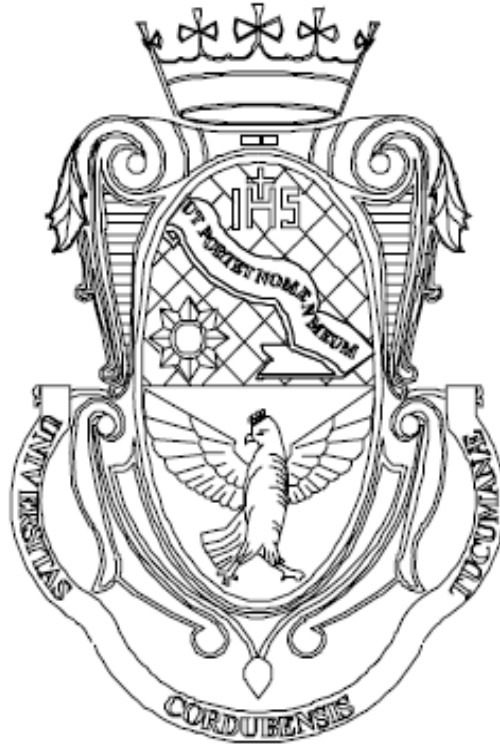


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales



CÁLCULO DE LA FACHADA METALICA DEL EDIFICIO CORPORATIVO DE TARJETA NARANJA

Alumno:

Ferri, Guillermo

Tutor:

Ing. Larsson Carlos A.

Supervisor externo:

Ing. Escobar, Julio

Agradecimientos

A lo largo de estos 7 años, estuvieron involucradas muchas personas e instituciones en mayor y menor medida en el proceso de mi formación profesional, a quienes les debo hoy este gran logro.

En principio quiero agradecer a la Universidad Nacional de Córdoba, por permitirme acceder a una educación pública, gratuita y de excelencia académica; a los docentes de la FCEFYN, por su dedicación en formar jóvenes profesionales; a mi tutor, Ing. Larsson Carlos, por darme la oportunidad de llevar a cabo mi primera experiencia laboral en su estudio de ingeniería; a mi tutor externo, Ing. Escobar Julio, por darme la posibilidad de seguir aprendiendo e incorporando nuevos criterios en la práctica diaria de la profesión.

A mis amigos y compañeros de la facultad, que han sido un empuje importantísimo para transitar esta carrera sin dejarme bajar los brazos. Me quedo con los mejores recuerdos de esta etapa y espero que la vida les depare lo mejor.

Agradezco a mi novia, por acompañarme y apoyarme en estos últimos años de transición, de estudiante a profesional.

A mi familia, agradezco a mi hermano, tíos, primas, abuelos, por estar siempre.

Y en especial a dos personas, que siempre apostaron a mis sueños, me apoyaron incondicionalmente en mis decisiones, aún en tiempos difíciles, y trabajaron el doble para que yo pueda estudiar en esta provincia, me acompañaron en la distancia y me permitieron hoy convertirme en un profesional. A ellos, espero con el cierre de esta etapa poder devolver una pequeña parte de todo lo que hicieron por mí... Mis padres.

Resumen

En este informe, se desarrolla el cálculo estructural de la fachada metálica del nuevo edificio de Tarjeta Naranja, en la ciudad de Córdoba.

Este trabajo está dividido en una serie de capítulos, en los cuales se detalla en forma particular las verificaciones realizadas de cada pieza de la estructura, en los sectores de mayor relevancia de la fachada.

También, se muestra soluciones a problemas que fueron apareciendo a medida de que se desarrollaba el proyecto con un uso eficiente de la tipología estructural existente.

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	7
1.1	OBJETIVOS	7
1.2	MARCO GENERAL	7
1.3	Antecedentes y Condicionantes de la Obra	8
1.3.1	Lugar de emplazamiento	8
1.3.2	Planos de licitación	10
1.3.3	Condicionantes de diseño.....	12
2	ANÁLISIS DEL MODULO ESTANDAR Y REFORZADO	13
2.1	INSERTOS PARA MÉNSULA METALICA.....	13
2.1.1	Introducción.....	13
2.1.2	Análisis de cargas	14
2.1.3	Cálculo de los insertos.....	18
2.1.4	Detalles de los insertos.....	19
2.2	UNIÓN SOLDADA “MÉNSULA-INSERTO”	20
2.2.1	Introducción.....	20
2.2.2	Análisis de cargas	20
2.2.3	Cálculo de la unión soldada.....	21
2.3	VERIFICACIÓN DE LA MENSULA.....	26
2.3.1	Introducción.....	26
2.3.2	Momento Flector.....	27
2.3.3	Corte	30
2.3.4	Cargas concentradas.....	32
2.3.5	Unión con porta-lamas.....	33
2.4	VERIFICACIÓN DE LAMA Y PORTA-LAMAS.....	36
2.4.1	Introducción.....	36
2.4.2	Análisis de cargas	38
2.4.3	Verificación de secciones	39
2.4.4	Ensayo en obra	41
3	PASARELAS Y VIGAS METALICAS	43
3.1	VERIFICACIÓN DE LAS PASARELAS.....	43
3.1.1	Introducción.....	43
3.1.2	Análisis de cargas	48
3.1.3	Cálculo de los elementos.....	50
3.2	VIGAS METÁLICAS	55
3.2.1	Introducción.....	55

3.2.2	Análisis de cargas	57
3.2.3	Cálculo de inserto “Columna – Viga 10”.....	59
3.2.4	Cálculo de chapa de unión “Columna – Viga 10”	63
3.2.5	Solución a la deformación de la viga – VM10	67
4	DIFERENTES SISTEMAS DE SUSTENTACIÓN.....	69
4.1	CORTES EN FACHADAS	69
4.2	PRIMER SISTEMA DE SUSTENTACION	72
4.3	SEGUNDO SISTEMA DE SUSTENTACION	77
5	CONCLUSION.....	80

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

IMAGEN Nº 1 “IMÁGENES SATELITALES”	8
IMAGEN Nº 1 “RENDER 1”	9
IMAGEN Nº 2 “RENDER 2”	9
IMAGEN Nº 3 “SECUENCIA DE MONTAJE”	10
IMAGEN Nº 4 “PLANO DE LICITACIÓN 1”	11
IMAGEN Nº 5 “PLANO DE LICITACIÓN 2”	12
IMAGEN Nº 6 “PRIMER PLANTEO DE MÉNSULA”	13
IMAGEN Nº 7 “VISTA DE INSERTOS 1 Y 2”	13
IMAGEN Nº 8 “DETALLES DE INSERTOS 1 Y 2”	14
IMAGEN Nº 9 “SISTEMA DE FUERZAS ACTUANTES”	15
IMAGEN Nº 10 “SIMPLIFICACIÓN DEL SISTEMA DE FUERZAS”	16
IMAGEN Nº 11 “REACCIONES”	16
IMAGEN Nº 12 “SISTEMA DE TRIPLE ALTURA”	17
IMAGEN Nº 13 “PUNZONADO”	18
FOTOGRAFÍA Nº 1 “INSERTO 2”	19
FOTOGRAFÍA Nº 2 “INSERTO 1”	19
IMAGEN Nº 14 “SISTEMA DE FUERZAS”	20
TABLA Nº 1.....	21
TABLA Nº 2.....	21
IMAGEN Nº 15 “PLANOS A VERIFICAR”	22
IMAGEN Nº 16 “UNIÓN INFERIOR”	24
IMAGEN Nº 17 “CORTE TRANSVERSAL DE UNIÓN INFERIOR”	24
IMAGEN Nº 18 “ESQUEMA FINAL DE AGARRE DE MÉNSULA-INSERTO”	25
FOTOGRAFÍA Nº 3 “MÉNSULA SUJETA A VIGA METÁLICA”	26
TABLA Nº 3.....	27
FOTOGRAFÍA Nº 4 “MÉNSULA SUJETA A VIGA PERIMETRAL DE HORMIGÓN”	27
TABLA Nº 4.....	28
TABLA Nº 5.....	28
IMAGEN Nº 19 “LP PARA CARGAS APLICADAS EN EL ALA SUPERIOR CIRSOC301”	30
IMAGEN Nº 20 “RESISTENCIA A CORTE PARA ALMAS SIN RIGIDIZADORES CIRSOC301”	31
IMAGEN Nº 21 “RESISTENCIA PARA CARGAS CONCENTRADASCIRSOC301”	32
IMAGEN Nº 22 “ESQUEMA DE CARGAS CONCENTRADAS”	32

