text{Siendo } \phi_t = 0,90$$

$$T_n = F_y * A_g * (10)^{-1} \quad \text{Resistencia Nominal}$$

$$F_y = 220 \text{ MPa} \quad \text{Tensión de Fluencia del Acero}$$

$$A_g = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta de la barra de Sección Circular}$$

$$T_d = 0,90 * 220 * 2,01 * (10)^{-1} = 39,8 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a la Tracción}$$

4.3.3- Verificación de los puntales

$$\mathbf{a} \text{ -}0,9 \text{ D} + 1,6 \text{ X}_{\text{Pos}}$$

$$N = 0,89 \text{ Tn} = 8,73 \text{ kN}$$

$$T_{u1} = \frac{T_u}{n} \quad \text{Esfuerzo Axil requerido de Traccion}$$

$$T_u = 8,73 \text{ kN}$$

$$n = 4$$

$$T_{u1} = \frac{8,73}{4} = 2,18 \text{ kN}$$

$$T_{u1} = 2,18 \text{ kN} \leq T_d = 39,8 \text{ kN}$$

El puntal ante esta combinación de carga verifica.

$$\mathbf{b} \text{ -}1,2 \text{ D} + 0,5 \text{ L} + 1,6 \text{ Z}_{\text{Neg}}$$

$$N = -3,66 \text{ Tn} = -35,91 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sz}}{n_1 * h} * (10)^2$$

Siendo

$$P_u = 35,91 \text{ kN}$$

$$n = 4$$

$$n_1 = 2$$

$$h = 18,4 \text{ cm}$$

Carga Axil Requerida de la Columna Armada

Numero de Barras de la Columna Armada

Numero de Barras del Cordón

Distancia entre centros de gravedad de los cordones

$$M_{sz} = \frac{P_u * e_0}{1 - \frac{P_u}{P_{cm}}} (10^{-2}) \quad [\text{kN} * \text{m}]$$

$$k = 1$$

$$l = 500 \text{ cm}$$

Factor de Longitud Efectiva

Distancia sin arriostrar

$$e_{0z} = \frac{k * l}{500} = \frac{1 * 500}{500} = 1,00 \text{ [cm]} \quad \text{Deformacion Inicial}$$

$$P_{cm} = \frac{\pi^2 * E * A_g}{\left(\frac{k * l}{r}\right)_m^2} * 10^{-1}$$

$$\lambda_m = \left(\frac{k * l}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k * l}{r}\right)_0^2 + \lambda_1^2} \quad \text{Esbeltez modificada de la columna armada}$$

$$I_{mz} = 645,5 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de Inercia Modificado del Puntal}$$

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$r_z = \sqrt{\left(\frac{I_{mz}}{A_g}\right)} = \sqrt{\left(\frac{645,5}{8,04}\right)} = 8,96 \text{ cm}$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{k * l}{r}\right)_0 = \left(\frac{1 * 500}{8,96}\right) = 55,80$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_0 * A_D * s * h^2}} = \pi * \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}} = 12,63$$

$$\lambda_m = \sqrt{55,80^2 + 12,63^2} = 57,21$$

$$P_{cm} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 8,04}{57,21^2} * 10^{-1} = 484,89$$

$$M_{sz} = \frac{35,91 * 1,00}{1 - \frac{35,91}{484,89}} (10^{-2}) = 0,39 \text{ kN * m}$$

$$P_{u1} = \frac{35,91}{4} + \frac{0,39}{2 * 18,4} * (10)^2 = 10,04 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = -10,04 \text{ kN} \quad \leq \quad P_d = -27,47 \text{ kN}$$

El puntal ante esta combinación de carga verifica.

Los puntales verifican ante todas las solicitaciones de los distintos estados de carga. Por más que se despreja el peso propio de estos, el margen por el cual verifican es muy grande, así que no hay problemas con esto.

No hay necesidad de proponer modificaciones con respecto a estos elementos.

4.4- PARANTE

Para la verificación de estos elementos se utiliza el “CIRSOC 308-2007: Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular”.

A continuación se muestra donde están ubicados los parantes con respecto a la estructura:

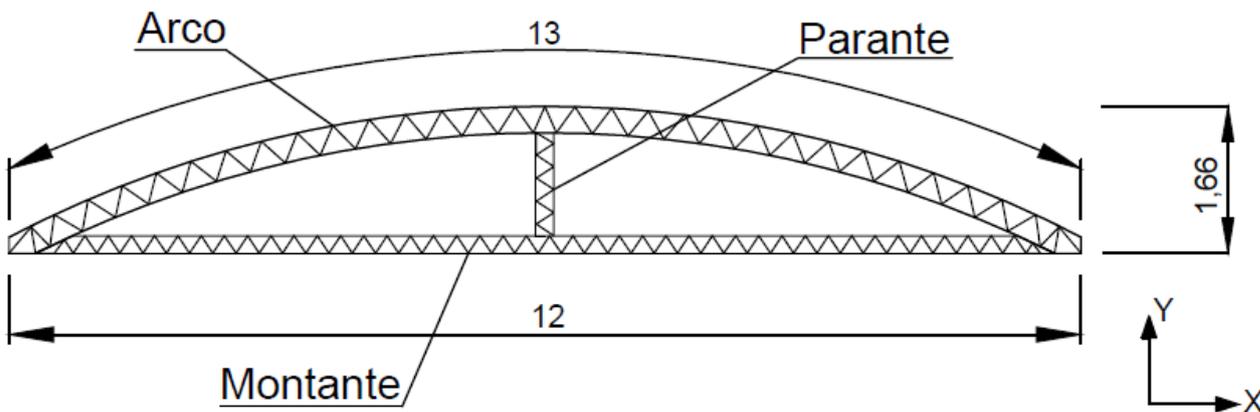


FIGURA 93-Vista en Corte- Parante referenciado

Características y dimensiones de la sección del parante:

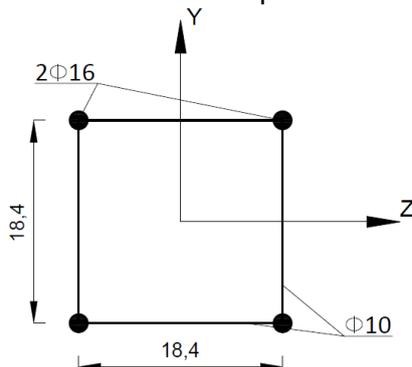


FIGURA 94-Vista en Corte de la Sección

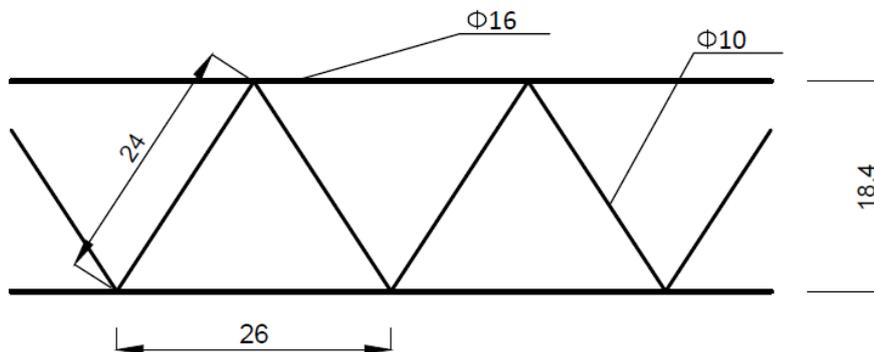


FIGURA 95-Vista de las caras Laterales del Parante

Estos están presentes en todos los pórticos de la estructura.

Se realiza el análisis estructural con el programa RAM Advanse, y se obtienen todas las solicitaciones a las que están sometidas los parantes (ver anexo 6). Luego se procede a seleccionar aquellas combinaciones de carga que condicionan al elemento.

En el cuadro siguiente se exponen los esfuerzos provocados por estas combinaciones:

Combinación de Carga	Axial[Ton]	Corte V2[Ton]	Corte V3[Ton]	M22[Ton*m]	M33[Ton*m]
1,2D+1,6T	0,12	0	0	0	0
1,2D+1,6L	-0,09	0	0	0	0

4.4.1- Resistencia de Diseño a la Compresión del Parante

$$P_d = \phi_c * P_n$$

Siendo $\phi_c = 0,85$

Resistencia de Diseño a la Compresión para $F_y \leq 250\text{MPa}$

$$P_n = F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad [kN]$$

Resistencia Nominal

$$A_g = 2,01 \text{ cm}^2$$

Área bruta de la barra de sección circular

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

Tensiona Crítica

Los valores de χ están tabulados en función de λ_c .

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{k * l}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Con: $F_y = 220 \text{ MPa}$

$E = 200.000 \text{ MPa}$

$k * l = 1 * s = 26 \text{ cm}$

$r = 0,4 \text{ cm}$

Tensión de Fluencia Especifica del Acero

Modulo de Elasticidad Longitudinal del Acero

Radio de Giro de la sección transversal de la barra

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{26}{0,4} * \sqrt{\frac{220}{200.000}} = 0,69$$

$\lambda_c = 0,69 \quad \rightarrow \quad \chi = 0,731$

Factor de Esbeltez Adimensional

$$F_{cr} = 0,731 * 220 = 160,8 \text{ MPa}$$

$$P_d = 0,85 * 160,8 * 2,01 * (10)^{-1} = 27,47 \text{ kN}$$

Resistencia a la Compresión

4.4.2- Resistencia de Diseño a la Tracción del Parante

$$T_d = \phi_t * T_n \quad [kN]$$

Siendo $\phi_t = 0,90$

$$T_n = F_y * A_g * (10)^{-1}$$

Resistencia Nominal

$$F_y = 220 \text{ MPa}$$

Tensión de Fluencia del Acero

$$A_g = 2,01 \text{ cm}^2$$

Área bruta de la barra de Sección Circular

$$T_d = 0,90 * 220 * 2,01 * (10)^{-1} = 39,8 \text{ kN}$$

Resistencia a la Tracción

4.4.3- Verificación de los parantes

a -1,2 D + 1,6 T

N = 0,12 Tn = 1,18 kN

$$T_{u1} = \frac{T_u}{n}$$

Esfuerzo Axil requerido de Traccion

$T_u = 1,18 \text{ kN}$

$n = 4$

$$T_{u1} = \frac{1,18}{4} = 0,295 \text{ kN}$$

$T_{u1} = 0,295 \text{ kN}$

≤

$T_d = 39,8 \text{ kN}$

El parante ante esta combinación de carga verifica.

b -1,2 D + 1,6 L

N = -0,09 Tn = -0,89 kN

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sz}}{n_1 * h} * (10)^2$$

Siendo

$P_u = 0,89 \text{ kN}$

$n = 4$

$n_1 = 2$

$h = 18,4 \text{ cm}$

Carga Axil Requerida de la Columna Armada

Numero de Barras de la Columna Armada

Numero de Barras del Cordón

Distancia entre centros de gravedad de los cordones

$$M_{sz} = \frac{P_u * e_0}{1 - \frac{P_u}{P_{cm}}} (10^{-2}) \text{ [kN * m]}$$

$k = 1$

$l = 116 \text{ cm}$

Factor de Longitud Efectiva

Distancia sin arriostrar

$$e_{0z} = \frac{k * l}{500} = \frac{1 * 116}{500} = 0,23 \text{ [cm]}$$

Deformacion Inicial

$$P_{cm} = \frac{\pi^2 * E * A_g}{\left(\frac{k * l}{r}\right)_m^2} * 10^{-1}$$

$$\lambda_m = \left(\frac{k * l}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k * l}{r}\right)_0^2 + \lambda_1^2}$$

Esbeltez modificada de la columna armada

$I_{mz} = 339,7 \text{ cm}^4$

$A_g = 8,04 \text{ cm}^2$

Momento de Inercia Modificado del Puntal

$$r_z = \sqrt{\left(\frac{I_{mz}}{A_g}\right)} = \sqrt{\left(\frac{339,7}{8,04}\right)} = 6,50 \text{ cm}$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{k * l}{r}\right)_0 = \left(\frac{1 * 116}{6,50}\right) = 17,85$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_0 * A_D * s * h^2}} = \pi * \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}} = 12,63$$

$$\lambda_m = \sqrt{17,85^2 + 12,63^2} = 21,87$$

$$P_{cm} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 8,04}{21,87^2} * 10^{-1} = 331,81$$

$$M_{sz} = \frac{0,89 * 0,23}{1 - \frac{0,89}{331,81}} (10^{-2}) = 0,002 \text{ kN} * m$$

$$P_{u1} = \frac{0,89}{4} + \frac{0,002}{2 * 18,4} * (10)^2 = 0,23 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = -0,23 \text{ kN} \leq P_d = -27,47 \text{ kN}$$

El parante ante esta combinación de carga verifica.

Los parantes verifican ante todas las solicitaciones de los distintos estados de carga. No es necesario proponer modificaciones con respecto a estos elementos.

4.5- TENSOR

Para la verificación de estos elementos se utiliza el "CIRSOC 308-2007: Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular".

A continuación se muestra donde están ubicadas los tensores con respecto a la estructura:

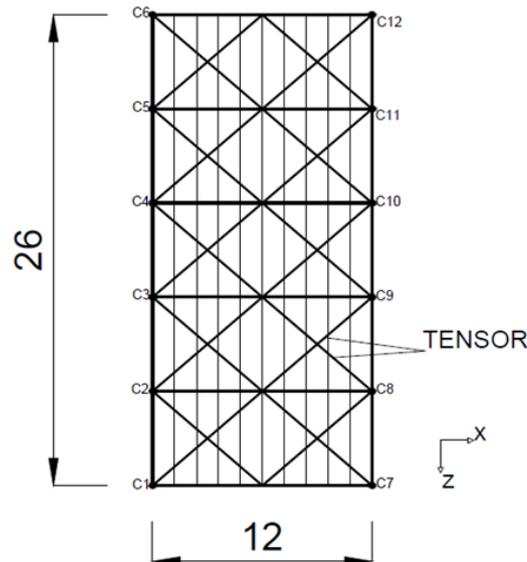


FIGURA 96-Ubicación de los Tensores

Los tensores están hechos de barras redondas de Ø20 de un acero ADN 220.

Estos elementos solo pueden tomar esfuerzos de tracción.

Se realiza el análisis estructural con el programa RAM Advanse, y se obtienen todas las solicitaciones a las que están sometidas los tensores (ver anexo 7). Luego se selecciona la combinación de carga que condiciona al tensor.

En el cuadro siguiente se expone los esfuerzos provocados por esta combinación:

Combinación de Carga	Axial[Ton]	Corte V2[Ton]	Corte V3[Ton]	M22[Ton*m]	M33[Ton*m]
1,2D+0,5L+1,6X _{pos}	3,83	0	0	0	0

4.5.1- Resistencia de Diseño a la Tracción del Tensor

$$T_d = \phi_t * T_n \quad [kN] \quad \text{Resistencia a la Tracción}$$

Siendo $\phi_t = 0,90$

$$T_n = F_y * A_g * (10)^{-1} \quad \text{Resistencia Nominal}$$

$$F_y = 220 \text{ MPa} \quad \text{Tensión de Fluencia del Acero}$$

$$A_g = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta de la barra de Sección Circular}$$

$$T_d = 0,90 * 220 * 3,14 * (10)^{-1} = 62,17 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a la Tracción}$$

4.5.2- Verificación de los tensores

a -1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_{pos}
 N = 3,83 Tn = 37,57 kN

$$T_u = 37,57 \text{ kN} \leq T_d = 62,17 \text{ kN}$$

Estos elementos verifican por lo que no hay necesidad de modificarlos.

4.6- ARCOS

Para la verificación de estos elementos se utiliza el "CIRSOC 308-2007: Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular".