IMAGEN Nº 23 “ACCIONES EN LOS BULONES DE UNIÓN CON PORTA-LAMAS”	34
TABLA Nº 6.....	35
IMAGEN Nº 24 “ESQUEMA EVOLUTIVO DEL DISEÑO DE LA LAMA”	37
IMAGEN Nº 25 “DATOS DE CATÁLOGO COMERCIAL PARA ALPOLIC”	37
IMAGEN Nº 26 “DISEÑO DEL PORTA-LAMAS”	38
IMAGEN Nº 27 “ACCIONES SOBRE EL PORTA-LAMAS”	40
IMAGEN Nº 28 “ESQUEMA DE ENSAYO PARA LAMAS”	41
FOTOGRAFÍA Nº 5 “LAMA MONTADA PARA REALIZAR ENSAYO EN OBRA”	41
FOTOGRAFÍA Nº 6 “PESOS UTILIZADOS EN LA REALIZACIÓN DEL ENSAYO”	42
IMAGEN Nº 29 “RESUMEN DE ENSAYO EN OBRA”	42
IMAGEN Nº 30 “ESQUEMA PARA REALIZAR ENSAYO SOBRE EL PORTA-LAMAS”	43
IMAGEN Nº 31 “PASARELA EN PERSPECTIVA”	44
IMAGEN Nº 32 “PASARELA EN CORTE”	44
IMAGEN Nº 33 “VANO POR ESCALERA”.....	44
IMAGEN Nº 34 “VISTA EN CORTE DE PASARELA COMÚN Y EL PRIMER ESQUEMA DE LA VIGA DE CONTRAVIENTOS”	45
IMAGEN Nº 35 “VISTA SUPERIOR DE PASARELA COMÚN Y DE CONTRAVIENTOS	45
FOTOGRAFÍA Nº 7 “PASARELAS ANTES DEL MONTAJE”	45
IMAGEN Nº 36 “ESPACIO TÉCNICO”	46
IMAGEN Nº 37 “ESQUEMA FINAL DE VIGA DE CONTRAVIENTOS”	47
IMAGEN Nº 38 “VIGA DE CONTRAVIENTOS S/3º”	47
IMAGEN Nº 39 “VIGA DE CONTRAVIENTOS S/7º Y S/8º”	47
IMAGEN Nº 40 “CARGAS SOBRE PASARELA RAMADVANCE”	48
IMAGEN Nº 41 “CARGAS SOBRE VIGA DE CONTRAVIENTO RAMADVANCE”	49
IMAGEN Nº 42 “VISTA EN CORTE DE LA PASARELA”	50
IMAGEN Nº 43 ““RESULTADOS PASARELA RAMADVANCE”	50
IMAGEN Nº 44 “VISTA EN CORTE VIGA DE CONTRAVIENTOS”	51
IMAGEN Nº 45 “ESFUERZOS EN CORDONES”	51
IMAGEN Nº 46 “ESFUERZOS EN MONTANTES”	51
IMAGEN Nº 47 “DEFORMACIONES LATERALES”	51
IMAGEN Nº 48 “ESFUERZOS EN DIAGONALES”	51
IMAGEN Nº 49 “ESQUEMA DE UNIÓN ENTRE MONTANTE, DIAGONAL Y CORDÓN”	54
IMAGEN Nº 50 “ESFUERZO DE TORSIÓN EN VM”	57
IMAGEN Nº 51 “VM10”	57
IMAGEN Nº 52 “VISTA EN PLANA DE INSERTO EN COLUMNA”	60
IMAGEN Nº 53 “DETALLE DE REFUERZO PARA APOYO SOBRE COLUMNA”	60
IMAGEN Nº 54 “VISTA DE INSERTO SOBRE COLUMNA”	60
IMAGEN Nº 55 “ACCIONES SOBRE APOYO DE VM EN COLUMNA”	61
IMAGEN Nº 56 “DETALLE DE CHAPAS DE UNIÓN”	63
IMAGEN Nº 57 “PERSPECTIVA EXPLOTADA DE LOS ELEMENTOS DE UNIÓN VM-INSERTO”	63
FOTOGRAFÍA Nº 8 “UNIÓN VM-COLUMNA”	64
FOTOGRAFÍA Nº 9 “VM6 EN EL NIVEL 6”	64
IMAGEN Nº 58 “ESFUERZOS EN LAS CHAPAS DE VINCULACIÓN VM-INSERTO”	65
IMAGEN Nº 59 “DIAGRAMAS DE ESFUERZOS EN CHAPAS DE UNIÓN”	66
TABLA Nº 7.....	67
IMAGEN Nº 60 “ESQUEMA ORIGINAL DE TRIANGULACIÓN”	68
IMAGEN Nº 61 “DETALLE PROPUESTO”	69
IMAGEN Nº 62.....	69

IMAGEN Nº 63.....	69
IMAGEN Nº 64.....	70
IMAGEN Nº 65.....	70
IMAGEN Nº 67.....	70
IMAGEN Nº 66.....	70
IMAGEN Nº 68 “SOLUCIÓN MIXTA”	71
IMAGEN Nº 69.....	72
IMAGEN Nº 70.....	72
IMAGEN Nº 71.....	72
IMAGEN Nº 72.....	72
IMAGEN Nº 73 “UNIÓN DIAGONAL-MONTANTE”	73
IMAGEN Nº 74 “UNIÓN DIAGONAL-MÉNSULA”	73
FOTOGRAFÍA Nº 10 “MÉNSULA CON RIGIDIZADORES”	74
FOTOGRAFÍA Nº 11”RIGIDIZADORES DE FUERZA”	75
IMAGEN Nº 75 “DESCOMPOSICIÓN DE LAS FUERZAS”	76
IMAGEN Nº 76 “ESQUEMA DE RETICULADO EN PASARELA”	76
FOTOGRAFÍA Nº 12 “MÓDULO DE PRUEBA YA MONTADO”	76
IMAGEN Nº 77 “PUNTALES”	77
IMAGEN Nº 78 “RIOSTRAS”	77
IMAGEN Nº 79 “DIAGONALES”	77
FOTOGRAFÍA Nº 13	78
FOTOGRAFÍA Nº 14 “CAPUCHÓN PARA COLUMNAS”	78
IMAGEN Nº 80 “DETALLES DE UNIÓN MÉNSULA-COLUMNA”	79

1 INTRODUCCIÓN

En el presente informe, se desarrolla el cálculo de la estructura metálica de sostenimiento de la fachada de parasoles y pasarelas, del nuevo edificio de Tarjeta Naranja en la ciudad de Córdoba, realizadas en el estudio Larsson Ingeniería.

El trabajo consistió en un estudio acabado de una estructura ya planteada, teniendo los planos de licitación (con los que se estimó el precio de la obra en una primera instancia del proyecto), verificar lo planteado y ver la posibilidad de un mejoramiento técnico y económico de estructura.

Para poder verificar la misma, el trabajo comenzó por el análisis de las solicitudes con el uso de los reglamentos CIRSOC 101 (cargas gravitatorias) CIRSOC 102 (cargas de viento), que para este caso en particular se utilizaron de forma comparativa ya que las solicitudes fueron especificadas por el cliente. Luego las tareas continuaron con el modelado de la estructura (tanto del modulo típico, en primera instancia, como de todos los casos atípicos que forman parte de esta fachada), seguido por la verificación de las diferentes uniones (soldada y abulonada), perfilería utilizada, e insertos en el hormigón, teniendo como material de consulta permanente el reglamento metálico CIRSOC 301 y el tomo II Fritz Leonhardt (Casos del dimensionado de estructuras de H⁰A⁰, para el dimensionado de insertos).

1.1 OBJETIVOS

El objetivo general de la realización de una práctica supervisada apunta a brindarle al alumno una primera experiencia laboral, dentro del campo profesional, en un marco de seguimiento y aprendizaje, y en ese marco desarrollar las primeras herramientas que le permitirán luego afianzarse en el ejercicio de la profesión.

En este caso en particular, se ha optado por la realización de la práctica, orientada hacia la rama del cálculo estructural, con el fin de lograr profundizar y afianzar dichos conceptos.

Dentro de la amplia gama de especialidades de esta rama, se desarrolla aquí sólo lo que concierne a las estructuras metálicas.

Se buscará lograrlo, con el análisis y posterior cálculo de la fachada metálica del "edificio corporativo de Tarjeta Naranja".

1.2 MARCO GENERAL

El presente trabajo conforma el informe técnico correspondiente a la asignatura denominada Práctica Supervisada, de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales dependiente de la Universidad Nacional de Córdoba.

El informe que se presenta contiene toda la información sobre las tareas planificadas y llevadas a cabo en el estudio LARSSON INGENIERÍA, bajo el régimen de pasantías. A dicha información se le ha dado el marco teórico correspondiente, que integra los conceptos aprendidos durante el desarrollo de la carrera de grado.

1.3 Antecedentes y Condicionantes de la Obra

1.3.1 Lugar de emplazamiento

El edificio corporativo de Tarjeta Naranja se encuentra en la ciudad de Córdoba Capital (Argentina), a orillas del Río Suquía en una zona céntrica de la misma, lindando con tres vías de circulación de importancia de la ciudad, calle Jujuy, Bv. Mitre y La Tablada (Imagen N°1), donde se prevé un futuro desarrollo de edificios en altura tanto de tipo comerciales de oficinas, complejos privados en torres, etc.