A continuación se muestra donde están ubicadas los arcos con respecto a la estructura:

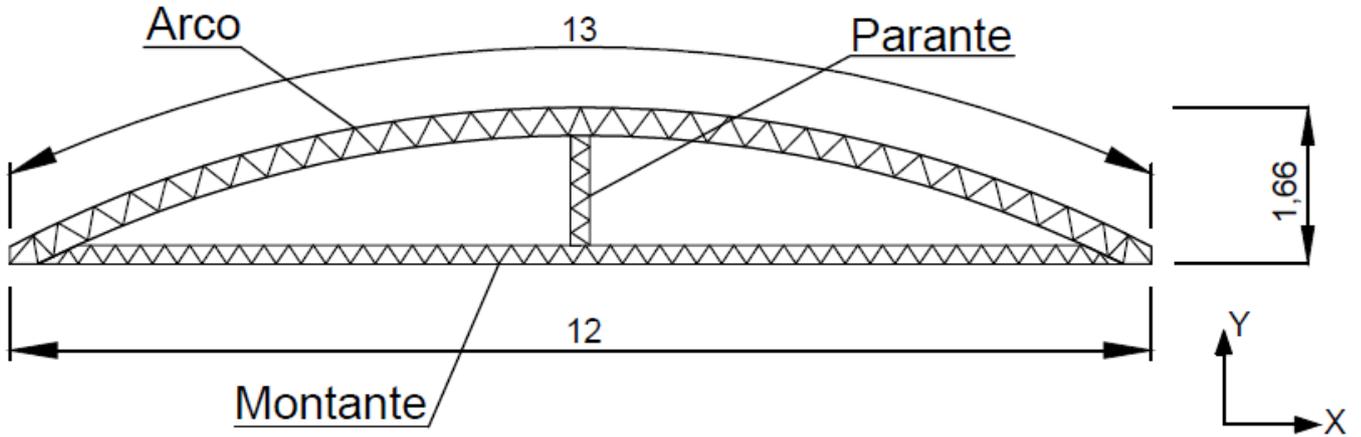


FIGURA 97-Ubicación del arco

La sección de los arcos es la siguiente:

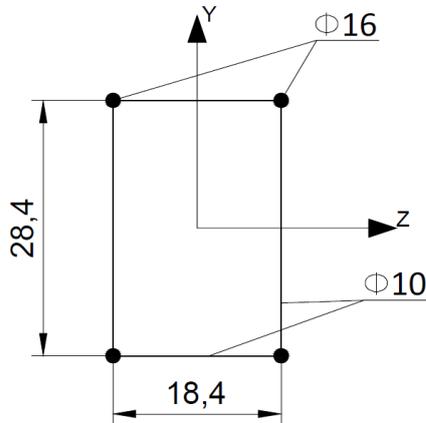


FIGURA 98-Sección del arco

Las caras del arco tienen las siguientes configuraciones:

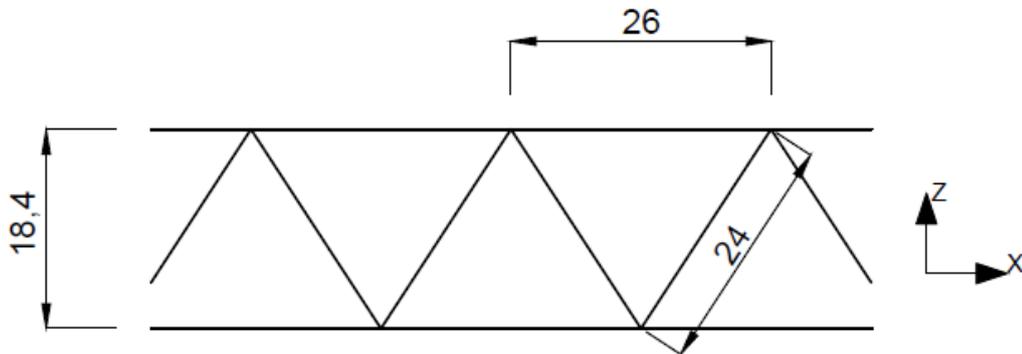


FIGURA 99-Vista de las caras superior e inferior del arco

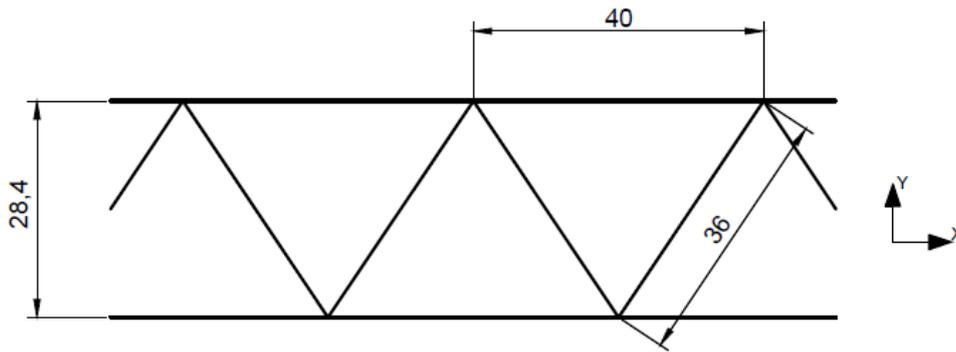


FIGURA 100-Vista de las caras laterales de los arcos

Del análisis estructural realizado con el programa RAM Advanse, se han obtenido todas las solicitaciones a las que están sometidas los arcos (ver anexo 8).

En el cuadro siguiente se expone aquellas combinaciones condicionantes de este elemento:

Combinación de Carga	Axial[Ton]	Corte V2[Ton]	Corte V3[Ton]	M22[Ton*m]	M33[Ton*m]
1,2D+1,6L	-7,18	0,09	0,03	0,04	0,31
0,9D+1,6ZPos	11,38	0,78	0,25	-0,22	-0,45
1,2D+0,5T+1,6XPos	7,42	0,86	-0,07	0,08	-0,74
1,2D+0,5L+1,6ZNeg	1,37	0,2	0,44	-0,67	-0,13

$$M_{33}=M_z$$

$$M_{22}=M_y$$

4.6.1- Resistencia de Diseño a la Compresión del Arco

$$P_d = \phi_c * P_n$$

Resistencia de Diseño a la Compresión

Siendo $\phi_c = 0,85$

para $F_y \leq 250\text{MPa}$

$$P_n = F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad [kN]$$

Resistencia Nominal

$$A_g = 2,01 \text{ cm}^2$$

Área bruta de la barra de sección circular

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

Tensiona Crítica

Los valores de χ están tabulados en función de λ_c .

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{k * l}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Con: $F_y = 220 \text{ MPa}$

Tensión de Fluencia Especifica del Acero

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

Modulo de Elasticidad Longitudinal del Acero

$$k * l = 1 * s = 26 \text{ cm}$$

Radio de Giro de la sección transversal de la barra

$$r = 0,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{26}{0,4} * \sqrt{\frac{220}{200.000}} = 0,69$$

$$\lambda_c = 0,69 \quad \rightarrow \quad \chi = 0,731 \quad \text{Factor de Esbeltez Adimensional}$$

$$F_{cr} = 0,731 * 220 = 160,8 \text{ MPa}$$

$$P_d = 0,85 * 160,8 * 2,01 * (10)^{-1} = 27,47 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a la Compresión}$$

4.6.2- Resistencia de Diseño a la Tracción del Arco

$$T_d = \phi_t * T_n \quad [kN] \quad \text{Resistencia a la Tracción}$$

$$\text{Siendo } \phi_t = 0,90$$

$$T_n = F_y * A_g * (10)^{-1} \quad \text{Resistencia Nominal}$$

$$F_y = 220 \text{ MPa} \quad \text{Tensión de Fluencia del Acero}$$

$$A_g = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta de la barra de Sección Circular}$$

$$T_d = 0,90 * 220 * 2,01 * (10)^{-1} = 39,8 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a la Tracción}$$

4.6.3- Verificación de los Arcos

$$\mathbf{a} \text{ -0,9 D + 1,6 Z}_{\text{POS}}$$

$$N = 11,38 \text{ Tn} = 111,64 \text{ kN}$$

$$M_{22} = -0,22 \text{ Tnm} = -2,16 \text{ kNm}$$

$$M_{33} = -0,45 \text{ Tnm} = -4,42 \text{ kNm}$$

$$T_{u1} = \frac{T_u}{n} + \frac{M_{uz}}{n_1 * h} * (10^2) + \frac{M_{uy}}{n_1 * b} * (10^2) \quad \text{Esfuerzo Axil requerido de Traccion}$$

$$P_{u1} = \frac{T_u}{n} - \frac{M_{uz}}{n_1 * h} * (10^2) - \frac{M_{uy}}{n_1 * b} * (10^2) \quad \text{Esfuerzo Axil requerido de Compresion}$$

$$T_u = 111,64 \text{ kN}$$

$$M_{uz} = 4,42 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 2,16 \text{ kNm}$$

$$n = 4$$

$$n_1 = 2$$

$$h = 28,4 \text{ cm}$$

$$b = 18,4 \text{ cm}$$

$$T_{u1} = \frac{111,64}{4} + \frac{4,42}{2 * 28,4} * (10^2) + \frac{2,16}{2 * 18,4} * (10^2) = 41,56 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = \frac{111,64}{4} - \frac{4,42}{2 * 28,4} * (10^2) - \frac{2,16}{2 * 18,4} * (10^2) = 14,26 \text{ kN}$$

$$T_{u1} = 41,56 \text{ kN} \quad > \quad T_d = 39,8 \text{ kN}$$

El Arco ante esta combinación de carga NO VERIFICA.

b -1,2 D + 0,5 T + 1,6 X_{Pos}

$$N = 7,42 \text{ Tn} = 72,8 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 0,08 \text{ Tnm} = 0,79 \text{ kNm}$$

$$M_{33} = -0,74 \text{ Tnm} = -7,26 \text{ kNm}$$

$$T_{u1} = \frac{T_u}{n} + \frac{M_{uz}}{n_1 * h} * (10^2) + \frac{M_{uy}}{n_1 * b} * (10^2) \quad \text{Esfuerzo Axil requerido de Traccion}$$

$$P_{u1} = \frac{T_u}{n} - \frac{M_{uz}}{n_1 * h} * (10^2) - \frac{M_{uy}}{n_1 * b} * (10^2) \quad \text{Esfuerzo Axil requerido de Compresion}$$

$$T_u = 72,8 \text{ kN}$$

$$M_{uz} = 7,26 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 0,79 \text{ kNm}$$

$$n = 4$$

$$n_1 = 2$$

$$h = 28,4 \text{ cm}$$

$$b = 18,4 \text{ cm}$$

$$T_{u1} = \frac{72,8}{4} + \frac{7,26}{2 * 28,4} * (10^2) + \frac{0,79}{2 * 18,4} * (10^2) = 33,12 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = \frac{72,8}{4} - \frac{7,26}{2 * 28,4} * (10^2) - \frac{0,79}{2 * 18,4} * (10^2) = 3,27 \text{ kN}$$

$$T_{u1} = 33,12 \text{ kN} \leq T_d = 39,8 \text{ kN}$$

El Arco ante esta combinación de carga verifica.

c -1,2 D + 0,5 L + 1,6 Z_{Neg}

$$N = 1,37 \text{ Tn} = 13,44 \text{ kN}$$

$$M_{22} = -0,67 \text{ Tnm} = -6,57 \text{ kNm}$$

$$M_{33} = -0,13 \text{ Tnm} = -1,28 \text{ kNm}$$

$$T_{u1} = \frac{T_u}{n} + \frac{M_{uz}}{n_1 * h} * (10^2) + \frac{M_{uy}}{n_1 * b} * (10^2) \quad \text{Esfuerzo Axil requerido de Traccion}$$

$$P_{u1} = \frac{T_u}{n} - \frac{M_{uz}}{n_1 * h} * (10^2) - \frac{M_{uy}}{n_1 * b} * (10^2) \quad \text{Esfuerzo Axil requerido de Compresion}$$

$$T_u = 13,44 \text{ kN}$$

$$M_{uz} = 1,28 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 6,57 \text{ kNm}$$

$$n = 4$$

$$n_1 = 2$$

$$h = 28,4 \text{ cm}$$

$$b = 18,4 \text{ cm}$$

$$T_{u1} = \frac{13,44}{4} + \frac{1,28}{2 * 28,4} * (10^2) + \frac{6,57}{2 * 18,4} * (10^2) = 23,47 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = \frac{13,44}{4} - \frac{1,28}{2 * 28,4} * (10^2) - \frac{6,57}{2 * 18,4} * (10^2) = -16,75 \text{ kN}$$

$$T_{u1} = 23,47 \text{ kN} \leq T_d = 39,8 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = -16,75 \text{ kN} \leq P_d = -27,47 \text{ kN}$$

El Arco ante esta combinación de carga verifica.

$$d = -1,2 D + 1,6 L$$

$$N = -7,18 \text{ Tn} = -70,44 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 0,04 \text{ Tnm} = 0,40 \text{ kNm}$$

$$M_{33} = 0,31 \text{ Tnm} = 3,04 \text{ kNm}$$

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sy}}{n_1 * h} * (10)^2 + \frac{M_{sz}}{n_1 * h} * (10)^2$$

Siendo

$$P_u = 70,44 \text{ kN}$$

$$n = 4$$

$$n_1 = 2$$

$$b = 18,4 \text{ cm}$$

$$h = 28,4 \text{ cm}$$

Carga Axil Requerida de la Sección Armada

Numero de Barras de la Sección Armada

Numero de Barras del Cordón

$$M_{sz} = \frac{P_u * e_{0z} + M_{uz}}{1 - \frac{P_u}{P_{cmz}}} (10^{-2}) \text{ [kN * m]}$$

$$M_{uz} = 3,04 \text{ kNm}$$

$$l_z = 650 \text{ cm}$$

Momento Flector Requerido alrededor de Z

Distancia sin arriostrar

$$f = 166 \text{ cm}$$

$$f/l_z = 166/650 = 0,25 \quad \text{--- -->} \quad k_z = 1,09$$

Flecha del Arco

$$k_z * l_z = 1,09 * 650 \text{ cm} = 708,5 \text{ cm}$$

$$e_{0z} = \frac{k_z * l_z}{500} = \frac{1,09 * 650}{500} = 1,42 \text{ [cm]}$$

Deformacion Inicial

$$P_{cmz} = \frac{\pi^2 * E * A_g}{\left(\frac{k * l}{r}\right)_{mz}^2} * 10^{-1}$$

$$\lambda_{mz} = \left(\frac{k * l}{r}\right)_{mz} = \sqrt{\left(\frac{k_z * l_z}{r_z}\right)_0^2 + \lambda_{1z}^2}$$

$$I_{mz} = 1531,1 \text{ cm}^4$$

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$r_z = \sqrt{\left(\frac{I_{mz}}{A_g}\right)} = \sqrt{\left(\frac{1531,1}{8,04}\right)} = 13,80 \text{ cm}$$

$$\lambda_{0z} = \frac{k_z * l_z}{r_z} = \frac{1,09 * 650}{13,80} = 51,34$$

$$\lambda_{1z} = \pi * \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_0 * A_D * s * h^2}} = \pi * \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 36^3}{2 * 0,78 * 40 * 28,4^2}} = 12,13$$

$$\lambda_{mz} = \sqrt{51,34^2 + 12,13^2} = 52,75$$

$$P_{cmz} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 8,04}{52,75^2} * 10^{-1} = 570,35$$

$$M_{sz} = \frac{70,44 * 1,42 + 3,04}{1 - \frac{70,44}{570,35}} (10^{-2}) = 1,17 \text{ kN} * m$$

$$M_{sy} = \frac{P_u * e_{0y} + M_{uy}}{1 - \frac{P_u}{P_{cmy}}} (10^{-2}) \text{ [kN} * m]$$

$$M_{uy} = 0,40 \text{ kNm}$$

$$k_y = 1$$

$$l_y = 1300 \text{ cm}$$

Momento Flector Requerido alrededor de Y

Factor de Longitud Efectiva

Distancia sin arriostrar

$$e_{0y} = \frac{k_y * l_y}{500} = \frac{1,00 * 1300}{500} = 2,60 \text{ [cm]}$$

Deformacion Inicial

$$P_{cmz} = P_{cmy} = \frac{\pi^2 * E * A_g}{\left(\frac{k * l}{r}\right)_{my}^2} * 10^{-1}$$

$$\lambda_{my} = \left(\frac{k * l}{r}\right)_{my} = \sqrt{\left(\frac{k * l}{r}\right)_{0y}^2 + \lambda_{1y}^2}$$

$$I_{my} = 676,1 \text{ cm}^4$$

$$A_g = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{my}}{A_g}} = \sqrt{\frac{676,1}{8,04}} = 9,17 \text{ cm}$$

$$\lambda_{0y} = \left(\frac{1 * 1300}{9,17}\right) = 141,76$$

$$\lambda_{1y} = \pi * \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_0 * A_D * s * h^2}} = \pi * \sqrt{\frac{2 * 8,04 * 24^3}{2 * 0,78 * 26 * 18,4^2}} = 12,63$$

$$\lambda_{my} = \sqrt{141,76^2 + 12,63^2} = 142,32$$

$$P_{cmy} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 8,04}{142,32^2} * 10^{-1} = 78,35$$

$$M_{sy} = \frac{70,44 * 2,60 + 0,40}{1 - \frac{70,44}{78,35}} (10^{-2}) = 18,18 \text{ kN} * m$$

$$P_{u1} = \frac{70,44}{4} + \frac{1,17}{2 * 28,4} * (10)^2 + \frac{18,18}{2 * 18,4} * (10)^2 = 69,07 \text{ kN}$$

$$P_{u1} = -69,07 \text{ kN} \quad > \quad P_d = -27,47 \text{ kN}$$

El Arco ante esta combinación de carga NO VERIFICA.

Al realizar los cálculos correspondientes para la verificación de los arcos, se observa que estos no verifican bajo las condiciones que exige el Reglamento Argentino de Construcción, por lo que se debe modificar la estructura o el elemento para que esto se cumpla.

4.7- RESUMEN

A continuación se expone un cuadro resumen, en el cual se detalla cada elemento estructural con la correspondiente relación "Solicitud/Resistencia".

Los elementos en los cuales esta relación es menor o igual a "1" da como resultado su verificación, y en los que es mayor a "1" no lo hacen.

Cada elemento solo se analiza bajo el estado de carga que da la mayor relación "Solicitud/Resistencia".

Elemento Estructural	Relación "Solicitud/Resistencia"	Condición
Columna extrema	5,03	No verifica
Columna central	1,16	No verifica
Montante	0,91	Verifica
Puntal	0,37	Verifica
Parante	0,008	Verifica
Tensor	0,60	Verifica
Arco	2,51	No verifica

CAPITULO 5: PROPUESTA DE ALTERNATIVAS

Como se vio en el Capitulo 4 algunos de los elementos que componen la estructura no cumplen con los requerimientos que exigen los Reglamentos Argentinos de Construcción.

Aquí se exponen varias alternativas de posibles modificaciones y/o refuerzos de la estructura que pueden llegar a conducir que estos elementos estén acordes a lo exigido por los correspondientes Reglamentos.

Los elementos que no verifican son las columnas y los arcos, por lo que las alternativas planteadas están enfocadas en que las solicitaciones y/o resistencias de estos elementos cambien.

Todas las alternativas que se plantean a continuación pueden realizarse o no, son opciones que se proponen para regularizar la situación de la estructura. También se pueden combinar estas opciones entre sí.

Al momento de decidir por una, no solo importa el tema estructural, sino también la complicación al momento de su implementación y los costos económicos de llevar adelante las alternativas, tanto en materiales como en mano de obra.

5.1-ALTERNATIVA “A”

Una posible modificación que se plantea, teniendo en cuenta que la estructura todavía no ha sido montada es construir más columnas, arcos, montantes y parantes, así en vez de que toda la luz de la estructura este cubierta por 6 pórticos, lo este por 7 o más pórticos.

Esto hace que el área tributaria de las fuerzas solicitantes (peso propio, sobrecarga, carga de viento, etc.) en cada uno de los elementos sea menor, por lo que lleva a que las solicitaciones en estos sea menor.

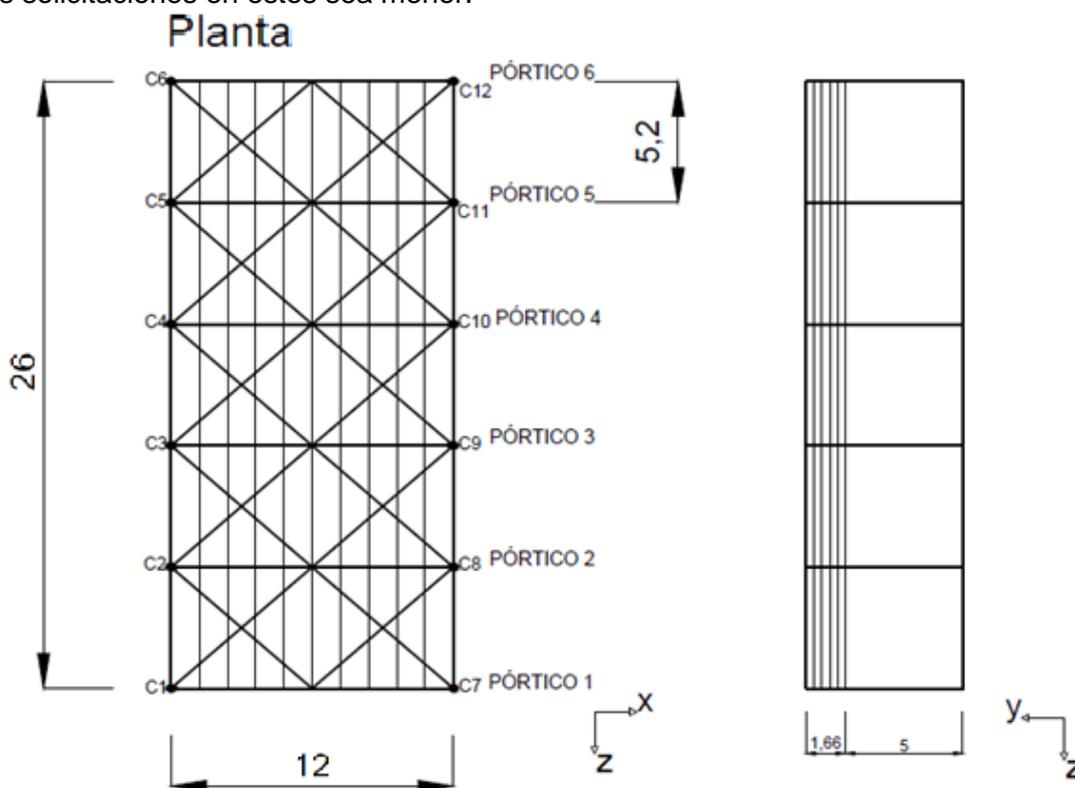


FIGURA 101-Estructura original

A continuación se expone la posible modificación de la estructura. En esta se pasa de 6 pórticos a tener 9 pórticos, lo cual reduce la luz entre estos a 3,25m. Un valor menor a los 5,20m originales, lo que hace que los esfuerzos en los elementos disminuyan considerablemente ya que el área tributaria que afecta a arcos y columnas no es la misma.

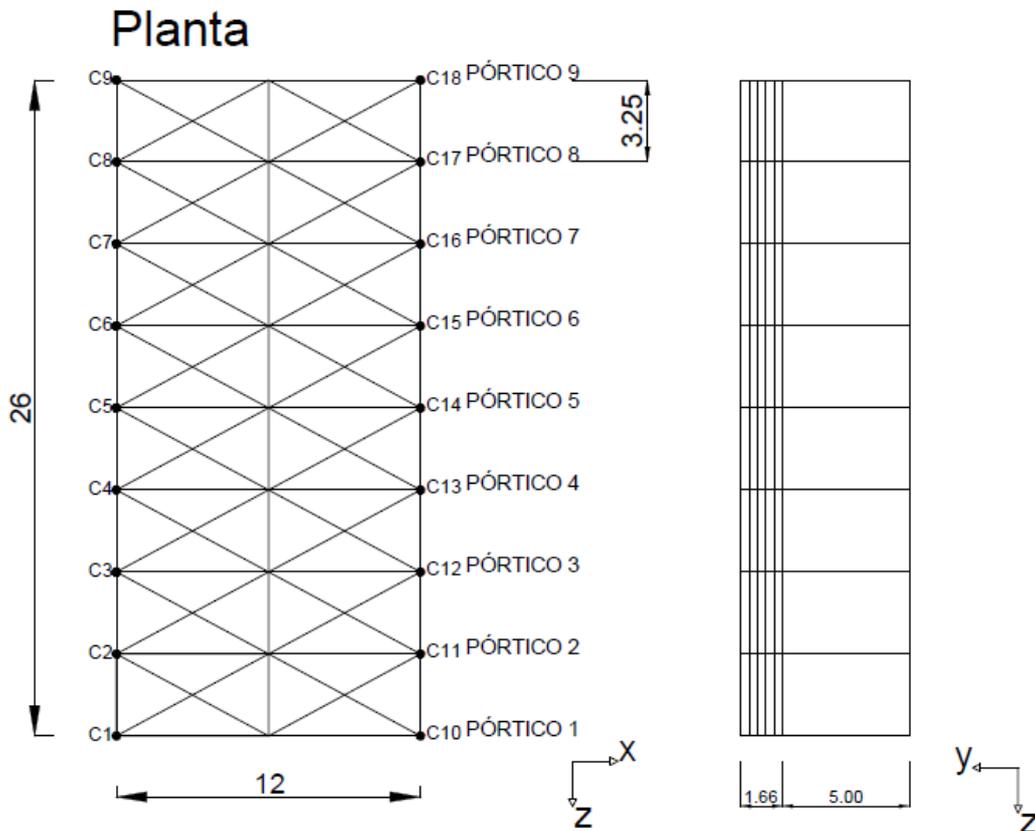


FIGURA 102-Estructura modificada

Cabe aclarar que lo expuesto anteriormente es un ejemplo, la estructura se puede modificar y no necesariamente tener 9 pórticos, estos pueden ser menos o más. Esto depende del análisis estructural que se realiza y de los resultados que se obtienen una vez realizado esto.

5.2-ALTERNATIVA “B”

Otra posible modificación a la estructura para el caso de los arcos que no verifican ante los esfuerzos a las que se ven solicitados, es añadir elementos, esto hace que los esfuerzos en este se redistribuyan actuando como un reticulado.

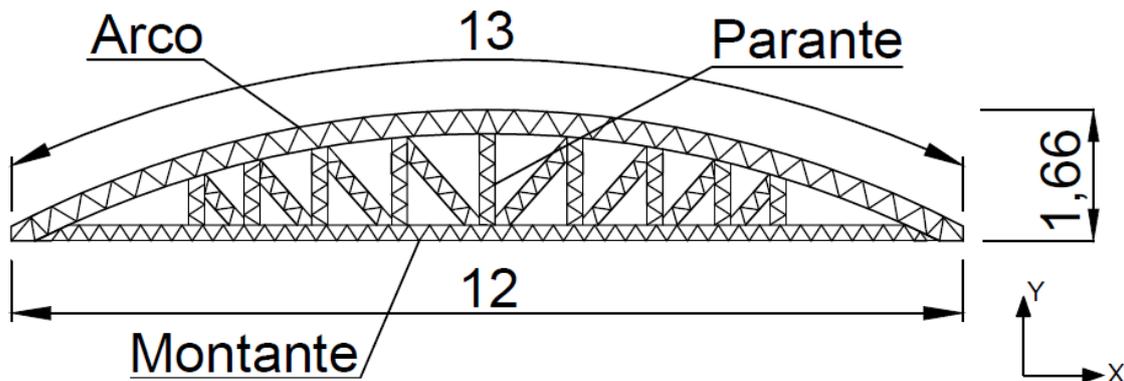


FIGURA 103-Vista del arco con elementos actuando como un reticulado

Lo expuesto anteriormente es un mero ejemplo, puede llevar esa configuración o alguna otra. Para definir esto se deben realizar los cálculos correspondientes para ver si es efectiva esta modificación, o ver de que configuración conviene.

5.3-ALTERNATIVA “C”

Otro de los grandes problemas en la “No verificación” de los arcos es la gran longitud de pandeo de estos fuera del plano, lo que hace que momentos pequeños tengan gran incidencia.

Para solucionar esto se propone colocar elementos similares a los puntales pero “En El Plano que se Desarrolla el Arco” junto con tensores, también en el mismo plano. Estas modificaciones hacen que las longitudes de pandeo se reduzcan considerablemente, lo que puede hacer posible que verifiquen.

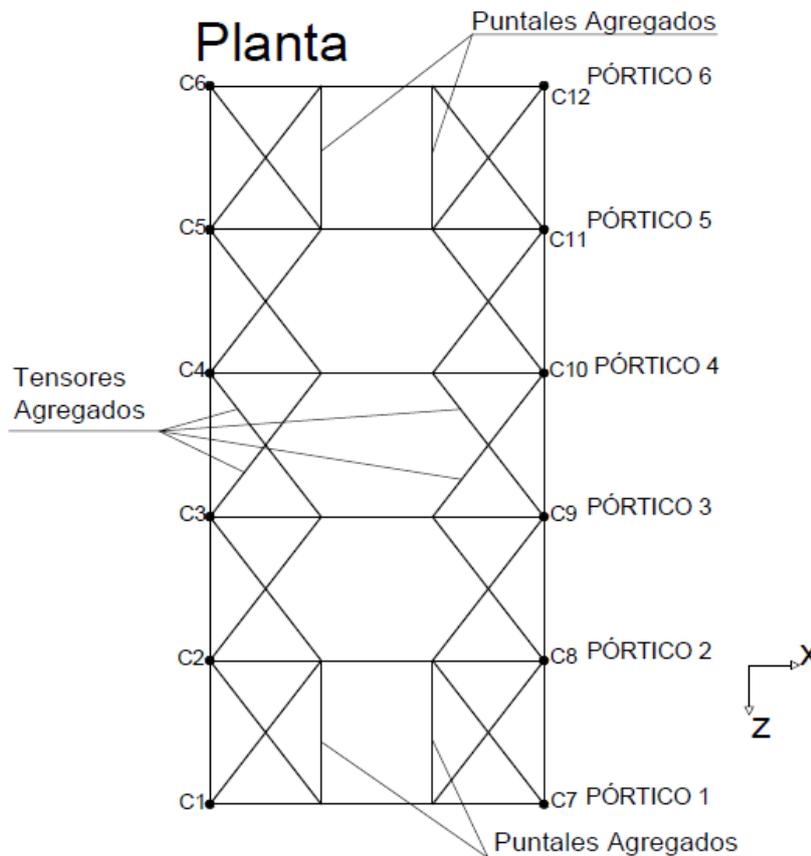


FIGURA 104-Vista en planta con los elementos agregados

5.4-ALTERNATIVA “D”

Otra posible alternativa a la estructura para el caso de las columnas que no verifican ante los esfuerzos a las que se ven solicitadas, es agrandar la sección y/o reforzarla agregándole más barras de acero.

Aquí se debe diferenciar entre “Columnas Extremas” y “Columnas Centrales”, ya que los valores a las que ambas se encuentran solicitadas son muy diferentes, por lo que se plantean distintas alternativas para ambas.

5.4.1- Columnas Extremas

La sección se va agrandando, a medida que se le agregan barras de acero, hasta obtener resistencias similares o mayores que los esfuerzos provocados por las combinaciones de carga más desfavorables que ha devuelto el análisis estructural del modelo.

Para ello se utiliza la planilla de cálculo CIRSOC-Flex proporcionada por el INTI.