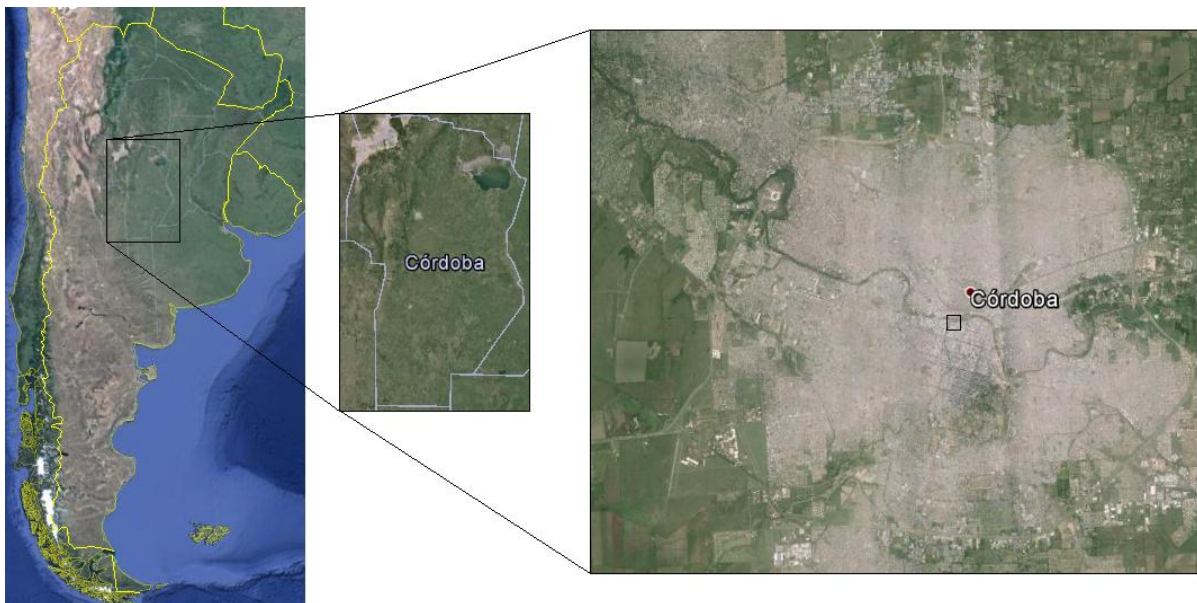


Imagen N° 1 "Imágenes satelitales"

Como se puede ver en las imágenes satelitales, el edificio se encuentra en un lugar de privilegio, en el centro de la ciudad con un proyecto municipal a futuro de parquización y embellecimiento de la costanera del Río Suquía y con una vista panorámica de la rivera y del cordón serrano hacia el oeste, en una zona de alta valoración económica, con arterias principales que lo rodean, que son de suma importancia para este tipo de edificio.



Imagen N° 1 "Render 1"



Imagen N° 2 "Render 2"

Como se muestra en los renderizados (Imágenes N°3 y N°4) del proyecto, la fachada de parasoles juega un papel fundamental en la estética del edificio, que aparte de darle el color característico de la empresa, le da una apariencia moderna y lo distingue marcadamente del entorno urbano en el que esta emplazada la obra.

1.3.2 Planos de licitación

La fachada del edificio de Tarjeta Naranja consiste de una estructura metálica, que forma un sistema de pasarelas perimetrales en cada planta, las cuales permiten tener accesibilidad desde el exterior del edificio para mantenimiento y limpieza del mismo, mas el sostenimiento de los parasoles, que protegen el interior del edificio de sobrecalentamiento por radiación solar.

Esta fachada cuenta con un gran numero de piezas que la conforman, por ende un gran numero de planos que la definen, por lo que en esta parte introductoria nos limitaremos a mostrar un esquema en perspectiva del modulo típico, mas los planos de ménsulas de sostenimiento, pasarelas, porta-lamas y lamas.

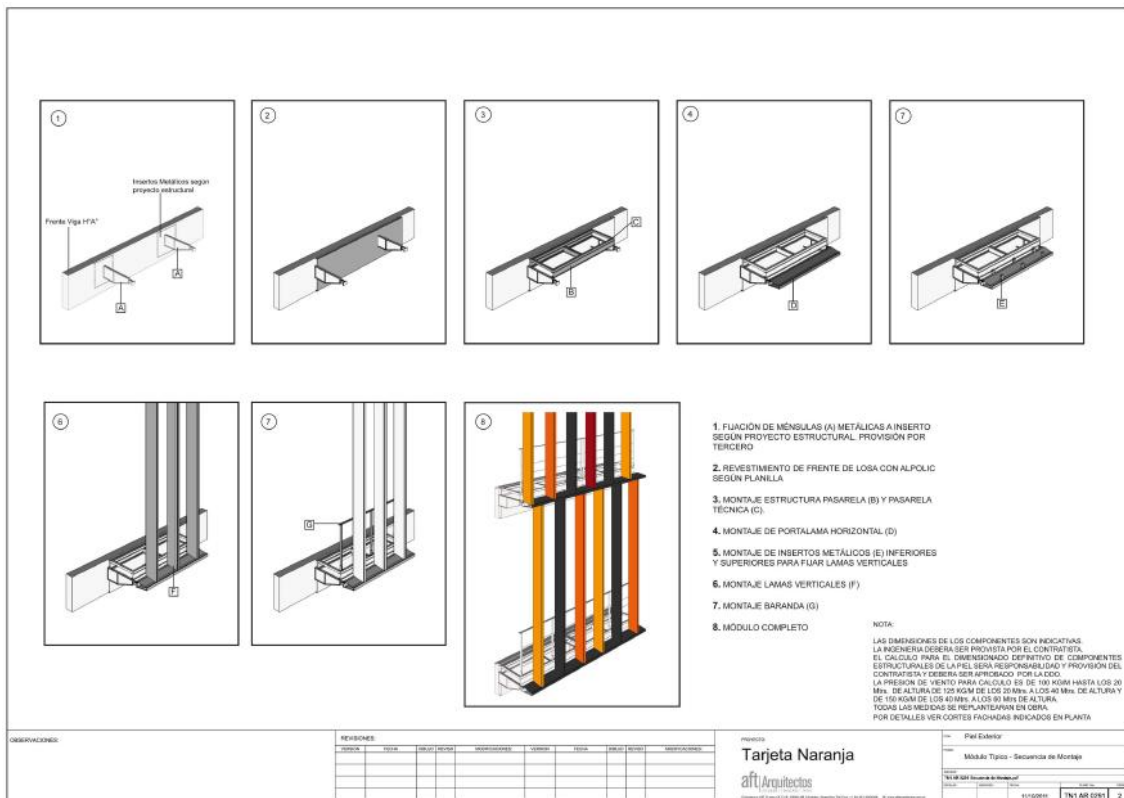


Imagen N° 3 "Secuencia de montaje"

Lo que vemos en este primer plano (Imagen N°3), es una secuencia de montaje de un módulo típico de tres lamas (parasoles), primero se colocan las ménsulas, que servirán como vínculo de la estructura metálica a la estructura de hormigón, donde luego se monta la pasarela, seguido por el porta-lamas (sostenimiento de las lamas), para completar con la colocación de las lamas y la baranda de seguridad de la pasarela.

Más tarde se decidió por un montaje en bloques, lo que da la posibilidad de agilizar los trabajos en obra y de minimizar los riesgos del personal encargado, consistiría en montar los porta-lamas con las lamas inferiores ya unidas al mismo (trabajo en taller), eso posibilita que los trabajos de uniones que se realicen en la etapa de montaje en obra, serán un menor número y las que están ubicadas en las cercanías de la pasarela

ya puesta, dando una mejor opción en cuanto a la comodidad y seguridad de los operarios para realizar esta tarea.

La última imagen, muestra la terminación de dos módulos típicos de tres lamas (de la fachada norte del edificio).

En el plano que se detalla a continuación (Imagen N°4), se ve cómo se proyectó en una primera instancia la ménsula, lama, porta-lamas, pasarela e inserto, piezas que en mayor o menor medida, sufrieron cambios a lo largo del trabajo y desarrollo de este informe, buscado lo citado en la introducción, “mejoramiento técnico y económico de la estructura”, (debido a que en muchos casos lo planteado era imposible de realizar en obra o directamente un muy mal diseño técnico) estos cambios los mencionaremos mas adelante en el análisis detallado de cada elemento en particular de la estructura.

Se detallan los materiales utilizados (acero F22, F24) y los distintos tratamientos superficiales de alguno de sus elementos, como por ejemplo, las superficies galvanizadas de las ménsulas y la pasarela, o el recubrimiento de alpolic (material que consiste en dos capas de aluminio con un relleno de polietileno y un revestimiento de Lumiflon coating, donde aluminio le da la coloración a las lamas, color naranja característico de la marca de la empresa)