Para llegar a la sección final se tienen en cuenta las solicitaciones condicionantes que se han obtenido para estas columnas del programa "RAM Advanse", las cuales son las siguientes:

Combinación de carga	Axial[Tn]	Corte V2[Tn]	Corte V3[Tn]	M22[Tn.m]	M33[Tn.m]
1,2 D + 1,6 L	-1,9	0,05	-0,02	0,09	0,23
0,9 D + 1,6Zp	2,36	0,99	-0,02	0,17	-0,73
1,2 D + 0,5 T +1,6 Zn	1,08	0,51	-0,05	0,3	-0,44
1,2 D + 0,5 L +1,6 Xn	0,48	-3,46	-0,02	0,11	-12,74
1,2 D + 0,5 L +1,6 Xp	1,07	-3,04	0,02	-0,07	11,75

Después de intentar varias veces teniendo en cuenta las solicitaciones que condicionan al elemento, se llega a la siguiente sección:

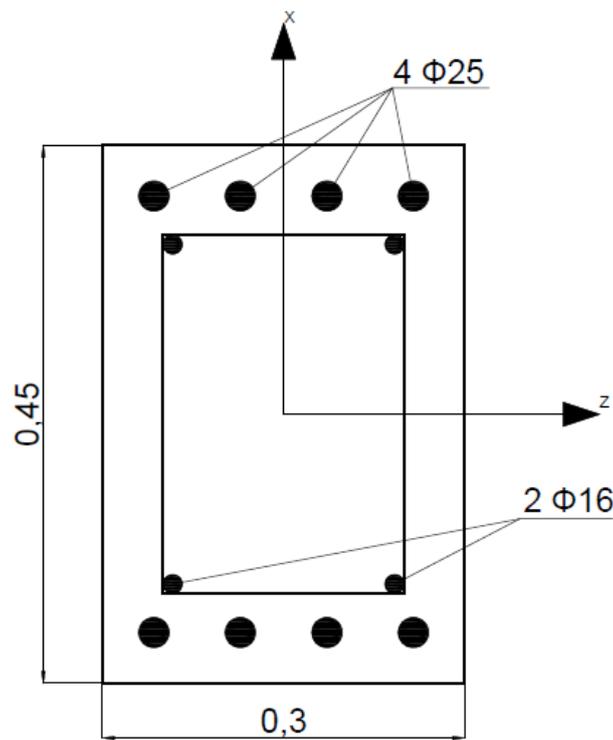
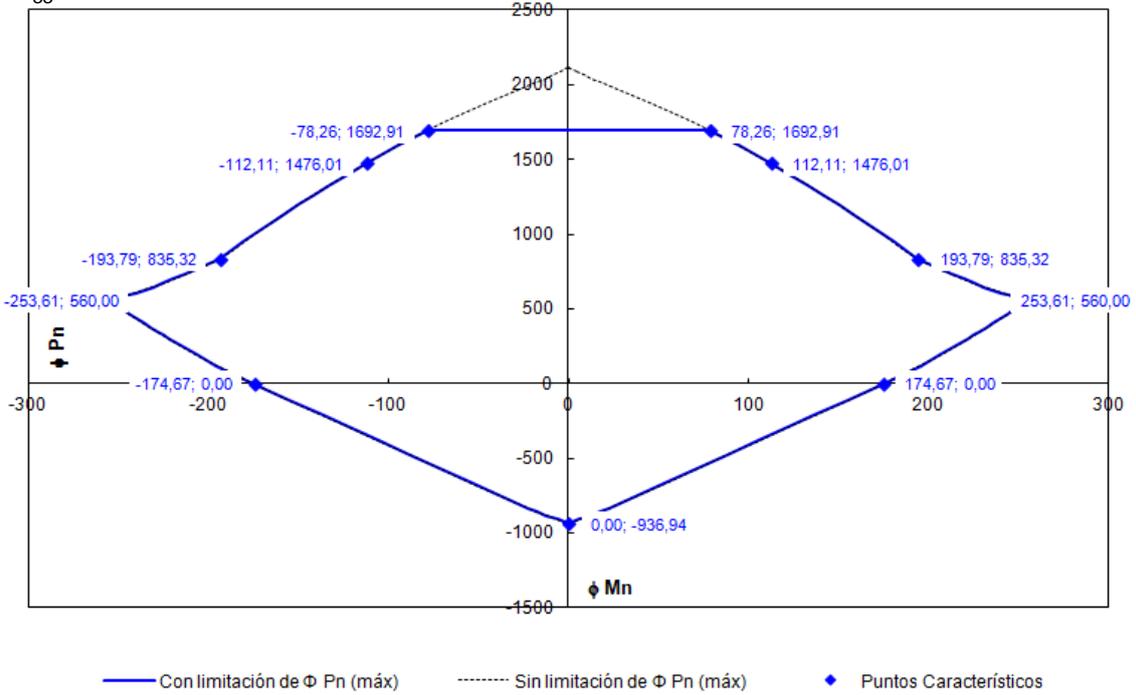


FIGURA 105-Seccion modificada de la columna extrema

Al cargar esta sección en la planilla de cálculo CIRSOC-Flex se obtienen los siguientes diagramas de interacciones resistentes:

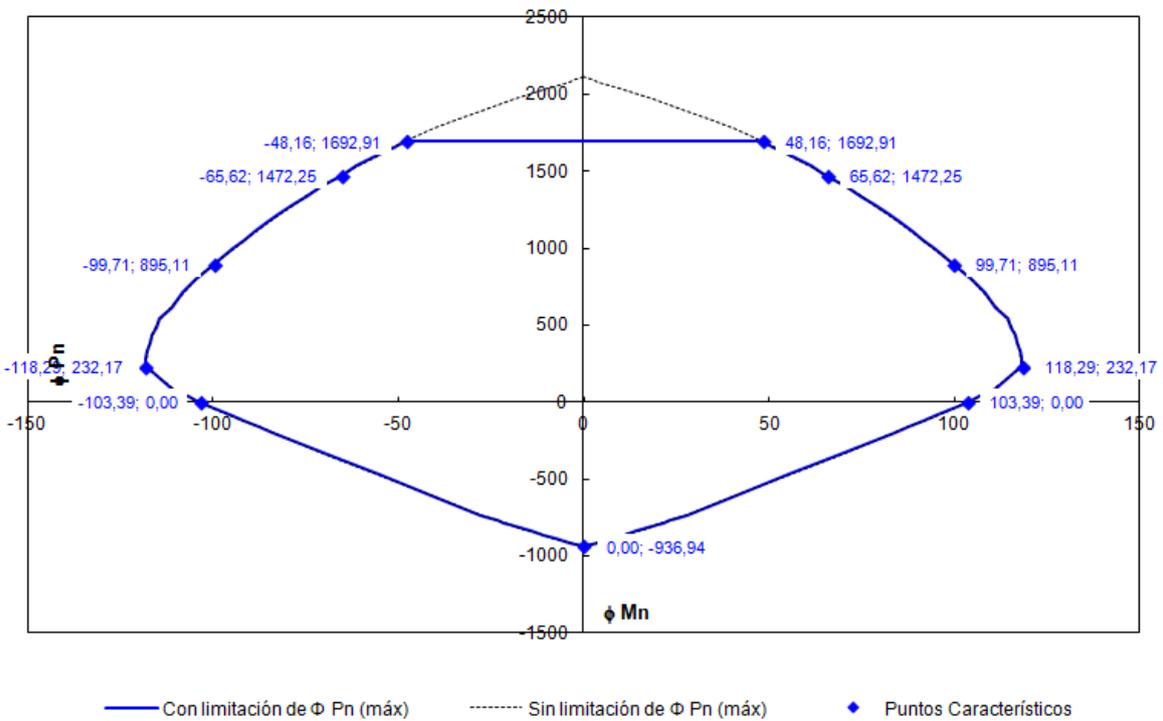
M_{33} -N



Eje x (M_u) = [kN·m] ; Eje y (P_u) = [kN]

FIGURA 106-Diagrama de Interacción Resistente M_{33} -N

M_{22} -N



Eje x (M_u) = [kN·m] ; Eje y (P_u) = [kN]

FIGURA 107-Diagrama de Interacción Resistente M_{22} -N

Cada par M_{33} -N y M_{22} -N de las solicitaciones enumeradas anteriormente caen dentro de estos diagramas, por lo que ahora se deben superponer ambos diagramas de interacción, para ver si las ternas N- M_{22} - M_{33} caen dentro del volumen formado.

Para esto se aplica el método explicado en el libro “Apuntes del Curso de HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO” de Carlos Larsson.

Con los Diagramas Resistentes obtenidos M_{33} -N y M_{22} -N se forma un volumen como el de la figura siguiente, y se ve si las solicitaciones caen dentro de este o no. La columna verifica si este punto cae dentro del volumen. En el caso de no hacerlo se debe modificar la sección de la columna así lo hace.

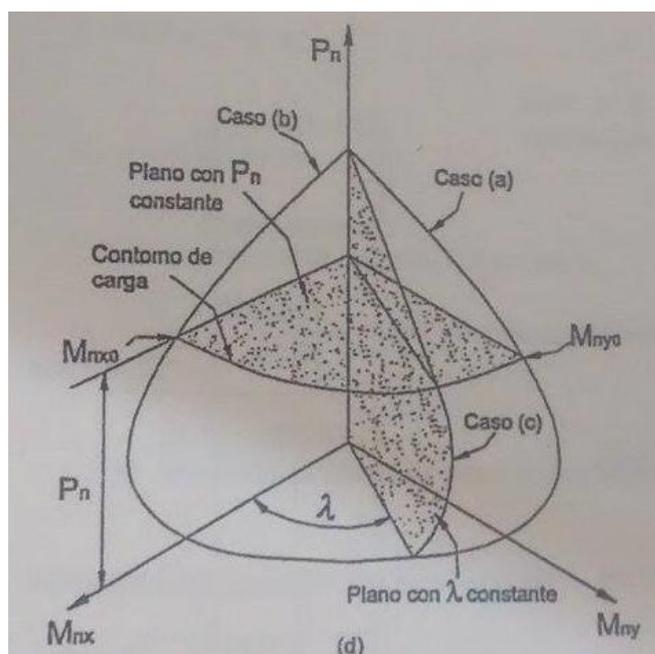


FIGURA 108-Esquema del Diagrama de Interacción conjugado N- M_{22} - M_{33}

Con este refuerzo planteado las columnas extremas verifican, ya que todos los esfuerzos caen dentro del volumen que se ha formado.

5.4.2- Columnas Centrales

Como alternativa para reforzar estas columnas se ha optado por quitar el recubrimiento de hormigón, y agregar 4 barras de acero dentro de la columna reticulada (la cual ya está construida).

El hecho de realizar esto, y no de agrandar la sección es porque estas columnas no verifican pero por un margen muy pequeño, entonces este refuerzo es suficiente. También al eliminar el recubrimiento de hormigón de 3cm de estas columnas se torna más simple el encofrado de las columnas, ya que el mismo se apoya contra la columna reticulada de 0,20m x 0,30m ya construida.

El diámetro de las barras que se agregan depende de los esfuerzos que condicionan a la columna obtenidos en el análisis estructural. Por lo que se itera con distintos diámetros de barras hasta que la resistencia supera a estas solicitaciones. Para ello se utiliza la planilla de cálculo CIRSOC-Flex que proporciona el INTI.

Para llegar a la sección final se tienen en cuenta las solicitaciones condicionantes que se han obtenido para estas columnas del programa "RAM Advanse", las cuales son las siguientes:

Combinación de Carga	Axial[Tn]	Corte V_2 [Tn]	Corte V_3 [Tn]	M_{22} [Tn.m]	M_{33} [Tn.m]
1,2D+1,6L	-4,31	0	0	0	0
0,9D+1,6Z _{Pos}	5,65	-1,71	0	0	-2,09
1,2D+0,5L+1,6Z _{Neg}	0,93	-0,93	0	0,19	-1,08
1,2D+0,5T+1,6X _{Neg}	2,09	-1,86	0	0	2,32

Después de intentar varias veces teniendo en cuenta las solicitaciones que condicionan al elemento, se llega a la siguiente sección:

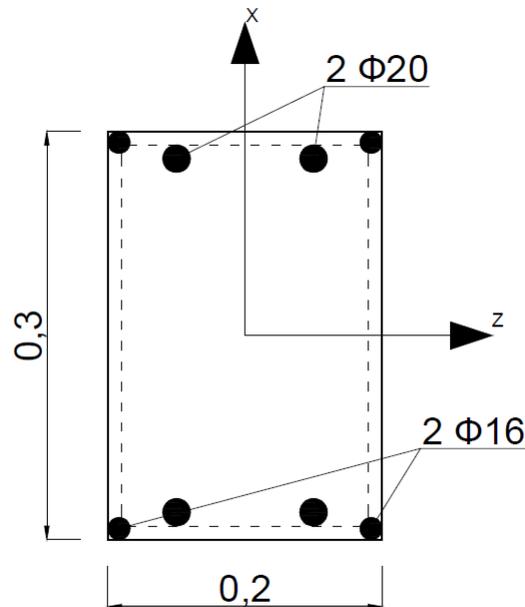


FIGURA 109-Sección modificada de la columna central-La línea punteada indica las diagonales de la columna reticulada

Se observan las 4 barras de $\Phi 20$ insertadas en la columna con las cuales la columna verifica ante las solicitaciones que la condicionan. En línea punteada se indica el tamaño de las diagonales de $\Phi 10$.

Al cargar esta sección en la planilla de cálculo CIRSOC-Flex devuelve los siguientes diagramas de interacciones resistentes:

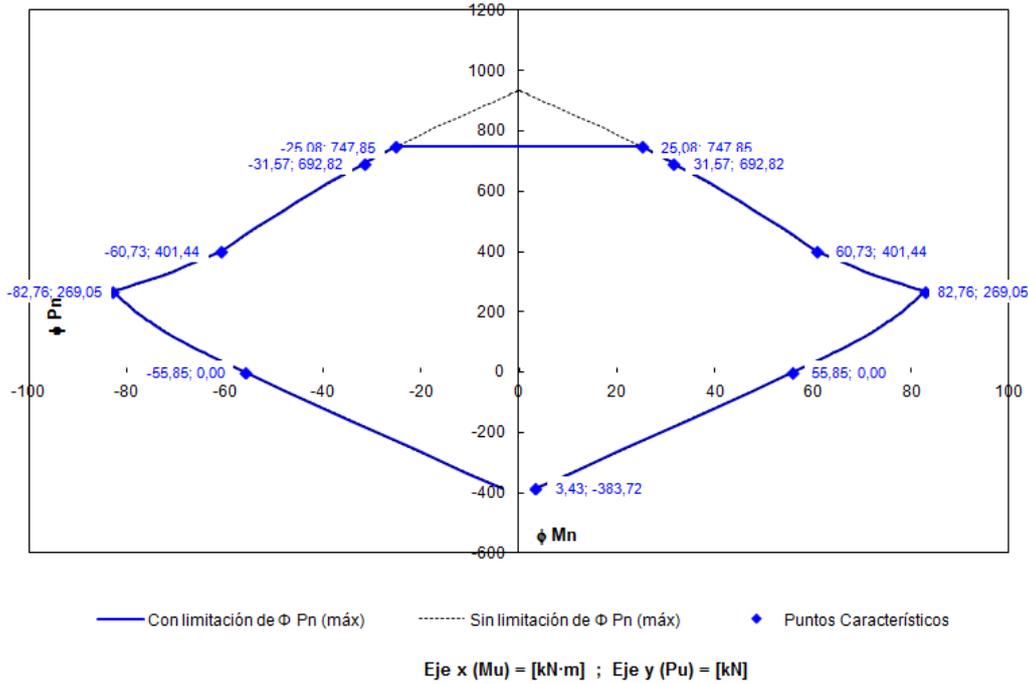


FIGURA 110-Diagrama de Interacción Resistente M_{33} -N

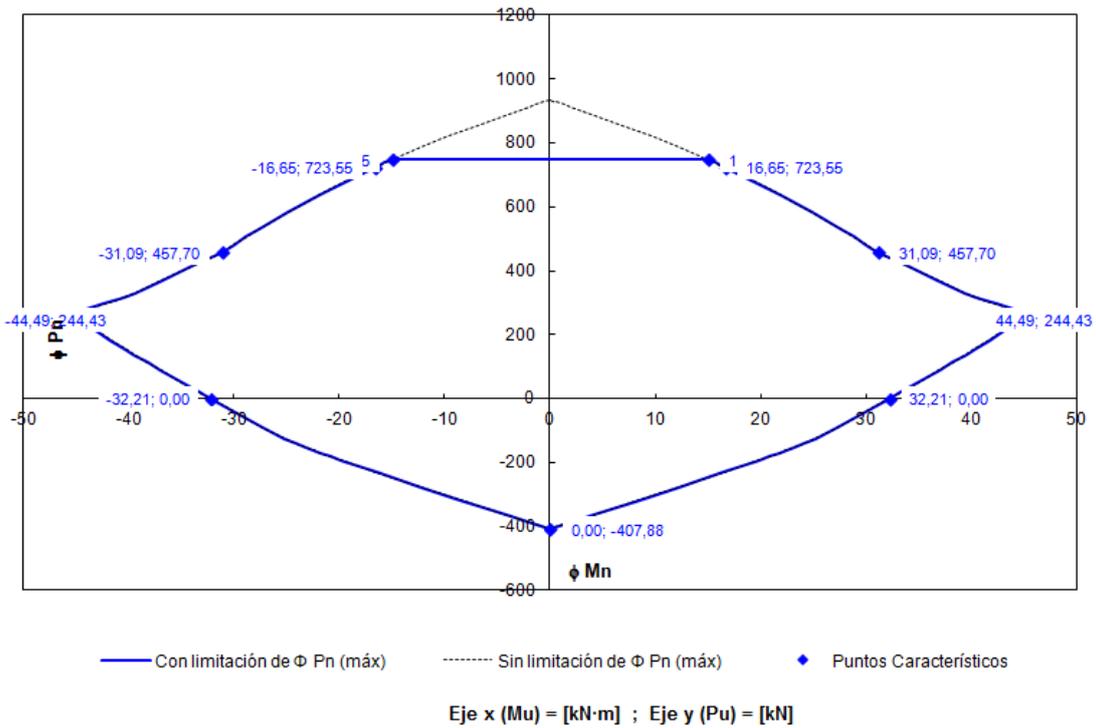


FIGURA 111-Diagrama de Interacción Resistente M_{22} -N

Con los Diagramas Resistentes obtenidos M_{33} -N y M_{22} -N se forma un volumen como el de la figura 108, y se ve si las solicitaciones caen dentro de este o no. La columna verifica si este punto cae dentro del volumen. En el caso de no hacerlo se debe modificar la sección de la columna así lo hace.

Con este refuerzo planteado las columnas centrales verifican, ya que todos los esfuerzos caen dentro del volumen que se ha formado.

CAPITULO 6: CÁLCULO Y DISEÑO DE FUNDACIONES

6.1-ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELO

En el análisis de suelo que se posee para esta obra se han ejecutado 3 de sondeos de 4,00m de profundidad, en forma de barreno mecánica sin inyección de agua. A cada metro de profundidad o cambio de horizonte se ha realizado un Ensayo Normal de Penetración (S.P.T).

En los distintos sondeos se observa un primer horizonte de suelo areno-limoso castaño limoso no plástico. Este horizonte continúa en profundidad con densificación creciente hasta los 4,00m que han sido investigados. La napa freática ha sido detectada a una profundidad de 3,6m.

Se adoptan los siguientes parámetros mecánicos a fin de diseñar las fundaciones para la estructura:

$q_a=18 \text{ Tn/m}^2$ Tensión Admisible
 $K=2000 \text{ Tn/m}^3$ Coeficiente de Balasto

Estos parámetros son iguales para los primeros 4,00 de suelo que han sido analizados.

6.2-DISEÑO DE LAS FUNDACIONES

Se utiliza el “Método de Solzberger” ya que la estructura analizada transmite momentos de gran magnitud a las fundaciones.

Se analizan por separados las “Columnas Extremas” de las “Columnas Centrales” ya que estas tienen distintas solicitaciones y diferentes dimensiones.

6.2.1- Columnas Extremas: Dimensiones de la fundación

Para el cálculo de las fundaciones de estas columnas se utiliza la sección reforzada planteada en el capítulo 5-punto 2.1 (Pagina 91).

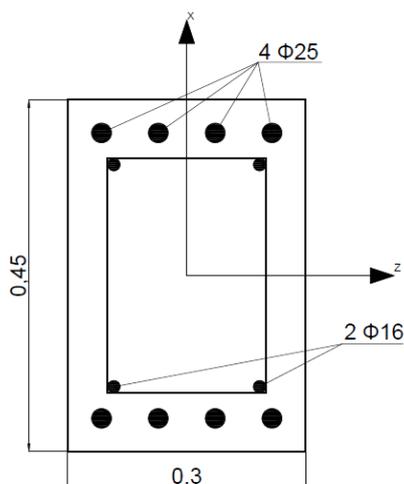


FIGURA 112- Sección reforzada Columna Extrema

Desde el nivel de fundación hasta unos 20cm de profundidad a la columna se le realiza un ensanche de 10cm hacia cada uno de sus lados.

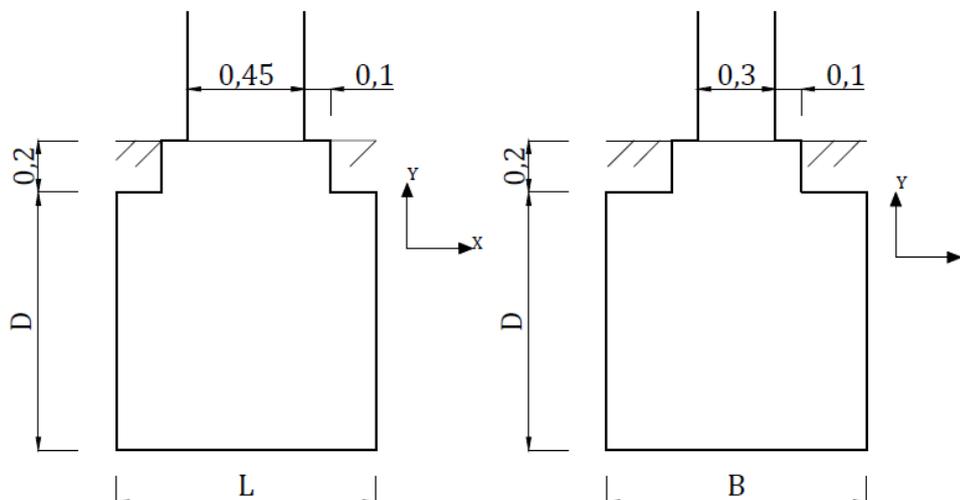


FIGURA 113-Esquema de las fundaciones a diseñar

En el esquema anterior se visualizan las fundaciones y la denominación de sus dimensiones, siendo “D”, “L” y “B” los parámetros a calcular.

Los esfuerzos para las distintas combinaciones que condicionan el cálculo de la fundación son las siguientes:

Combinación de carga	Axial[Tn]	V2[Tn]	V3[Tn]	M22[Tn.m]	M33[Tn.m]
D + Z _{pos}	1,32	0,62	-0,01	0,1	0,47
D + L	-1,27	0,03	-0,01	0,06	0,15
D + X _{neg}	0,5	-2,17	-0,01	0,06	-7,98
D + 0,7 L + 0,7 Z _{neg}	-0,91	-0,27	0,06	0,18	-0,38

Siendo la máxima tracción 1,32 Tn, se calcula el volumen mínimo de la fundación el cual resulta:

$$Volumen\ Minimo = \frac{1,32\ Tn * 2}{2,4\ Tn/m^3} = 1,10\ m^3$$

Siendo:

2 = Coeficiente de seguridad

2,4 Tn/m³ = Peso específico del Hormigón

Se proponen los siguientes valores de “D”, “L” y “B”:

D = 1,5 m

L = 1,2 m

B = 1,2 m

Esto hace que la fundación tenga un volumen de 2,16 m³, y un peso de 5,19 Tn.

El peso máximo que se transmite al plano de fundación es:

1,27 Tn = Máxima compresión transmitida por la columna

5,19 Tn = Peso de la fundación

0,5 Tn = Peso del suelo por encima y base ensanchada de la columna

1,27 Tn + 5,19 Tn + 0,5 Tn = 6,96 Tn Peso máximo transmitido al plano de fundación

En función de esto el área mínima de apoyo de la fundación es:

$$\text{Área mínima} = \frac{6,96 Tn}{18\ Tn/m^2} = 0,39\ m^2$$

Lo cual se cumple ya que el área de la fundación es 1,44 m².

En función de las dimensiones propuestas se realiza la verificación con respecto a las solicitaciones que condicionan a la fundación.

Se realiza primero con los momentos M₃₃ (M_z), ya que son los mayores y en el caso de verificar es casi seguro que en el otro sentido también lo haga.

Primero se calcula el Momento de Empotramiento (M_e) o Momento Equilibrante Lateral que es aquel que es resistido por la pared lateral de la fundación:

$$M_e = \frac{B * D^3}{12} * K * \tan \alpha$$

Siendo $\tan \alpha = 0,01$

$K = 2000 \text{ Tn/m}^3 = \text{Coeficiente de balasto}$

$$M_e = \frac{1,2 * 1,5^3}{12} * 2000 * 0,01 = 6,75 \text{ TnM}$$

Para cálculo del Momento de Fondo(M_B) el cual es lo que resiste el suelo que está en el plano de apoyo de la fundación provocado por las cargas verticales se debe considerar cada combinación de carga por separada, ya que cada una arroja diferentes valores.

Primero se debe calcular “tg α₂”:

$$\tan \alpha_2 = \frac{2 * N}{L^2 * B * K}$$

Siendo:

N = Peso transmitido al plano de fundación.

En el caso de que $\tan \alpha_2 < 0,01$ (todos los casos aquí analizados encuadran en esta condición), el momento de Fondo se calcula con la siguiente expresión:

$$M_B = N * \left(\frac{L}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{N}{B * K * 0,01}} \right)$$

La tensión en el fondo se calcula:

$$P_2 = \sqrt{\frac{K * 2 * N * 0,01}{B}}$$

P₂ tiene que ser menor a la tensión admisible q_a=18tn/m²

M_b + M_e > M₃₃ para que la fundación verifique.

En el siguiente cuadro se exponen todos los valores de N, tgα₂, M_B y P₂. También se muestra la suma de M_e + M_B.

Combinación de carga	N [Tn]	Tg α ₂	M _b [Tn.M]	P ₂ [Tn/m ²]	M _e + M _b	M ₃₃ [Tn.M]
D + Z _{pos}	4,36	0,003	1,74	12,06	8,49	0,47
D + L	6,95	0,004	2,41	15,22	9,16	0,15
D + X _{neg}	5,18	0,003	1,98	13,15	8,73	-7,98
D + 0,7 L + 0,7 Z _{neg}	6,59	0,004	2,33	14,83	9,08	-0,38

Se observa que todos los valores de P_2 son menores a la tensión admisible. La relación M_E/M_B en todos los casos es mayor a 1, por esto la fundación es estable, por lo que el "Coeficiente de Seguridad" que se utiliza es igual a 1. Todas las sumas de $M_e + M_B$ son mayores a los momentos solicitantes en cada combinación de carga.

Las dimensiones planteadas para la fundación verifican bajo los esfuerzos a los que está sometido. Ahora se analiza si estas dimensiones son suficientes para soportar los esfuerzos generados en el otro sentido.

El momento M_e es el mismo que en el otro sentido ya que L y D son iguales.

Se realiza el mismo análisis calculando N, $tg\alpha_2$, M_B , P_2 y " $M_e + M_B$ ", los cuales se exponen en el siguiente cuadro:

Combinación de carga	N [Tn]	Tg α_2	M_b [Tn.M]	P_2 [Tn/m ²]	$M_e + M_b$	M_{22} [Tn.M]
D + Z_{pos}	4,36	0,003	1,74	12,06	8,49	0,10
D + L	6,95	0,004	2,41	15,22	9,16	0,06
D + X_{neg}	5,18	0,003	1,98	13,15	8,73	0,06
D + 0,7 L + 0,7 Z_{neg}	6,59	0,004	2,33	14,83	9,08	0,18

Se observa que todos los valores de P_2 son menores a la tensión admisible. La relación M_E/M_B en todos los casos es mayor a 1, por esto la fundación es estable, por lo que el "Coeficiente de Seguridad" que se utiliza es igual a 1. Todas las sumas de $M_e + M_B$ son mayores a los momentos solicitantes en cada combinación de carga.

Las dimensiones propuestas para la fundación verifican bajo los esfuerzos solicitantes que la condicionan. A continuación se muestran los planos finales de estas:

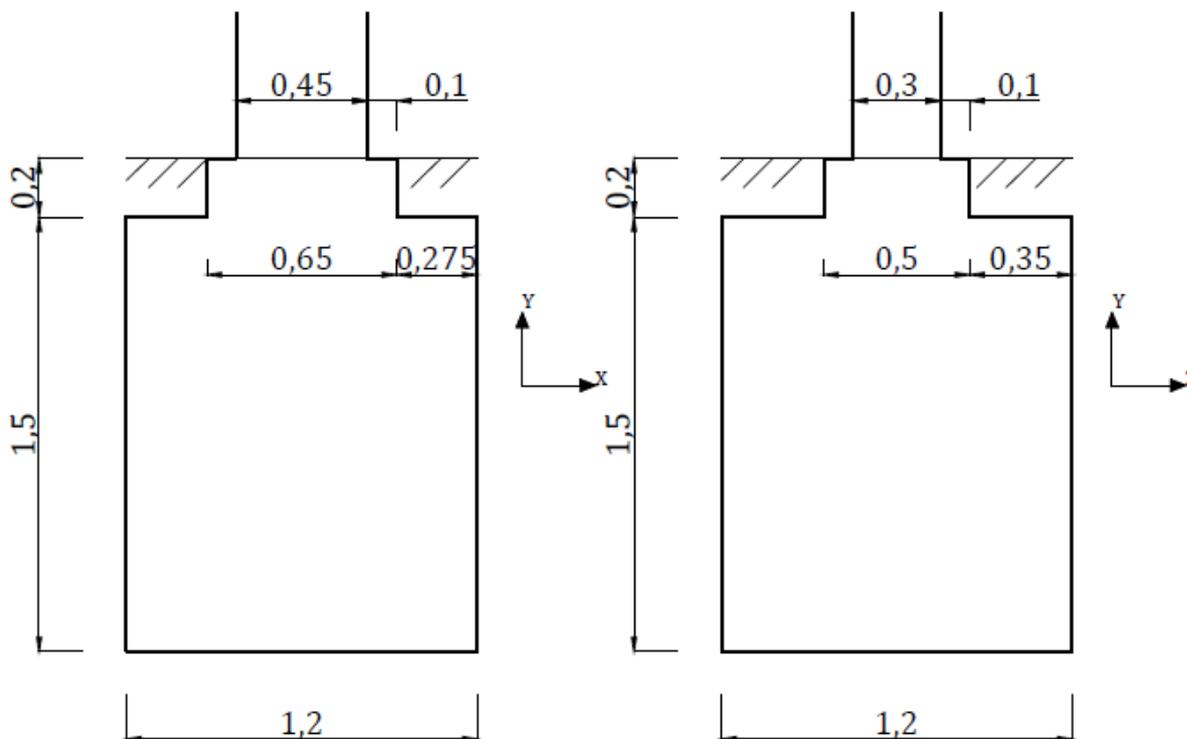


FIGURA 114-Planos de las fundaciones

6.2.2- Columnas Extremas: Calculo de las armaduras de la fundación

Para el cálculo de las armaduras en la fundación se debe saber cuál es el estado tensional a la que esta sometida.

Para el cálculo la armadura vertical en las caras laterales de la fundación se debe conocer el máximo momento actuante, el esfuerzo normal y esfuerzo de corte al que está sometida.

En la base de las columnas existe un momento el cual se mantiene constante a lo largo de la fundación. A su vez en esta, también actúa el corte proveniente de la columna.

Por ello para calcular el máximo momento que actúa en la fundación se debe tener en cuenta el momento transmitido de la columna, mas el corte multiplicado por la distancia que hay entre la base de la columna al punto de la fundación donde se da el máximo momento, el cual se da a 2/3 de la profundidad de esta.

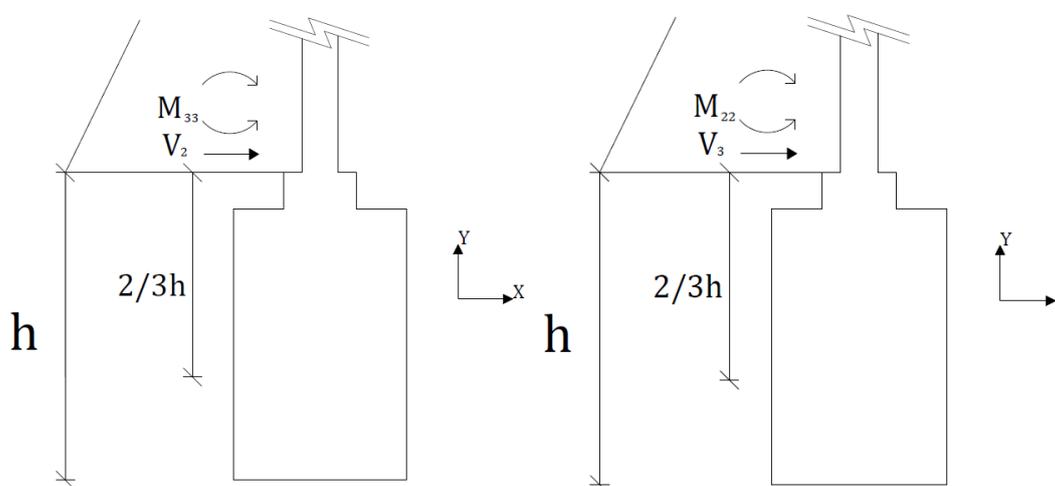


FIGURA 115-Esquema con los esfuerzos actuantes en la fundación

Se han utilizado 10cm par recubrimiento de las armaduras en todas las caras.