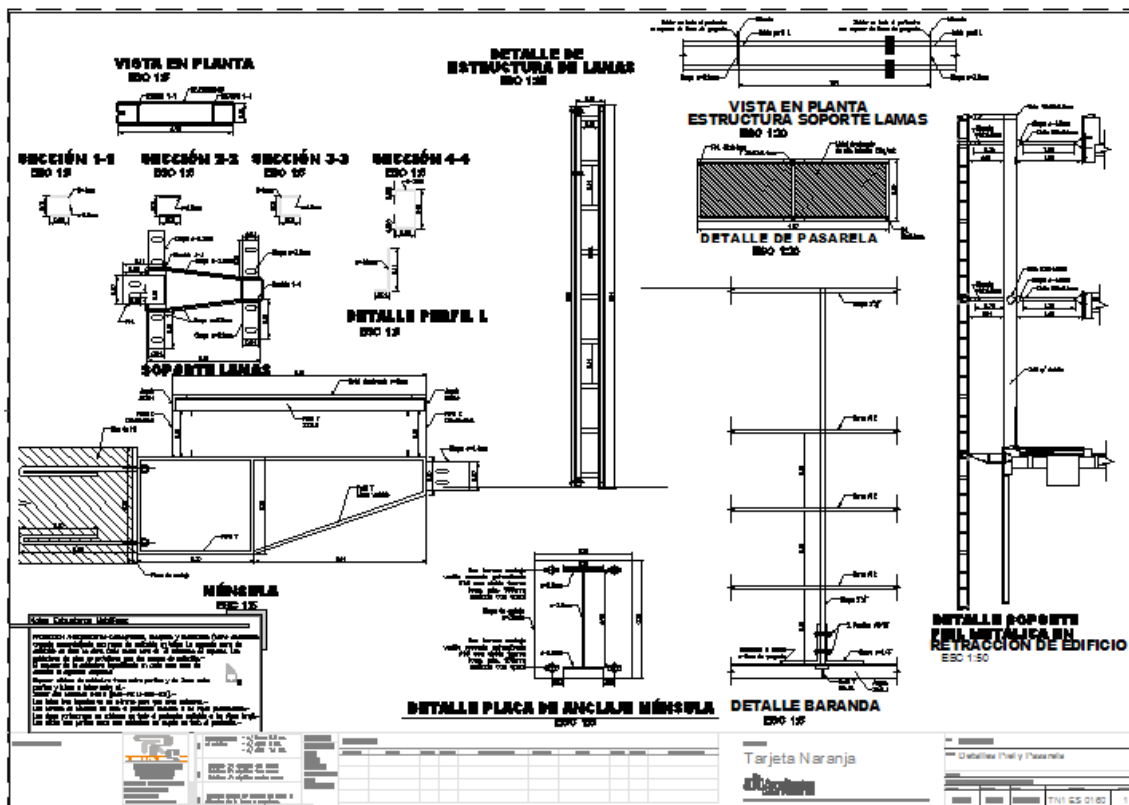


Imagen N° 4 “Plano de licitación 1” anexada en mayor escala al final del informe

El plano que sigue, se detalla una subestructura del sector de ingreso, el tipo de unión entre los tubos y el esquema básico del sostenimiento de la fachada.

Estos planos, más la imagen de la secuencia de montaje, es el tipo de información que se dispuso para luego ir mejorando y dando solución a los distintos problemas, para los que aún no había un esquema planteado, como el sostenimiento del porta-lamas

en los quiebres de la fachada, las vigas de contraviento que se necesitaron en algunos sectores que desarrollaremos mas adelante.

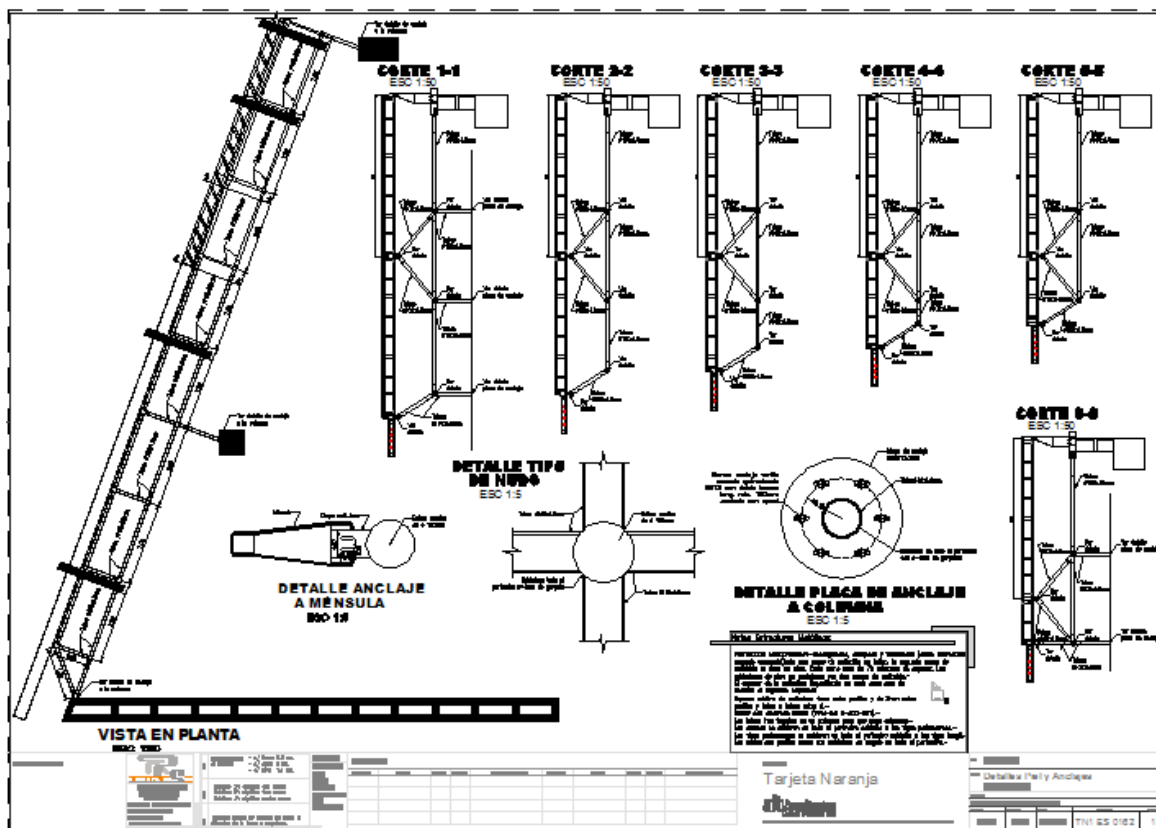


Imagen Nº 5 "Plano de licitación 2" anexada en mayor escala al final del informe

1.3.3 Condicionantes de diseño

Básicamente para este tipo de estructura, los dos condicionantes de diseño que tuvieron mayor influencia en la resolución de la estructura fueron:

- Cargas de viento
- Cargas gravitatorias

Con respecto al primer condicionante fue pedido por el cliente, se desea que la estructura sea capaz de soportar ráfagas de viento que generen 150kg/m^2 , un poco mayor a lo que le corresponde a la ciudad de Córdoba, que por el reglamento CIRSOC102 no llega a superar los 120kg/m^2 .

El segundo condicionante se estimó en función de las piezas que componen la estructura (peso propio, obtenido de lo volumetría y los respectivos pesos específicos), mas una sobrecarga que se eligió en base a un criterio propio (la coincidencia de tres personas en el modulo), que no esta contemplado en el reglamento CIRSOC101 pero que nos permite estar del lado de la seguridad, ya que se utilizó valores superiores.

2 ANÁLISIS DEL MODULO ESTANDAR Y REFORZADO

2.1 INSERTOS PARA MÉNSULA METALICA

2.1.1 Introducción

En lo primero que se comenzó a trabajar en el cálculo de la fachada, fue en los insertos metálicos para dejar posicionados en el hormigón a medida que se iba realizando el encofrado y hormigonado los niveles del edificio, a los que mediante uniones por soldadura, se vincularían las ménsulas metálicas, que sirven de apoyo a toda la estructura exterior de parasoles y pasarelas externas.

Estos insertos consisten de una placa metálica de espesor 6.3mm a las que se sueldan barras de acero (hierros redondo liso AL-220), estos proveen a la placa una mejor adherencia al hormigón, por anclaje de las mismas para soportar esfuerzos de tracción, como al deslizamiento, por aplastamiento del hormigón en la zona de contacto con esta.

Inicialmente, como estaba planteado en los planos de licitación, se pensó en un único inserto lateral a las vigas de borde de la planta (vigas altas), como muestra la siguiente figura.

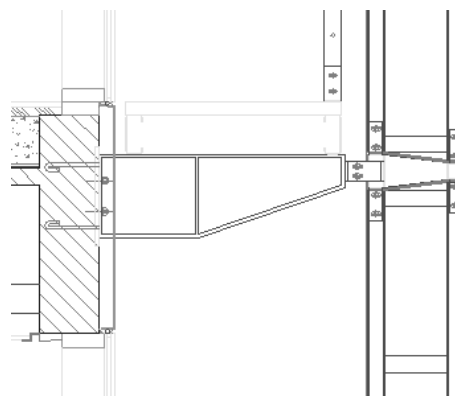


Imagen Nº 6 "Primer planteo de ménsula"

Esto hace que el inserto trabaje combinando corte y tracción en las barras superiores y a corte, por aplastamiento del hormigón en las barras tanto inferiores como superiores.

Pero al realizarse modificaciones en la estructura de hormigón, como la de adoptar un esquema de un encofrado plano con todas vigas chatas para una mayor velocidad en la ejecución de obra (con un espesor estructural de 40cm para losas y vigas) se optó por un segundo modo de sujeción de las ménsulas, que consiste en un agarre doble, uno en la cara superior de la viga y otro en la cara lateral exterior (ambos trabajando solamente a corte).

En la siguiente figura se ejemplifica estos dos tipos de insertos utilizado.