-Primero se calcula la armadura que resiste el momento $M_z(M_{33})$, es decir la armadura vertical de las caras y-z de la fundación.

Para el cálculo de esta se tienen en cuenta los siguientes esfuerzos obtenidos del análisis estructural realizado en las columnas, los cuales son los esfuerzos condicionantes de la columna.

Combinación de carga	Axial[Tn]	M_{33} [Tn.m]	V_2 [Tn]
1,2 D + 1,6 L	-1,9	0,23	0,05
0,9 D + 1,6 Z_p	2,36	0,73	0,99
1,2 D + 0,5 T + 1,6 Z_n	1,08	0,44	0,51
1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_n	0,48	12,74	3,47
1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_p	1,07	11,75	3,04

Con estos esfuerzos se calcula el máximo momento actuante en la fundación, el cual como ya se dijo actúa a 2/3 de profundidad.

Por esto la armadura se calcula con los siguientes esfuerzos:

Combinación de carga	Axial[Tn]	M _{U3} [Tn.m]
1,2 D + 1,6 L	-1,9	0,29
0,9 D + 1,6Zp	2,36	-1,85
1,2 D + 0,5 T +1,6 Z _n	1,08	-1,02
1,2 D + 0,5 L +1,6 X _n	0,48	-16,66
1,2 D + 0,5 L +1,6 X _p	1,07	15,19

Para el cálculo de la armadura, se calcula la armadura para soportar el esfuerzo normal, luego se calcula la armadura necesaria para soportar la flexión y se las suma.

$$A_t = A_1 + A_2$$

A_1 Armadura total
 A_2 Armadura necesaria para soportar la flexión
 Armadura necesaria para soportar el esfuerzo normal

Para la determinación de la armadura A_2 , la cual se calcula a partir del esfuerzo normal se realiza de la siguiente manera:

$$A_2 = \frac{P_u}{\phi * f_s}$$

Siendo

$$P_u = \text{El esfuerzo normal actuante en la fundación}$$

$$\phi = 0,90$$

$$f_s = 420MPa$$

Combinación de carga	P _u [Tn]	A ₂ [cm ²]
1,2 D + 1,6 L	-1,9	-0,493
0,9 D + 1,6Zp	2,36	0,612
1,2 D + 0,5 T +1,6 Z _n	1,08	0,280
1,2 D + 0,5 L +1,6 X _n	0,48	0,125
1,2 D + 0,5 L +1,6 X _p	1,07	0,278

Para la determinación de la armadura A_1 se debe primero se calcular " K_r " con el cual se determina " K_z " y " ϕ ":

$$K_r = \frac{Mf_z}{b * d^2 * f'_c}$$

Siendo:

$$Mf_z = \text{Momento máximo al que esta solicitada la fundación}$$

$$b = 1,20m$$

$$d = 1,00m$$

$$f'_c = 20MPa = \text{Resistencia especificada a la compresión del hormigón}$$

Luego con el " K_z " obtenido se determina la sección de armadura necesaria " A_1 ":

$$A_1 = \frac{Mf_z}{K_z * d * \phi * f_s}$$

Se determina K_z y " φ " y " A_1 " para cada uno de los estados de carga y se tomara el que de mayor sección de armadura.

Combinación de carga	M_{U3} [Tn.m]	Kr
1,2 D + 1,6 L	0,29	0,0001
0,9 D + 1,6Zp	-1,85	-0,0007
1,2 D + 0,5 T +1,6 Z_n	-1,02	-0,0004
1,2 D + 0,5 L +1,6 X_n	-16,66	-0,006
1,2 D + 0,5 L +1,6 X_p	15,19	0,006

El Kr calculado es muy chico por lo que desprecia la armadura necesaria para resistir flexión y solo se considera la calculada para resistir esfuerzos normales.

En la siguiente tabla se calculan las cuantías correspondientes a las armaduras necesarias para soportar los esfuerzos de cada estado de carga:

$A_t = A_1 + A_2$ [cm ²]	Cuantía
-0,493	-2,53E-05
0,612	3,14E-05
0,280	1,44E-05
0,125	6,39E-06
0,278	1,42E-05

-Ahora se calcula la armadura que resiste el momento $M_x(M_{22})$, es decir la armadura vertical de las caras y-x de la fundación.

Para el cálculo de esta se tienen en cuenta los siguientes esfuerzos obtenidos del análisis estructural realizado en las columnas, los cuales son los esfuerzos condicionantes de la columna.

Combinación de carga	Axial[Tn]	M_{22} [Tn.m]	V_{33} [Tn]
1,2 D + 1,6 L	-1,9	0,09	0,02
0,9 D + 1,6 Z_p	2,36	0,17	0,02
1,2 D + 0,5 T + 1,6 Z_n	1,08	0,3	0,05
1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_n	0,48	0,11	0,02
1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_p	1,07	0,07	0,02

Con estos esfuerzos se calcula el máximo momento actuante en la fundación, el cual como ya se dijo actúa a 2/3 de profundidad.

Por esto la armadura se calcula con los siguientes esfuerzos:

Combinación de carga	Axial[Tn]	M_{U2} [Tn.m]
1,2 D + 1,6 L	-1,9	0,11
0,9 D + 1,6Zp	2,36	0,19
1,2 D + 0,5 T +1,6 Z_n	1,08	0,36
1,2 D + 0,5 L +1,6 X_n	0,48	0,13
1,2 D + 0,5 L +1,6 X_p	1,07	0,09

Determino las armaduras necesarias para soportar los esfuerzos:

$$A_t = A_1 + A_2$$

Armadura total

$$A_1$$

Armadura necesaria para soportar la flexión

$$A_2$$

Armadura necesaria para soportar el esfuerzo normal

Para la determinación de la armadura A_2 , la cual se calcula a partir del esfuerzo normal se realiza de la siguiente manera:

$$A_2 = \frac{P_u}{\varphi * f_s}$$

Siendo

P_u El esfuerzo normal actuante en la fundación

$\varphi = 0,90$

$f_s = 420MPa$

Combinación de carga	P_u [Tn]	A_2 [cm ²]
1,2 D + 1,6 L	-1,9	-0,493
0,9 D + 1,6 Z_p	2,36	0,612
1,2 D + 0,5 T + 1,6 Z_n	1,08	0,280
1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_n	0,48	0,125
1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_p	1,07	0,278

Para la determinación de la armadura A_1 se debe primero se calcular " K_r " con el cual se determina " K_z " y " φ ":

$$K_r = \frac{Mf_x}{b * d^2 * f'_c}$$

Siendo:

Mf_x Momento máximo al que esta solicitada la fundación

$b = 1,20m$

$d = 1,00m$

$f'_c = 20MPa$ Resistencia especificada a la compresión del hormigón

Luego con el " K_z " obtenido se determina la sección de armadura necesaria " A_1 ":

$$A_1 = \frac{Mf_x}{K_z * d * \varphi * f_s}$$

Se determina K_z y " φ " y " A_1 " para cada uno de los estados de carga y se tomara el que de mayor sección de armadura.

Combinación de carga	M_{U2} [Tn.m]	K_r
1,2 D + 1,6 L	0,11	0,00004
0,9 D + 1,6 Z_p	0,19	0,00007
1,2 D + 0,5 T + 1,6 Z_n	0,36	0,0001
1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_n	0,13	0,00005
1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_p	0,09	0,00004

El K_r calculado es muy chico por lo que desprecia la armadura necesaria para resistir flexión y solo se considera la calculada para resistir esfuerzos normales.

En la siguiente tabla se calculan las cuantías correspondientes a las armaduras necesarias para soportar los esfuerzos de cada estado de carga:

$A_i = A_1 + A_2$ [cm ²]	Cuantía
-0,493	-2,53E-05
0,612	3,14E-05
0,280	1,44E-05
0,125	6,39E-06
0,278	1,42E-05

Se observa que en ningún caso se cumple la cuantía mínima, la cual es 0,002, por ello este es el requerimiento que condiciona a la armadura.

Con esta cuantía mínima se procede a calcular la armadura necesaria:

$$A_T = b * d * \rho_{min} = 120cm * 100cm * 0,002 = 24cm^2 \text{ -----} 24 \text{ barras de } \varnothing=12mm$$

Se distribuyen 6cm² de armadura por cara.

Para el cálculo de la armadura de corte se utilizan las disposiciones que brinda el reglamento en cuando a separaciones máximas y mínimas tanto en vertical como en horizontal. Se proponen dimensiones y luego se verifica si soportan el corte al que esta sometida la fundación. Se considera el corte al cual esta sometida la columna por encima de la fundación, y se asume que este esfuerzo de corte es al que afecta la fundación

Se adoptan estribos de diámetro $\varnothing=6mm$.

La separación vertical "s" debe cumplir con las siguientes condiciones:

- S =< 12 diámetros de la barra longitudinal
- S =< 48 diámetros de la barra del estribo
- S =< dimensión del lado menor de la columna

Siendo el condicionante de esta máxima separación "s" la que dice que tiene que ser menor o igual a 12 diámetros de la barra longitudinal, lo cual es 14,4cm.

Se adopta como separación vertical entre los estribos un valor de 11cm.

El reglamento también especifica que cada barra longitudinal debe tener un soporte lateral proporcionado por estribos. Solo puede haber barras no soportadas siempre que si distancia a una barra soportada no supere la distancia equivalente a 15 veces el diámetro de un estribo, en este caso 9cm.

Con esto se procede a calcular la resistencia al corte que proporcionan estos estribos, y se lo compara con las máximas solicitaciones a las que está sometida la fundación para ver si verifica o no.

En cada sentido se tienen 4 ramas con estribos de diámetro de $\varnothing=6mm$.

$$A_{8mm} = (0,3cm)^2 * \pi = 0,28 cm^2$$

$$A_{est} = 4 * A_{6mm} = 4 * 0,28 cm^2 = 1,12 cm^2$$

$$d = 1,00m$$

$$\varnothing = 0,75$$

$$s = 0,11m$$

$$f_y = 42 kN/cm^2$$

$$V_r = \frac{A_{est} * d * \varnothing * f_y}{s} \quad \text{Corte resistido por la armadura transversal propuesta}$$

$$V_r = \frac{1,12cm^2 * 1,00m * 0,75 * 42 kN/cm^2}{0,11m} = 320kN$$

El corte resistido por los estribos es el mismo en ambas direcciones ya que se ha dispuesto la misma armadura en ambos sentidos.

El máximo corte obtenido del análisis estructural en la dirección X es $V_2=3,46tn$ y en la dirección Z es $V_3=0,05tn$.

$$\begin{array}{lcl} V_2=3,46tn=33,95kN & < & V_r=320kN \\ V_3=0,05tn=0,50kN & < & V_r=320kN \end{array}$$

Verifica para ambos casos, por lo que la armadura transversal dispuesta es apta para resistir los esfuerzos a la que estará sometida.

Se procede a verificar si la armadura de corte dispuesta cumple con los requerimientos de armadura mínima.

1ºcondicion:

$$\frac{A_{min}}{s} = \frac{1}{16} * \sqrt{f_c} * \frac{b_w}{f_y} = \frac{1}{16} * \sqrt{20} * \frac{1200}{420} * 10 = 7,98 \text{ cm}^2/m$$

2ºcondicion:

$$\frac{A_{min}}{s} = 0,33 * \frac{b_w}{f_y} = 0,33 * \frac{1200}{420} * 10 = 9,42 \text{ cm}^2/m$$

La armadura dispuesta es igual a

$$\frac{A_{est}}{s} = \frac{1,12 \text{ cm}^2}{0,11 \text{ m}} = 10,2 \text{ cm}^2/m$$

Lo cual cumple con lo que disponen ambas condiciones de armaduras mínimas.

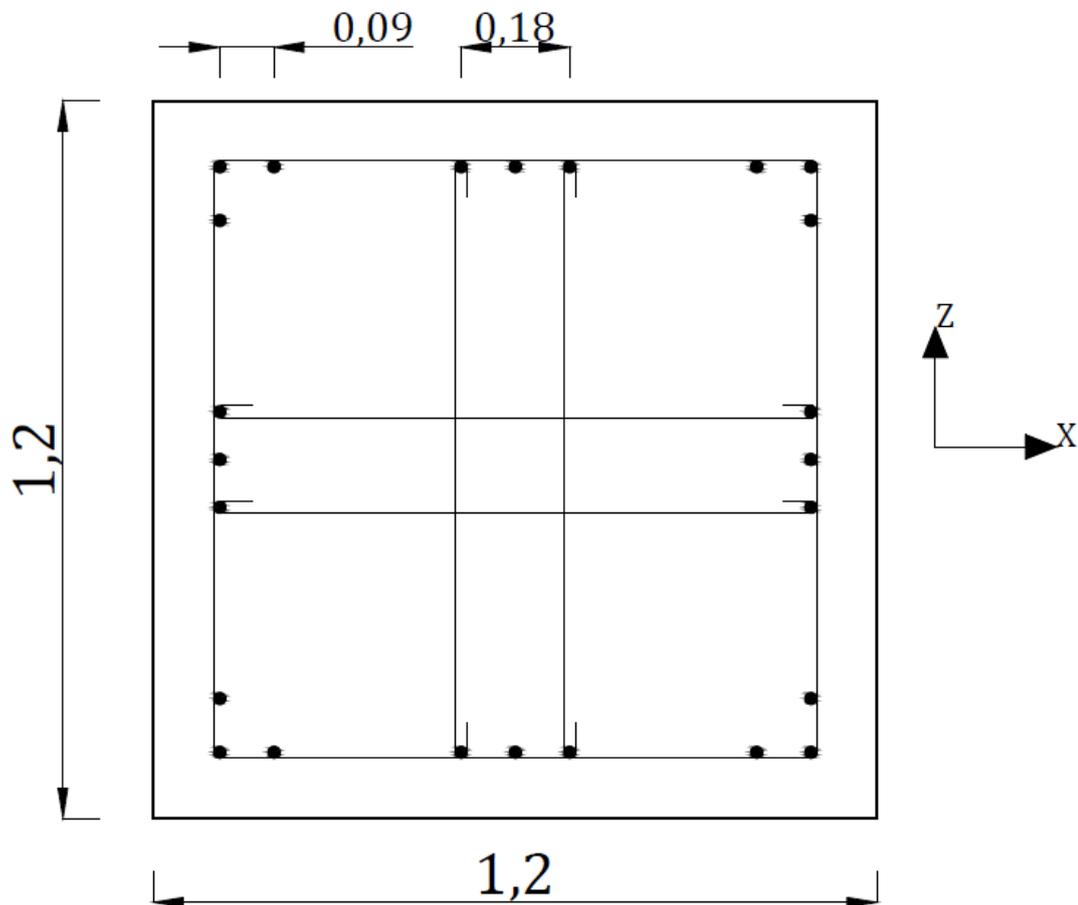


FIGURA 116-Disposición en planta de la armadura adoptada

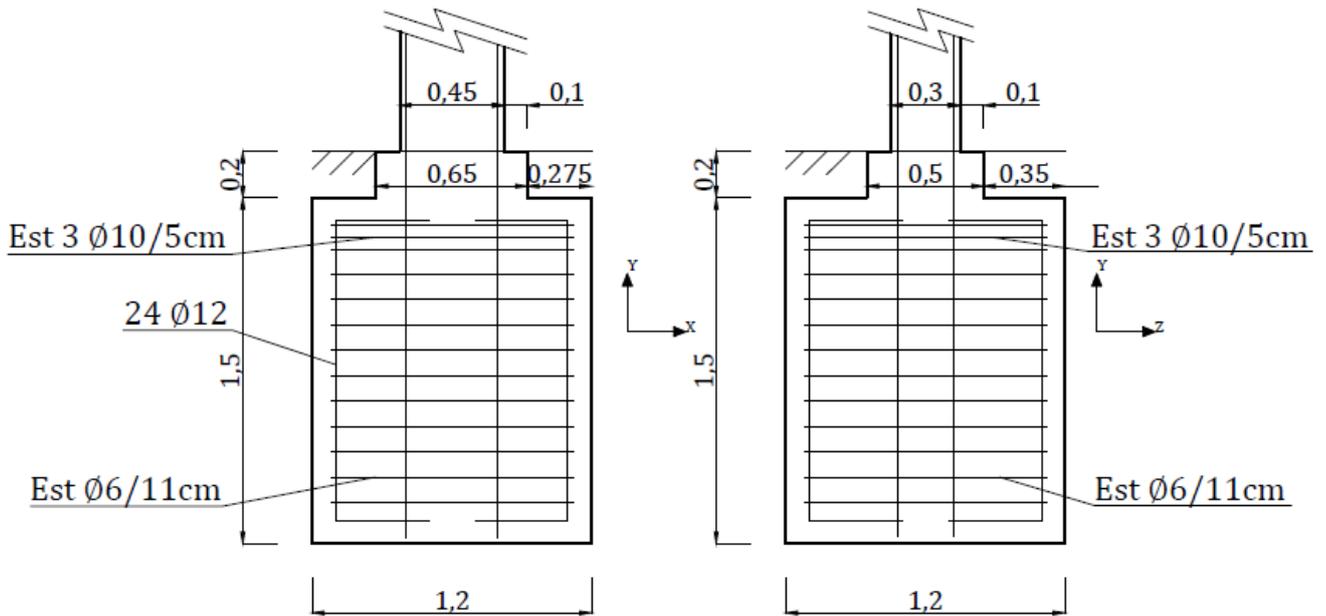


FIGURA 117-Fundación- Disposición de las armaduras

6.2.3- Columnas Centrales: Dimensiones de la fundación

Para el cálculo de las fundaciones de estas columnas se utiliza la sección reforzada que se planteo en el capítulo 5-punto 2.2 (Pagina 94).