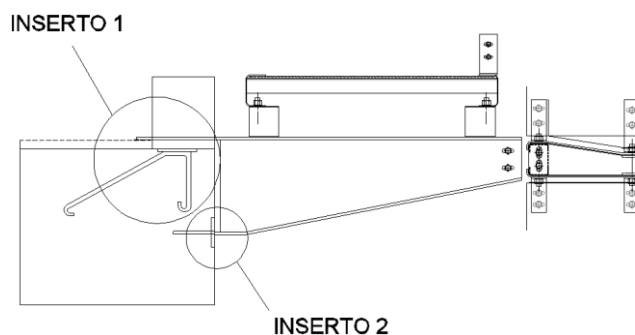


Imagen Nº 7 "Vista de insertos 1 y 2"

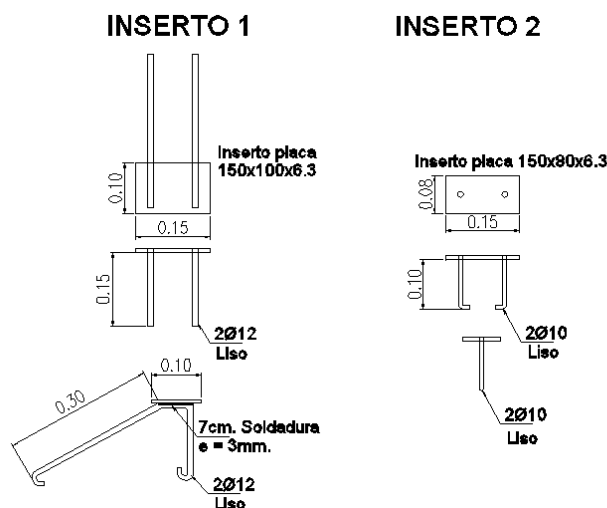


Imagen Nº 8 "Detalles de insertos 1 y 2"

A la hora de definir estos insertos, como se dispondrán de un gran número de estos, se tomo como criterio unificar la mayor cantidad de casos posibles tomando un módulo típico, mientras que para los casos atípicos se toma el peor, para proponer solo dos tipos de insertos, de esta manera se logra practicidad y velocidad de ejecución y una disminución de posibles errores de replanteo en obra.

Cabe destacar que haber realizados el diseño particular de cada caso, la diferencia obtenida en costos de materiales no era significativa.

El módulo estándar quedará definido con 5 lamas de altura simple, mientras que el módulo más desfavorable será de triple altura, de 5 lamas (igual x3 que el módulo típico) más un cartel.

Se hablará entonces de los insertos no reforzados (insertos 1 y 2) y reforzados (insertos 3 y 4).

2.1.2 Análisis de cargas

2.1.2.1 Peso propio

Para la estimación del peso propio de la estructura de la fachada, como el de las lamas, la ser de un material laminado con distintas capas de aluminio y plásticos "alpolic" (que le darían la tonalidad naranja característico, un material nuevo), requerimos que nos den el dato de obra directamente (cada lama pesa = 30kg) mientras que el resto de la estructura pudimos estimar su peso en función de la volumetría de los perfiles y piezas metálicas por su respectivo peso específico.

2.1.2.2 Sobrecarga de uso

Para la sobrecarga utilizada, se consideró la posibilidad de que coincidan simultáneamente en un modulo tres personas (de 75kg), muy factible si pensamos que

la estructura externa esta pensada para la limpieza de las ventanas y mantenimiento de los parasoles.

En el caso del reemplazo de alguna pieza en el futuro (laminas, ventanas, etc.) la posibilidad que trajinen con pesos pesados hace que preveamos la participación de 3 personas como mínimo, lo que genera un peso de sobrecarga mayor que si nos acotamos al reglamento CIRSOC 101, que propone una sobrecarga para mantenimiento de cubiertas $100\text{kg}/\text{m}^2$ lo que nos daría solo 100kg de carga para el módulo (recordando que la pasarela tiene 50cm de ancho y la longitud del módulo es de 2m , tenemos 1m^2 de superficie).

La sobrecarga que utilizaremos por módulo será entonces de 225kg (x3 personas).

2.1.2.3 Carga viento

Para el viento se tomo una carga de $150\text{kg}/\text{m}^2$ por especificaciones técnicas de la obra en particular.

Lo que significa una mayor carga que si tomáramos la carga básica para viento correspondiente a la ciudad de Córdoba que especifica el reglamento CIRSOC 102, que da aproximadamente $100\text{kg}/\text{m}^2$.

P1 (peso propio pasarela) = 51kg

P2 (peso propio ménsula) = 13kg

P3 (peso propio porta lamas) = 44kg

P4 (viento) = $150\text{kg}/\text{m}^2$

P5 (peso propio c/lama) = 30kg

P6 (peso propio baranda) = 33kg

P7 (sobrecarga de uso) = 225kg

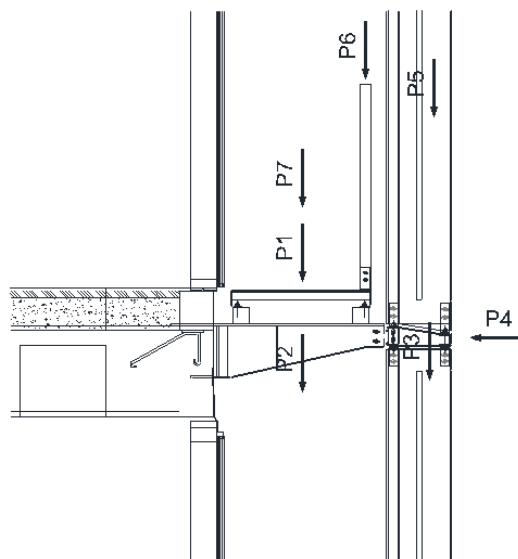


Imagen N° 9 "Sistema de fuerzas actuantes"

Para el cálculo de los insertos tomaremos dos situaciones en servicio:

- Con las cargas únicamente gravitatorias (peso propio + sobrecarga).
- Con la participación del viento pero sin considerar la sobrecarga de uso.

Estado 1 = pp + sc

Estado 2 = pp + w

Para este análisis, se agrupo las fuerzas aplicadas en la ménsula en tres grandes grupos para la simplificación del cálculo (en el centro de gravedad y extremo de la misma).

P01 = 97kg (para pp + w) 322kg (para pp + sc)

P02 = 194kg

P03 = +/-900kg teniendo en cuenta un 75% de superficie expuesta a viento.

2.1.2.4 Acciones

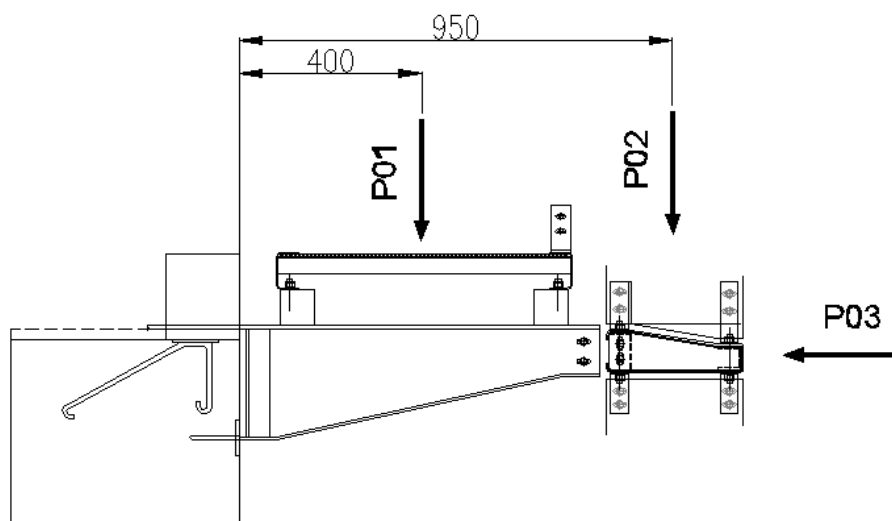


Imagen N° 10 "Simplificación del sistema de fuerzas"

2.1.2.5 Reacciones

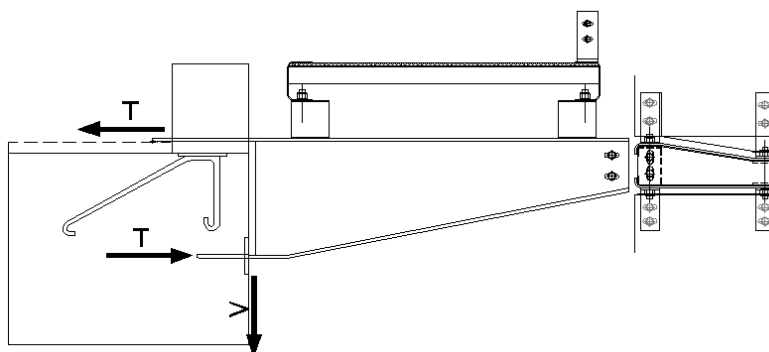


Imagen N° 11 "Reacciones"

Como muestra la figura, para la sujeción de la ménsula, los insertos fueron pensados para trabajar mas que nada a corte (esfuerzos T y V), uno superior (inserto 1) para tomar la componente de tracción del ala superior debida a la flexión, y otro lateral a la viga de hormigón (inserto 2) que toma el corte gravitatorio mas la componente de compresión.

Reacciones Estado 1:

$$M = 322\text{kg} \times 0.4\text{m} + 194\text{kg} \times 0.95\text{m} = 313\text{kgm}$$

$$Q = 322\text{kg} + 194\text{kg} = 516\text{kg}$$

$$W = 0\text{Kg}$$

$$T = 1252\text{kg}$$

$$V = 516\text{kg}$$

Reacciones Estado 2:

$$M = (322-225)\text{kg} \times 0.4\text{m} + 194\text{kg} \times 0.95\text{m} = 223\text{kgm}$$

$$Q = 97\text{kg} + 194\text{kg} = 300\text{kg}$$

$$W = (4\text{m} \times 2\text{m}) \times 150\text{kg/m}^2 \times 0.75 = 900\text{kg}$$

$$T = 1792\text{kg}$$

$$V = 291\text{kg}$$

Por lo que podemos ver, el inserto 1 se verifica usando los esfuerzos obtenidos por la combinación de peso propio mas viento, mientras que el inserto 2 queda definido por el estado de carga gravitatorio únicamente.

Para casos de triple altura hacemos un nuevo análisis de cargas donde la principal diferencia es en el estado de acciones gravitatorias con el peso de las lamas y porta lamas x 3 más un cartel de 100kg/m.

El área de influencia para el viento sigue siendo la misma que en el módulo típico, porque la fuerza generada es transmitida a la losa directamente mediante puntales.

Los esfuerzos T y R para los insertos reforzados son:

$$T_r = 3486\text{kg}$$

$$V_r = 1007\text{kg}$$

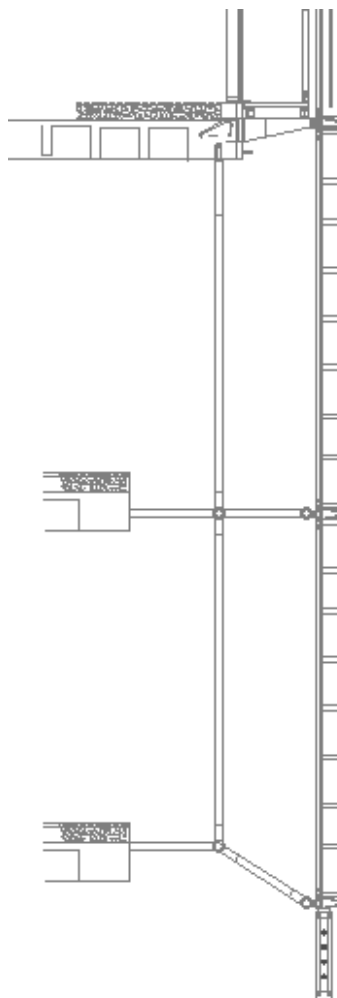


Imagen N° 12 "Sistema de triple altura"

2.1.3 Cálculo de los insertos

Para el diseño de cada uno de estos insertos se tomo como resistencia última la siguiente expresión:

$$P_u = 2.5\phi^2\sqrt{\beta_c\beta_s}$$

Tomo II "Casos del dimensionado de estructuras de H°A°" de Fritz Leonhardt.

Esta fórmula nos da la resistencia última del inserto a corte en función de la resistencia característica del hormigón (H-30 en nuestro caso), el diámetro de la barra, y la tensión de fluencia del acero (AL-220), para hormigón confinado, barras de ϕ menores a 2.4mm y una longitud anclada mayor a 6 ϕ .

Utilizamos un coeficiente de seguridad $\gamma=5$.

Los resultados obtenidos fueron:

2.1.3.1 Módulo típico

- Inserto 1 quedó conformado con 4 hierros $\phi 12$ (dos rectos y dos inclinados), con un $P_{adm}=535\text{kg}$ cada barra (por aplastamiento del hormigón), más un adicional aportado por la inclinación que le dan resistencia por adherencia (entre $4\text{kg}/\text{cm}^2$ y $8\text{kg}/\text{cm}^2$). **Rd = 2140kg.**

- Inserto 2 quedó conformado con 2 hierros $\phi 10$ (los dos rectos), con un $P_{adm}=371\text{kg}$ cada barra. **Rd = 742kg.**

2.1.3.2 Módulo reforzado

- Inserto 3 quedó conformado con 6 hierros $\phi 16$ (tres rectos y tres inclinados), una un $P_{adm}=951\text{Kg}$ cada barra (por aplastamiento del hormigón), más un adicional aportado por la inclinación que le dan resistencia por adherencia (entre $4\text{Kg}/\text{cm}^2$ y $8\text{Kg}/\text{cm}^2$). **Rd = 5706kg.**

- Inserto 4 quedó conformado con 2 hierros $\phi 12$ (los dos rectos), con un $P_{adm}=535\text{Kg}$ cada barra. **Rd = 1070kg.**

Lo siguiente que se verificó fue el efecto de punzonado en el hormigón producto del esfuerzo de corte transmitido por el inserto 2.

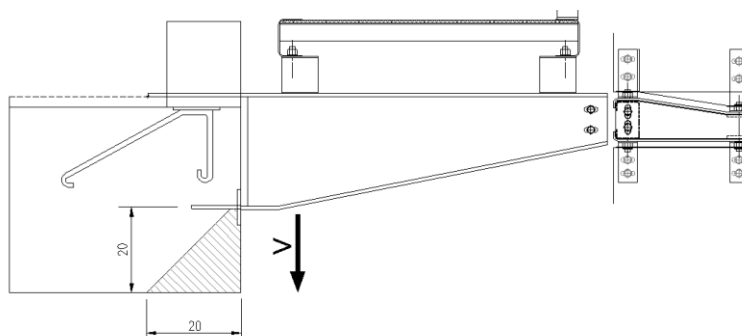


Imagen N° 13 "Punzonado"

Se debe considerar el área resistente por debajo de donde nacen las barras del inserto (que es donde entra el esfuerzo de corte a la viga) y suponer una distribución lineal a 45° del esfuerzo transmitido por las mismas (área sombreada de la imagen).

Por lo que despreciando el aporte de los estribos de la viga, la resistencia al efecto del punzonado del hormigón nos queda:

$$A = 200\text{cm}^2 \times 2 = 400$$

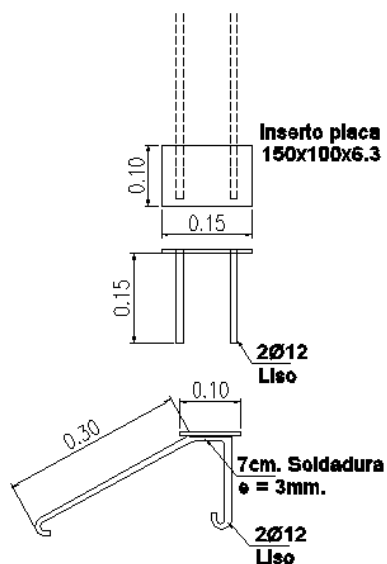
$$\zeta_{001} = 10\text{kg/cm}^2 \text{ (resistencia a corte del hormigón considerado en vigas)}$$

$$\mathbf{Rd = 4000\text{kg}}$$

Por lo que podemos asegurar que las vigas verifican al punzonado hasta en un aumento de 4 veces la carga del módulo reforzado.

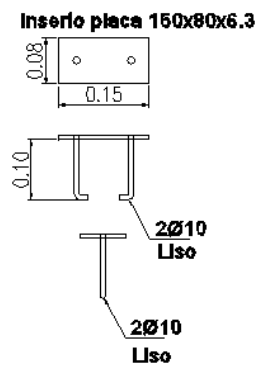
2.1.4 Detalles de los insertos

INSERTO 1

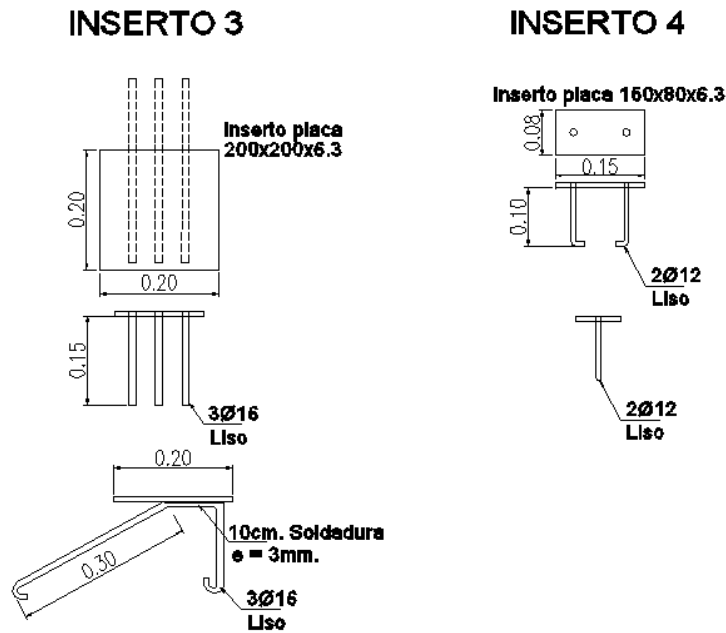


Fotografía Nº 2 "Inserto 1"

INSERTO 2



Fotografía Nº 1 "Inserto 2"



2.2 UNIÓN SOLDADA “MÉNSULA-INSERTO”

2.2.1 Introducción

Una vez definido los insertos metálicos que se dispondrán en el hormigón, lo próximo que se calculó fue la longitud y espesores de los cordones de soldadura necesarios para poder transferir los esfuerzos que viajan por la ménsula hacia los insertos.

Por especificaciones técnicas, sabemos que los electrodos para uniones soldadas que se usaran en obra, son del tipo AWS E70XX (tensión de rotura por tracción = 4920kg/cm²) y alambres para uniones soldadas del tipo AWS ER70S6 (tensión de rotura por tracción = 4800kg/cm²).

También como criterio para el diseño de esta unión, como iba a realizarse en obra, tuvimos en cuenta de colocarlas de tal manera que la posición del operario sea la adecuada para este tipo de trabajo, una posición cómoda, trabajando siempre desde arriba de lo que se esta soldando.