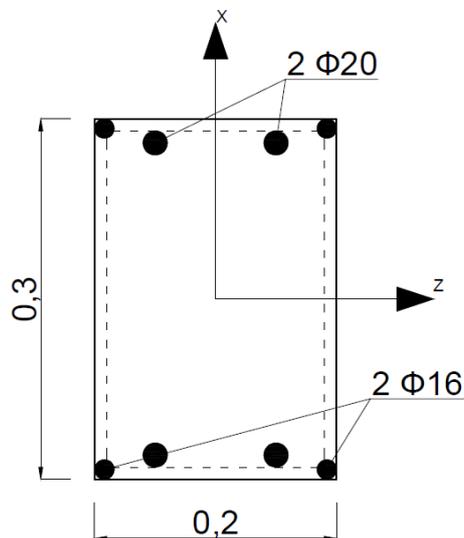


FIGURA 118-Sección reforzada Columna Central

Desde el nivel de fundación hasta unos 20cm de profundidad a la columna se le realiza un ensanche de 10cm hacia cada uno de sus lados.

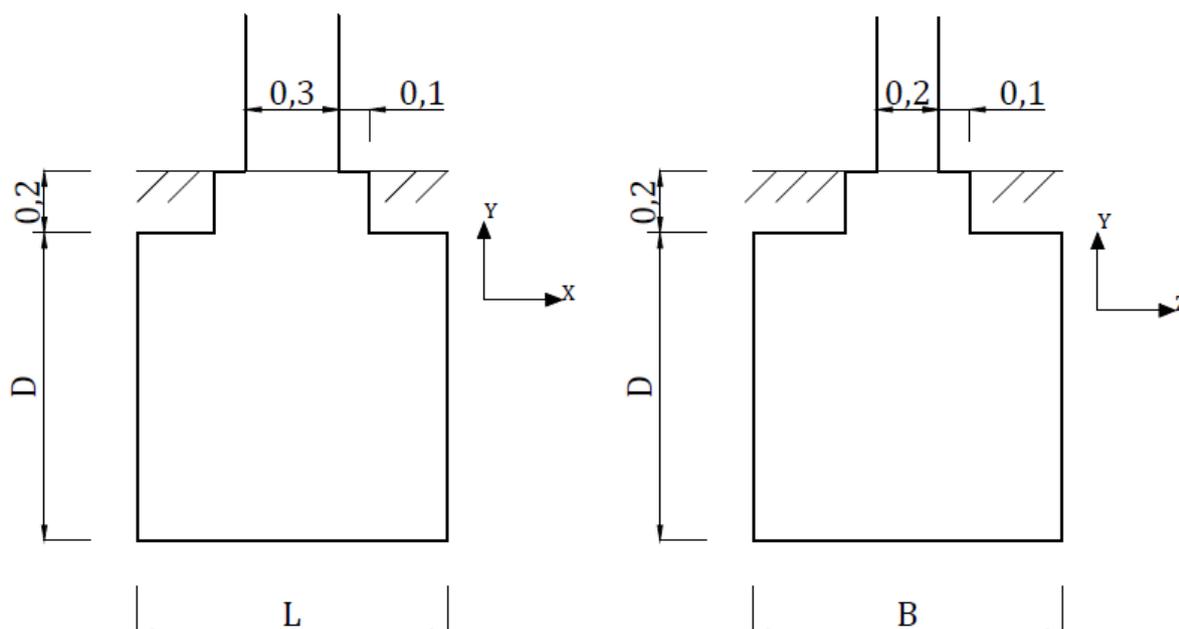


FIGURA 119-Esquema de las fundaciones a diseñar

En el esquema anterior se visualizan las fundaciones y la denominación de sus dimensiones, siendo “D”, “L” y “B” los parámetros a calcular.

Los esfuerzos para las distintas combinaciones que condicionan el cálculo de la fundación son las siguientes:

Combinación de carga	Axial[Tn]	V ₂ [Tn]	V ₃ [Tn]	M ₂₂ [Tn.m]	M ₃₃ [Tn.m]
D + Z _{pos}	3,3	-1,07	0	0,06	-1,3
D + 0,7 L + 0,7 Z _{neg}	-3,35	0,41	0,05	0,19	-0,54
D + X _{neg}	0,49	-1,15	0	0,01	1,45
D + 0,7 L + 0,7 Z _{neg}	-1,64	-0,42	0,05	0,19	-0,45

Siendo la máxima tracción 3,30 Tn, se calcula el volumen mínimo de la fundación el cual resulta:

$$Volumen\ Minimo = \frac{3,30\ Tn * 2}{2,4\ Tn/m^3} = 2,75m^3$$

Siendo:

2 = Coeficiente de seguridad

2,4 Tn/m³ = Peso específico del Hormigón

Se proponen los siguientes valores de “D”, “L” y “B”:

D = 1,50 m

L = 1,40 m

B = 1,40 m

Esto hace que la fundación tenga un volumen de 2,94 m³, y un peso de 7,06 Tn.

El peso máximo que se transmite al plano de fundación es:

3,35 Tn = Máxima compresión transmitida por la columna

7,06 Tn = Peso de la fundación

0,5 Tn = Peso del suelo por encima y base ensanchada de la columna

3,35 Tn + 7,06 Tn + 0,5 Tn = 10,91 Tn Peso máximo transmitido al plano de fundación

En función de esto el área mínima de apoyo de la fundación es:

$$\text{Área mínima} = \frac{10,91 \text{Tn}}{18 \text{Tn/m}^2} = 0,61 \text{ m}^2$$

Lo cual se cumple ya que el área de la fundación es 1,96 m².

En función de las dimensiones propuestas se realiza la verificación con respecto a las sollicitaciones que condicionan a la fundación.

Se realiza primero con los momentos M₃₃ (M_Z), ya que son los mayores y en el caso de verificar es casi seguro que en el otro sentido también lo haga.

Primero se calcula el Momento de Empotramiento (M_e) o Momento Equilibrante Lateral que es aquel que es resistido por la pared lateral de la fundación:

$$M_e = \frac{B * D^3}{12} * K * \tan \alpha$$

Siendo $\tan \alpha = 0,01$

$K = 2000 \text{ Tn/m}^3 = \text{Coeficiente de balasto}$

$$M_e = \frac{1,4 * 1,5^3}{12} * 2000 * 0,01 = 7,88 \text{ TnM}$$

Para cálculo del Momento de Fondo(M_B) el cual es lo que resiste el suelo que está en el plano de apoyo de la fundación provocado por las cargas verticales se debe considerar cada combinación de carga por separada, ya que cada una arroja diferentes valores.

Primero se debe calcular "tg α₂":

$$\tan \alpha_2 = \frac{2 * N}{L^2 * B * K}$$

Siendo:

N = Peso transmitido al plano de fundación.

En el caso de que $\tan \alpha_2 < 0,01$ (todos los casos aquí analizados encuadran en esta condición), el momento de Fondo se calcula con la siguiente expresión:

$$M_B = N * \left(\frac{L}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{N}{B * K * 0,01}} \right)$$

La tensión en el fondo se calcula:

$$P_2 = \sqrt{\frac{K * 2 * N * 0,01}{B}}$$

P₂ tiene que ser menor a la tensión admisible q_a=18tn/m²

M_b + M_e > M₃₃ para que la fundación verifique.

En el siguiente cuadro se exponen todos los valores de N, tgα₂, M_B y P₂. También se muestra la suma de M_e + M_B.

Combinación de carga	N [Tn]	Tg α ₂	M _B [Tn.M]	P ₂ [Tn]	M _e + M _B	M ₃₃ [Tn.M]
D + Z _{pos}	4,26	0,002	2,20	11,03	10,07	-1,3
D + 0,7 L + 0,7 Z _{neg}	10,91	0,004	4,44	17,65	12,31	-0,54
D + X _{neg}	7,07	0,003	3,28	14,21	11,15	1,45
D + 0,7 L + 0,7 Z _{neg}	9,20	0,003	3,96	16,21	11,84	-0,45

Se observa que todos los valores de P_2 son menores a la tensión admisible. La relación M_E/M_B en todos los casos es mayor a 1, por esto la fundación es estable, por lo que el "Coeficiente de Seguridad" que se utiliza es igual a 1. Todas las sumas de $M_e + M_B$ son mayores a los momentos solicitantes en cada combinación de carga.

Las dimensiones planteadas para la fundación verifican bajo los esfuerzos a los que está sometido. Ahora se analizan si estas dimensiones son suficientes para soportar los esfuerzos generados en el otro sentido.

El momento M_e es el mismo que en el otro sentido ya que L y D son iguales.

Se realiza el mismo análisis calculando N, $tg\alpha_2$, M_B , P_2 y " $M_e + M_B$ ", los cuales se exponen en el siguiente cuadro:

Combinación de carga	N [Tn]	Tg α_2	M_b [Tn.M]	P_2 [Tn]	$M_e + M_b$	M_{22} [Tn.M]
D + Z_{pos}	4,26	0,002	2,20	11,03	10,07	0,06
D + 0,7 L + 0,7 Z_{neg}	10,91	0,004	4,44	17,65	12,31	0,19
D + X_{neg}	7,07	0,003	3,28	14,21	11,15	0,01
D + 0,7 L + 0,7 Z_{neg}	9,20	0,003	3,96	16,21	11,84	0,19

Se observa que todos los valores de P_2 son menores a la tensión admisible. La relación M_E/M_B en todos los casos es mayor a 1, por esto la fundación es estable, por lo que el "Coeficiente de Seguridad" que se utiliza es igual a 1. Todas las sumas de $M_e + M_B$ son mayores a los momentos solicitantes en cada combinación de carga.

Las dimensiones propuestas para la fundación verifican bajo los esfuerzos solicitantes que la condicionan. A continuación se muestran los planos finales de estas:

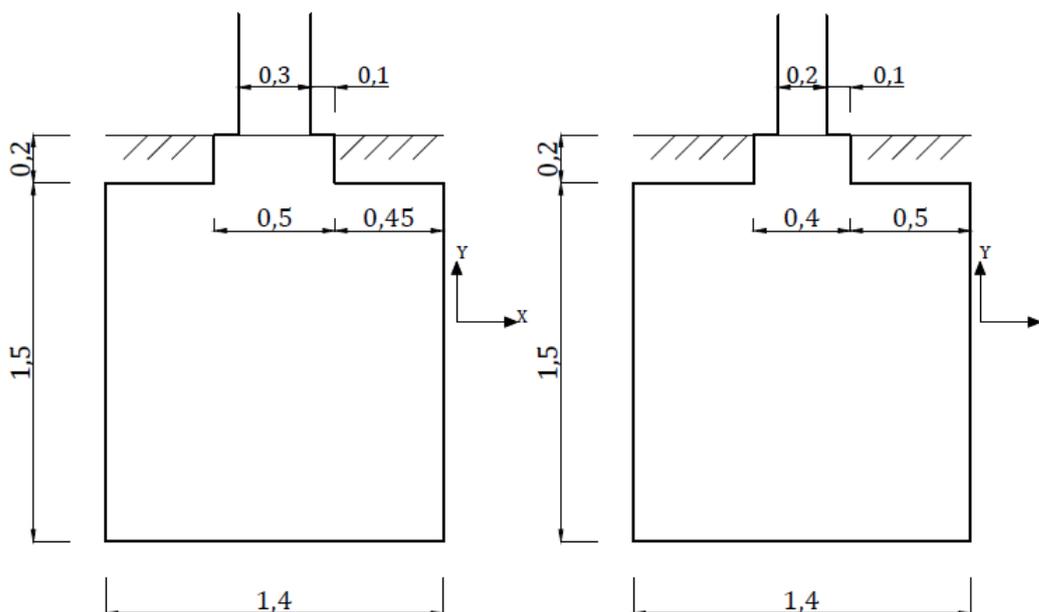


FIGURA 120-Planos de las fundaciones

6.2.4- Columnas Centrales: Calculo de las armaduras de la fundación

Para el cálculo de las armaduras en la fundación se debe saber cuál es el estado tensional a la que esta sometida.

Para el cálculo la armadura vertical en las caras laterales de la fundación se debe conocer el máximo momento actuante, el esfuerzo normal y esfuerzo de corte al que está sometida.

En la base de las columnas existe un momento el cual se mantiene constante a lo largo de la fundación. A su vez en esta, también actúa el corte proveniente de la columna.

Por ello para calcular el máximo momento que actúa en la fundación se debe tener en cuenta el momento transmitido de la columna, mas el corte multiplicado por la distancia que hay entre la base de la columna al punto de la fundación donde se da el máximo momento, el cual se da a 2/3 de la profundidad de esta.

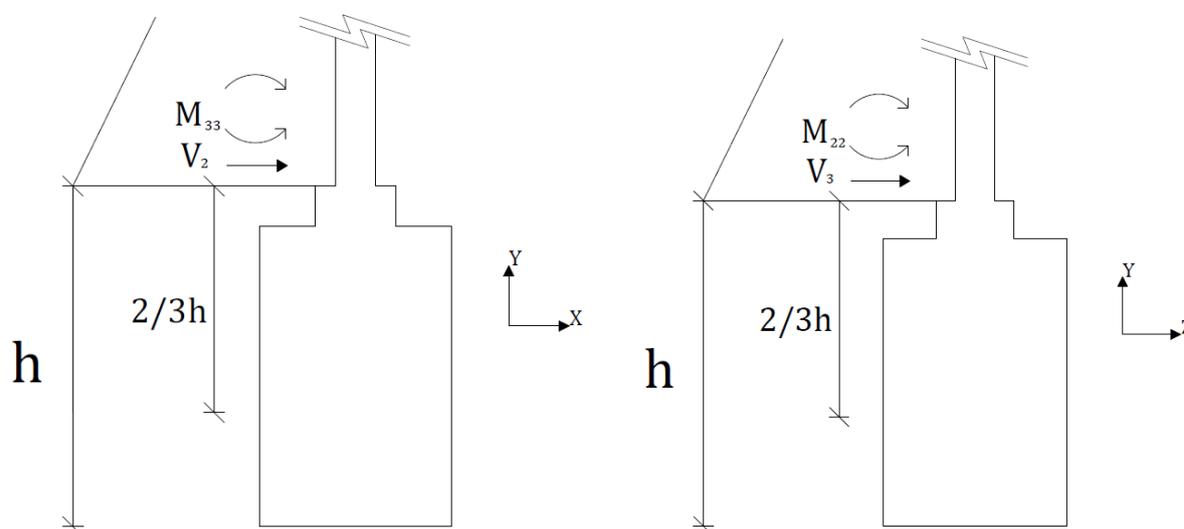


FIGURA 121-Esquema con los esfuerzos actuantes en la fundación

Se han utilizado 10cm par recubrimiento de las armaduras en todas las caras.

-Primero se calcula la armadura que resiste el momento $M_z(M_{33})$, es decir la armadura vertical de las caras y-z de la fundación.