2.2.2 Análisis de cargas

Para el análisis de carga, que se hizo anteriormente para el cálculo de los insertos, agruparemos las solicitaciones en P01, P02 y P03.

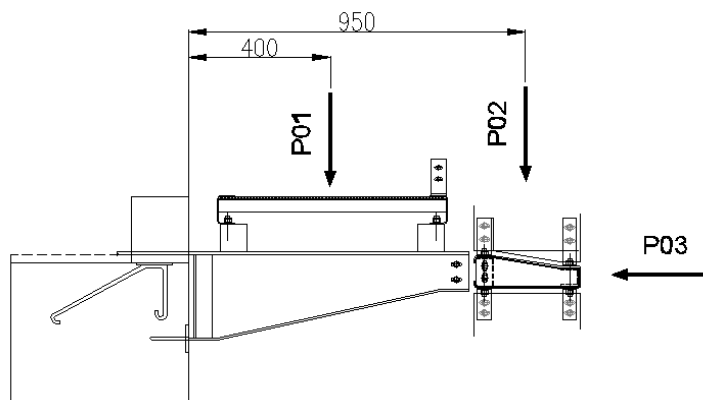


Imagen N° 14 “Sistema de fuerzas”

P01 = 97kg (para pp + w) 322kg (para pp + sc)

P02 = 194kg

P03 = +/-900kg teniendo en cuenta un 75% de superficie expuesta a viento.

Cargas permanentes (D), sobrecarga de uso (L) y carga de viento (W), serán mayoradas y combinadas en función de las especificaciones del CIRSOC-301 (sección A.4.2.).

- **1.4D**
- **1.2D + 1.6L**
- **1.2D + 1.5W**
- **0.9D + 1.5W**

		MODULO ESTANDAR	MODULO TRIPLE ALTURA
D	P01 [kg]	97	97
	P02 [kg]	194	782
	P03 [kg]	0	0
L	P01 [kg]	225	225
	P02 [kg]	0	0
	P03 [kg]	0	0
W	P01 [kg]	0	0
	P02 [kg]	0	0
	P03 [kg]	900	900

Tabla Nº 1

En la siguiente tabla podemos observar las solicitaciones límites con las que dimensionaremos las uniones de soldadura, tanto para el módulo típico, como para el reforzado.

	V [kg]	T [kg]	Vr [kg]	Tr [kg]
1.4D	407	1249	1231	4378
1.2D + 1.6L	709	1647	1415	4328
1.2D + 1.5W	349	2421	1055	5102
0.9D + 1.5W	262	2153	791	4164

Tabla Nº 2

2.2.3 Cálculo de la unión soldada

Para la unión superior (esfuerzo T), se utilizará una chapa (180x64x6.3) de vinculación entre el ala superior de la ménsula y el inserto.

Para ello se dejará una caladura en el ala (superior), esto permite tener un cierto juego a la hora del montaje de las ménsulas para poder posicionarlas en su lugar correcto y también así se podrá ejecutar la soldadura desde arriba dándole al operario una mejor posición para el trabajo.

Según muestra la figura (Imagen N°16), debemos verificar cuatro planos de posible falla: La primera es la longitud necesaria de soldadura (que para el módulo típico es de 7cm.), la segunda, es la sección 1-1 a tracción, la tercera, es el bloque de corte formado según línea 2-2 (material base) y la cuarta es la sección 3-3 a corte.

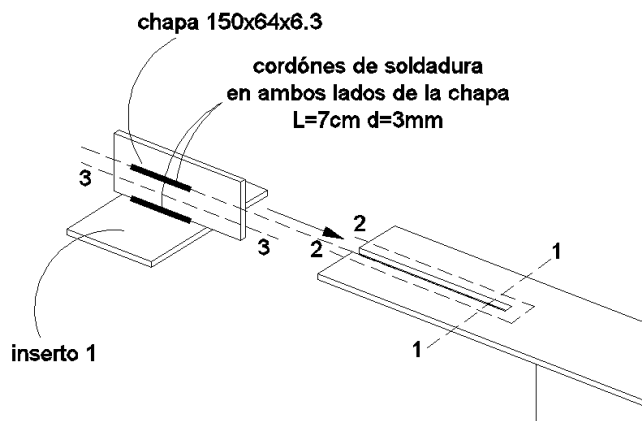


Imagen N° 15 "Planos a verificar"

2.2.3.1 Longitud de soldadura

Lo primero que se calculará, es la longitud de soldadura requerida para transmitir los esfuerzos obtenidos del análisis de cargas.

Para esto se determinará primero el ancho de soldadura a utilizar, y luego con este, la resistencia unitaria del cordón.

Según tabla J.2-4 de reglamento CIRSOC 301-EL:

El ancho de soldadura para el espesor de chapa utilizada (6.3mm.) le corresponde $d_{\min} = 3\text{mm}$. $d_{\max} = 6\text{mm}$.

Tomaremos $d = 3\text{mm}$.

$$F_{EXX} = 4800 \text{ kg/cm}^2$$

$$Rd_1 = \varnothing F_w A_w = 0.6 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707d = 366\text{kg/cm}$$

Módulo típico:

Dos cordones de 7cm cada uno, de los cuales no se considera la Resistencia aportada de los extremos del cordón (1cm) por defectos de la soldadura, por lo que quedaría 10cm en total.

$$10\text{cm} \times 366\text{Kg/cm} = \mathbf{3660\text{kg}}$$

Módulo de triple altura:

Dos cordones de 10cm cada uno, con las mismas consideraciones nos queda en total 16cm.

$$16\text{cm} \times 366\text{Kg/cm} = \mathbf{5856\text{kg}}$$

2.2.3.2 Sección 1-1

Para la verificación de la sección 1-1, se tomará la tensión de fluencia del acero, que por especificaciones técnicas es de 2400kg/cm² (ASTM A-36), minorado por un factor de reducción de la resistencia $\phi=0.9$.

$$R_d = A_{1-1} \times F_y \times 0.9 = \mathbf{12519kg}$$

2.2.3.3 Sección 2-2

Para la verificación de la sección 2-2, se tomarán el aporte de resistencia de dos planos, uno a corte y otro a tracción y en función de la magnitud de fuerza que tome cada uno se definirá si la sección 2-2 rompe por corte y fluye por tracción o viceversa.

Para esto según la sección J.4.1 del CIRSOC 301-EL tenemos:

$$F_u \times A_t < 0.6 \times F_u \times A_v$$
$$2400\text{kg/cm}^2 \times 0.38\text{cm}^2 = 912\text{kg} < 0.6 \times 2400\text{kg/cm}^2 \times 8.82\text{cm}^2 = 12700\text{kg}$$

(Rotura por corte y fluencia por tracción)

$$R_d = 0.75 \times (0.6 \times F_u \times A_v + F_y \times A_t) / 0.9 = \mathbf{21928kg}$$

2.2.3.4 Sección 3-3

Para la sección 3-3, se toma la tensión de corte del acero ($\zeta = 0.6F_y$)

$$R_d = (15\text{cm} \times 0.63\text{cm} \times 0.6F_y) / 0.9 = \mathbf{15120kg}$$

2.2.3.5 Unión inferior

Para la unión inferior (esfuerzo V), se utilizarán dos perfiles "L" de acero laminado, de manera de dar una tolerancia de ajuste (al igual que la chapa de vinculación del inserto superior) y con ella nivelar la ménsula en caso de que la superficie del inserto no haya quedado perfectamente vertical.

Esta solución nace también porque en primer lugar se pensó soldar el alma de la ménsula directamente al inserto, pero como por comodidad en obra se la recortó, y se utilizó estos perfiles para compensar el déficit del alma y así transmitir el esfuerzo de corte.

Como se muestra en la figura estos recortes se unirán al ala inferior desde arriba para que el soldador tenga una buena posición para realizar el trabajo y a al alma lateralmente (misma consideración que en el primer caso).

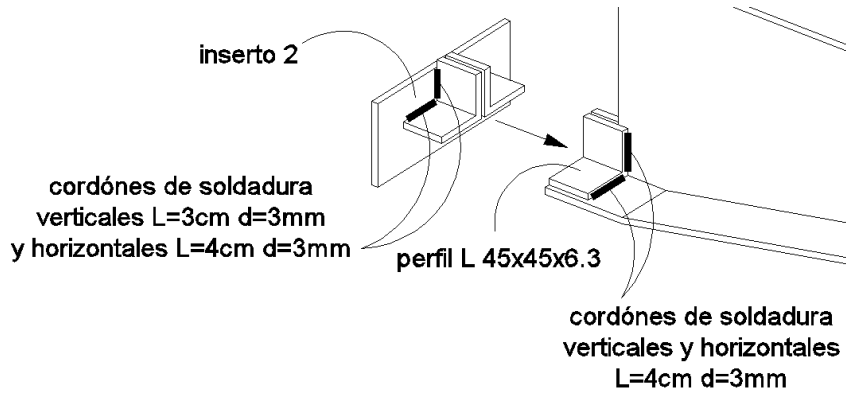


Imagen N° 16 "Unión inferior"

En esta unión se tuvo en consideración, no sólo el esfuerzo de corte (para el que se diseñó el inserto 2) sino también el efecto de flexión producido por la excentricidad de la carga.

Este comportamiento es similar al de un pórtico con una viga infinitamente rígida (que en este caso sería la ménsula) y columnas flexibles, (perfiles L).

Lo que se hizo, fue calcular las tensiones producidas por esta flexión en el cordón de soldadura, viendo a este último como una sección de viga "T" para poder estimar su correspondiente módulo a flexión (teniendo en cuenta la dimensión de la garganta del cordón de soldadura como espesor de la sección), y sumar vectorialmente estos esfuerzos a los producidos por los de corte. De esta manera se tiene una verdadera aproximación al comportamiento real de la unión.

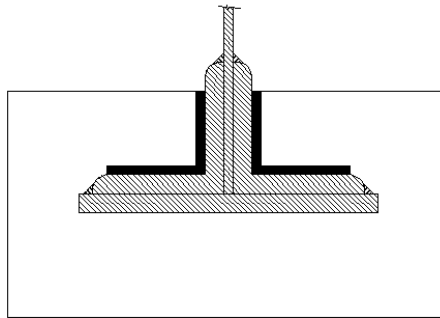


Imagen N° 17 "Corte transversal de unión inferior"

Los cordones resaltados en la imagen pueden unificarse y suponer que trabajan según el eje horizontal de la siguiente manera:

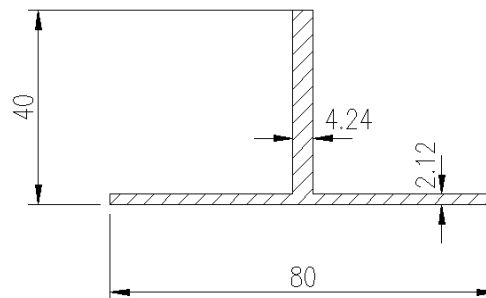
Unidades [mm]

$$I_x \text{ (modulo de inercia)} = 5.22\text{cm}^4$$

$$W_x \text{ (modulo a flexión)} = 1.3\text{cm}^3$$

$$A \text{ (área de la sección)} = 3.3\text{cm}^2$$

La separación máxima del alma de la ménsula al inserto 2, es de 2.5cm.



Por lo que los momentos producidos en la soldadura (viga T) son del orden:

$$V = 709\text{kg}$$

$$M = 709\text{kg} \times 2.5\text{cm} \times 0.5 = 886\text{kgcm}$$

$$V_r = 1415\text{kg}$$

$$M_r = 1415\text{kg} \times 2.5\text{cm} \times 0.5 = 1768\text{kgcm}$$

(Como el diagrama de momentos, es el de columnas flexibles y viga infinitamente rígida, dividimos por 2 al momento flector).

Para obtener la tensión de trabajo de la soldadura lo que hacemos es sumar vectorialmente la tensión producida por el corte mas la que produce el momento flector.

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{709\text{kg}}{3.3\text{cm}^2}\right)^2 + \left(\frac{886\text{kgcm}}{1.3\text{cm}^3}\right)^2}$$

$$\sigma = 714\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_r = \sqrt{\left(\frac{1415\text{kg}}{3.3\text{cm}^2}\right)^2 + \left(\frac{1768\text{kgcm}}{1.3\text{cm}^3}\right)^2}$$

$$\sigma_r = 1425\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 0.6 \times 0.6 \times F_{\text{EXX}} = 0.36 \times 4800 = 1728\text{kg/cm}^2$$

2.2.3.6 Esquema final:

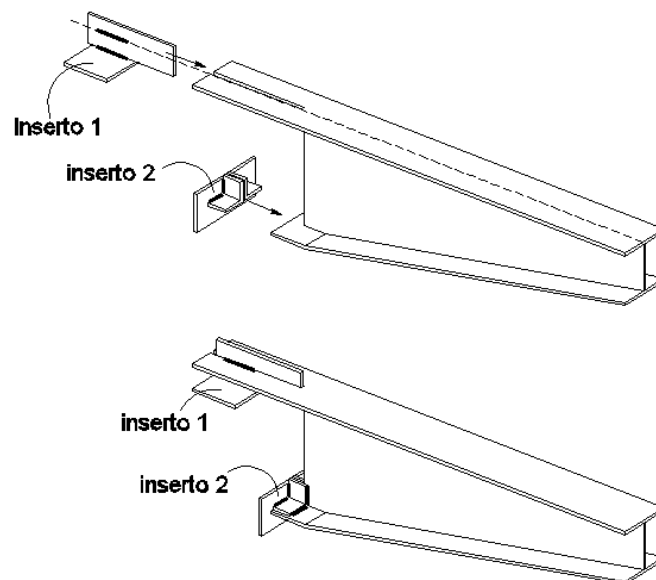


Imagen N° 18 "Esquema final de agarre de ménsula-inserto"



Fotografía N° 3 "ménsula sujeta a viga metálica"

2.3 VERIFICACIÓN DE LA MENSULA

2.3.1 Introducción

El diseño de la ménsula, propuesto en licitación, se pondrá a prueba con la verificación de la sección a Corte, Flexión, y efectos locales, para los esfuerzos obtenidos del análisis de cargas antes desarrollado (capítulo 2).

Según CIRSOC 301 los estados límites últimos para vigas en flexión son:

-Momento Flector:

- **Plastificación.**
- **Pandeo lateral torsional.**
- **Pandeo localizado de ala.**
- **Pandeo localizado de alma.**

-Corte:

- **Plastificación del alma.**
- **Pandeo localizado del alma.**

-Cargas concentradas (sólo se analizará):

- **Pandeo localizado del alma.**

Por último se verificará la unión abulonada en el extremo de la misma al porta-lamas.

2.3.2 Momento Flector

Del análisis de cargas tenemos que:

		MODULO ESTANDAR	MODULO TRIPLE ALTURA
D	P01 [kg]	97	97
	P02 [kg]	194	782
L	P01 [kg]	225	225
	P02 [kg]	0	0

Tabla Nº 3

Por lo que el momento solicitante para la combinación de cargas 1.2D + 1.6L, nos queda:

- Módulo estándar:

$$M_U = (1.2 \times 97\text{kg} + 1.6 \times 225\text{kg}) \times 0.4\text{m} + (1.2 \times 194\text{kg}) \times 0.95\text{m} = 411\text{kgm}$$

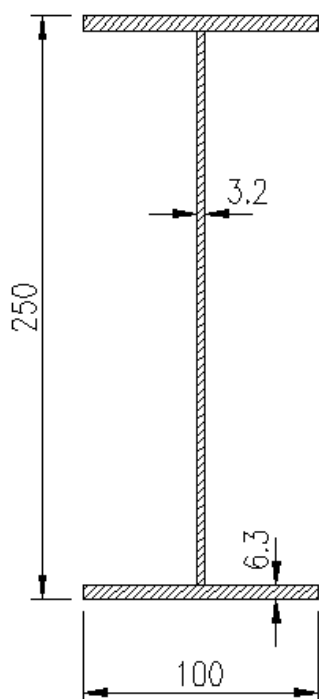
$$M_U = 0.41\text{Tnm}$$

- Módulo de triple altura:

$$M_U = (1.2 \times 97\text{kg} + 1.6 \times 225\text{kg}) \times 0.4\text{m} + (1.2 \times 782\text{kg}) \times 0.95\text{m} = 1082\text{kgm}$$

$$M_U = 1.08\text{Tnm}$$

Para el cálculo de la Resistencia de la sección seguiremos con un análisis de la sección para descartar aquellas verificaciones que no correspondan al caso, según las esbelteces locales del alma y ala, tabuladas en la tabla B.5-1 (CIRSOC 301).



$$\lambda_{\text{ala}} = 100/6.3 = 16$$

$$\lambda_{\text{alma}} = 237.4/3.2 = 74$$



Fotografía Nº 4 "Ménsula sujeta a viga perimetral de hormigón"

Para el análisis de la esbeltez de las alas, usaremos el caso 2 de la tabla B.5-1 (CIRSOC 301) para elementos no rigidizados, alas de viga “doble te” soldadas (vigas homogéneas o híbridas) o alas salientes de vigas soldadas, sometidas a flexión.

Tabla B.5.1. (*)

A) ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS				
Caso	Relación ancho/ espesor	λ_{pp} (j)	λ_p	λ_r
2	b/t	$\frac{135}{\sqrt{F_{yf}}}$ (a)	$\frac{170}{\sqrt{F_{yf}}}$ (b)	$\frac{425}{\sqrt{\frac{F_L}{k_c}}}$ (c)

Tabla N° 4

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{235}} = 11.1$$

$$F_L = F_Y - F_R = 235 - 114$$

Se considera las tensiones residuales de la soldadura como F_R y a $K_C = 0.35$ (valor que hace mínima la expresión)

$$\lambda_r = \frac{425}{\sqrt{\frac{235 - 114}{k_c}}} = 23$$

$$\lambda_p < \lambda_{ala} < \lambda_r$$

Por lo que podemos decir que el ala es un elemento “no compacto” de la sección, capaz de desarrollar el momento elástico, pero no así el plástico.

De esta manera quedará descartada la primera verificación (Plastificación), ya que la sección entera no alcanzara a plastificarse sin que antes falle de manera localizada por abolladura del ala.

Para el análisis de la esbeltez del alma, usaremos el caso 9 de la tabla B.5-1 (CIRSOC 301) para elementos rigidizados, alma de viga “doble te” sometida a flexión.