Para el cálculo de esta se tienen en cuenta los siguientes esfuerzos obtenidos del análisis estructural realizado en las columnas, los cuales son los esfuerzos condicionantes de la columna.

Combinación de carga	Axial[Tn]	M_{33} [Tn.m]	V_2 [Tn]
1,2 D + 1,6 L	-4,31	0	0
0,9 D + 1,6 Z_p	5,65	2,09	1,71
1,2 D + 0,5 T + 1,6 Z_n	0,93	1,08	0,93
1,2 D + 0,5 L + 1,6 X_n	2,09	2,32	1,86

Con estos esfuerzos se calcula el máximo momento actuante en la fundación, el cual como ya se dijo actúa a 2/3 de profundidad.

Por esto la armadura se calcula con los siguientes esfuerzos:

Combinación de Carga	Axial[Tn]	M _{U3} [Tn.m]
1,2 D + 1,6 L	-4,31	0
0,9 D + 1,6 Z _{Pos}	5,65	4,02
1,2 D + 0,5 L + 1,6 Z _{Neg}	0,93	2,13
1,2 D + 0,5 T + 1,6 X _{Neg}	2,09	4,42

Para el cálculo de la armadura, se calcula la armadura para soportar el esfuerzo normal, luego se calcula la armadura necesaria para soportar la flexión y se las suma.

$$A_t = A_1 + A_2$$

A_1 Armadura total
 A_2 Armadura necesaria para soportar la flexión
 Armadura necesaria para soportar el esfuerzo normal

Para la determinación de la armadura A_2 , la cual se calcula a partir del esfuerzo normal se realiza de la siguiente manera:

$$A_2 = \frac{P_u}{\varphi * f_s}$$

Siendo

$$P_u = \text{El esfuerzo normal actuante en la fundación}$$

$$\varphi = 0,90$$

$$f_s = 420MPa$$

Combinación de Carga	Axial[Tn]	A ₂ [cm ²]
1,2 D + 1,6 L	-4,31	1,12
0,9 D + 1,6 Z _{Pos}	5,65	1,46
1,2 D + 0,5 L + 1,6 Z _{Neg}	0,93	0,24
1,2 D + 0,5 T + 1,6 X _{Neg}	2,09	0,54

Para la determinación de la armadura A_1 se debe primero se calcular " K_r " con el cual se determina " K_z " y " φ ":

$$K_r = \frac{Mf_z}{b * d^2 * f'_c}$$

Siendo:

$$Mf_z = \text{Momento máximo al que esta solicitada la fundación}$$

$$b = 1,40m$$

$$d = 1,20m$$

$$f'_c = 20MPa \quad \text{Resistencia especificada a la compresión del hormigón}$$

Luego con el " K_z " obtenido se determina la sección de armadura necesaria " A_1 ":

$$A_1 = \frac{Mf_z}{K_z * d * \varphi * f_s}$$

Se determina K_z y " φ " y " A_1 " para cada uno de los estados de carga y se tomara el que de mayor sección de armadura.

Combinación de carga	M _{U3} [Tn.m]	Kr
1,2 D + 1,6 L	0	0
0,9 D + 1,6 Z _{Pos}	4,02	0,0009
1,2 D + 0,5 L + 1,6 Z _{Neg}	2,13	0,0005
1,2 D + 0,5 T + 1,6 X _{Neg}	4,42	0,0001

El K_r calculado es muy chico por lo que desprecia la armadura necesaria para resistir flexión y solo se considera la calculada para resistir esfuerzos normales.

En la siguiente tabla se calculan las cuantías correspondientes a las armaduras necesarias para soportar los esfuerzos de cada estado de carga:

$A_t = A_1 + A_2 [cm^2]$	Cuantía
1,12	2,55E-05
1,46	3,32E-05
0,24	5,45E-06
0,54	1,23E-05

Se observa que en ningún caso se cumple la cuantía mínima, la cual es 0,002, por ello este es el requerimiento que condiciona a la armadura.

Con esta cuantía mínima se procede a calcular la armadura necesaria:

$$A_T = b * d * \rho_{min} = 140cm * 120cm * 0,002 = 33,6cm^2 \text{ -----} 32 \text{ barras de } \varnothing=12mm$$

Se distribuyen en las cuatros caras de la fundación.

Para el cálculo de la armadura de corte se utilizan las disposiciones que brinda el reglamento en cuando a separaciones máximas y mínimas tanto en vertical como en horizontal. Se proponen dimensiones y luego se verifica si soportan el corte al que esta sometida la fundación. Se considera el corte al cual esta sometida la columna por encima de la fundación, y se asume que este esfuerzo de corte es al que afecta la fundación

Se adoptan estribos de diámetro $\varnothing=6mm$.

La separación vertical "s" debe cumplir con las siguientes condiciones:

- $S \leq 12$ diámetros de la barra longitudinal
- $S \leq 48$ diámetros de la barra del estribo
- $S \leq$ dimensión del lado menor de la columna

Siendo el condicionante de esta máxima separación "s" la que dice que tiene que ser menor o igual a 12 diámetros de la barra longitudinal, lo cual es 14,4cm.

Se adopta como separación vertical entre los estribos un valor de 11cm.

El reglamento también especifica que cada barra longitudinal debe tener un soporte lateral proporcionado por estribos. Solo puede haber barras no soportadas siempre que si distancia a una barra soportada no supere la distancia equivalente a 15 veces el diámetro de un estribo, en este caso 9cm.

Con esto se procede a calcular la resistencia al corte que proporcionan estos estribos, y se lo compara con las máximas solicitaciones a las que está sometida la fundación para ver si verifica o no.

En cada sentido se tienen 5 ramas con estribos de diámetro de 6mm.

$$A_{6mm} = (0,3cm)^2 * \pi = 0,28 cm^2$$

$$A_{est} = 5 * A_{6mm} = 5 * 0,28 cm^2 = 1,4 cm^2$$

$$d = 1,20m$$

$$\varnothing = 0,75$$

$$s = 0,11m$$

$$f_y = 42 kN/cm^2$$

$$V_r = \frac{A_{est} * d * \phi * f_y}{s} \quad \text{Corte resistido por la armadura transversal propuesta}$$

$$V_r = \frac{1,40 \text{ cm}^2 * 1,20 \text{ m} * 0,75 * 42 \text{ kN/cm}^2}{0,11 \text{ m}} = 481,0 \text{ kN}$$

El corte resistido por los estribos es el mismo en ambas direcciones ya que se ha dispuesto la misma armadura en ambos sentidos.

El máximo corte obtenido del análisis estructural en la dirección X es $V_2=1,86\text{tn}$ y en la dirección Z el corte V_3 es nulo.

$$V_2=1,86\text{tn}=18,25\text{kN} \quad < \quad V_r=481,0\text{kN}$$

Verifica, por lo que la armadura transversal dispuesta es apta para resistir los esfuerzos a la que estará sometida.

Se procede a verificar si la armadura de corte dispuesta cumple con los requerimientos de armadura mínima.

1ºcondicion:

$$\frac{A_{min}}{s} = \frac{1}{16} * \sqrt{f_c} * \frac{b_w}{f_y} = \frac{1}{16} * \sqrt{20} * \frac{1400}{420} * 10 = 9,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2ºcondicion:

$$\frac{A_{min}}{s} = 0,33 * \frac{b_w}{f_y} = 0,33 * \frac{1400}{420} * 10 = 11,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura dispuesta es igual a

$$\frac{A_{est}}{s} = \frac{1,40 \text{ cm}^2}{0,11 \text{ m}} = 12,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Lo cual es mayor a lo que disponen ambas condiciones de armaduras mínimas.

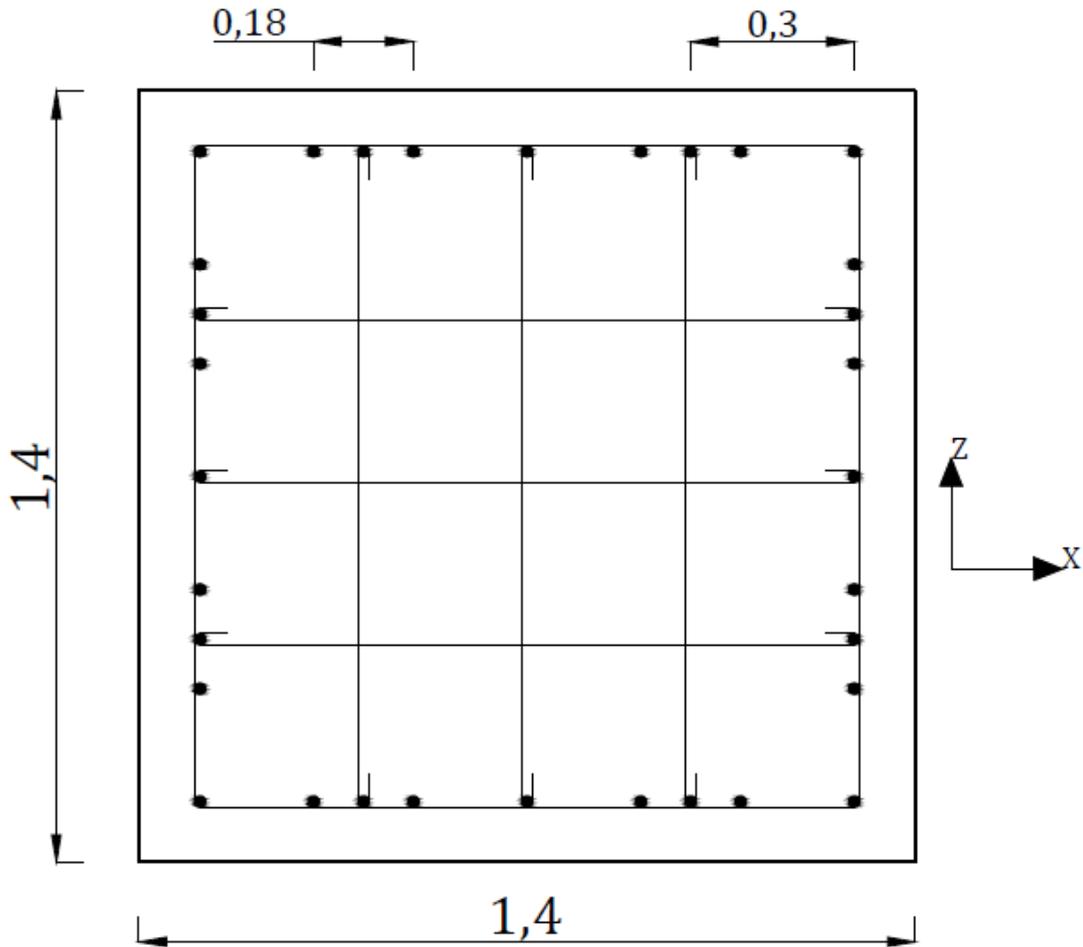


FIGURA 122-Disposición en planta de la armadura adoptada

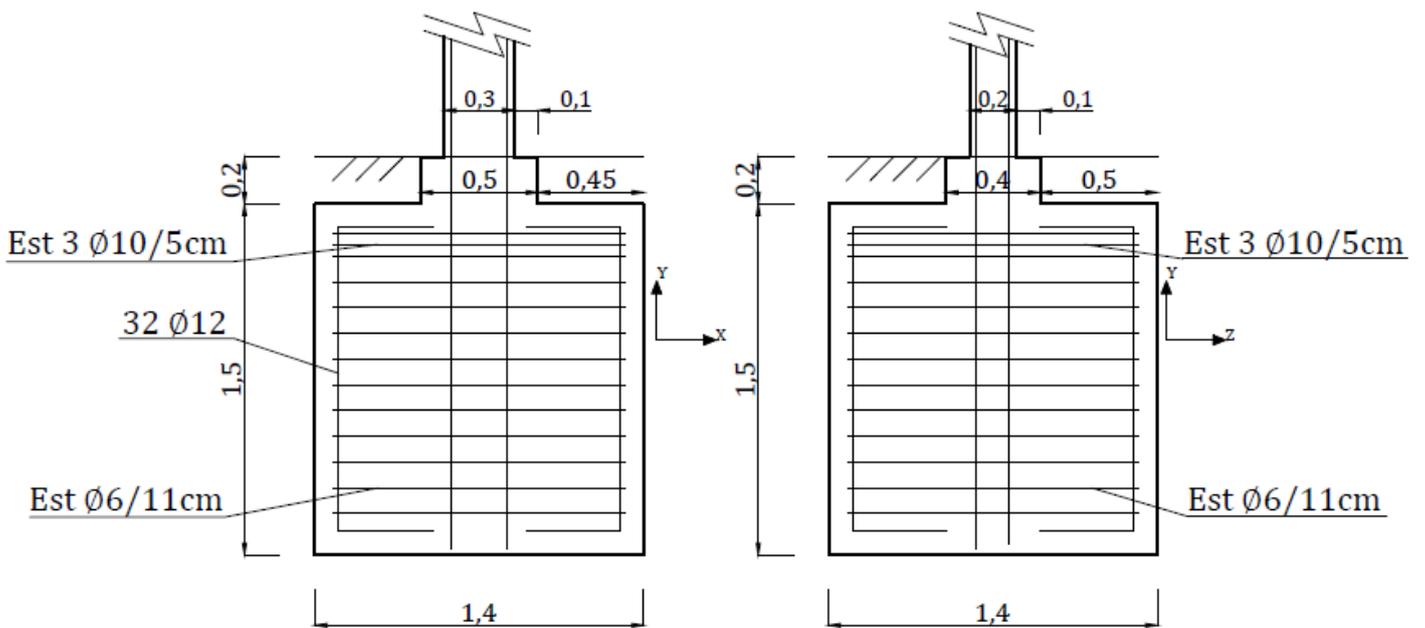


FIGURA 123-Fundación- Disposición de las armaduras

CAPITULO 7: CONCLUSIONES

La presente “Practica Profesional Supervisada” permitió realizar un verdadero trabajo de ingeniería, permitiendo observar y experimentar lo que esto conlleva.

Durante el transcurso de la misma se compartió experiencia y conocimientos con otros profesionales, lo cual permitió ver como es el trato con estos cuando se debe llevar a cabo un proyecto de ingeniería. Hizo que cuando uno se viera sobrepasado en cuando a los conocimientos y capacidades que poseía pudiera pedir ayuda y consejo a personas con más experiencia.

La realización de este proyecto permitió aplicar lo visto en diversas materias de la carrera, lo que posibilito interrelacionar lo visto en cada una de una manera global, entendiendo cual es la participación de cada una en un proyecto real.

Se pudieron relacionar materias en un mismo trabajo como “Análisis Estructural”, “Estructuras Metálicas y de Madera”, “Geotecnia 3”, “Hormigón Armado y Pretensado”, “Diseño de Estructuras de Hormigón Armado”.

También el utilizar softwares de cálculo estructural, permitió afianzar conocimientos sobre estos, ya que a veces durante el cursado de la carrera puede que no se usen demasiado. Esto permitió obtener mayor conocimiento de estos y mayor practica, los cuales pueden ser de mucha ayuda durante el transcurso de la vida del Ingeniero. Aunque esto se realizo teniendo el debido cuidado en cuanto al modelado de la estructura, para que así lo devuelto por estos programas no estuviera demasiado alejado de la realidad.

Además el hecho de que esta sea una obra real la cual se va a edificar, hizo que aumentaran los recaudos tomados, queriendo que salga un trabajo realizado de la forma correcta poniendo mayor empeño.

BIBLIOGRAFIA

LIBROS

- Carlos Larsson; "Apuntes del curso de Hormigón Armado y Pretensado"; Córdoba, Argentina, 2008.
- Gabriel R. Troglia; "Estructuras Metálicas: Proyecto por Estados Límites"; Córdoba, Argentina, 2005.
- Apuntes Teórico-Práctico; "Geotecnia 3"; Córdoba, Argentina 2010

REGLAMENTOS

- CIRSOC 101-2005: Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras.
- CIRSOC 102-2005: Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones.
- INPRES-CIRSOC 103: Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Parte I Construcciones en General.
- CIRSOC 104-2005: Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones.
- CIRSOC 105-1982: Superposición de Acciones-Combinación de Estados de Carga.
- CIRSOC 107-1982: Acción Térmica Climática sobre las Construcciones.
- CIRSOC 201-2005: Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.
- CIRSOC 301-2005: Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios.
- CIRSOC 308-2007: Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular.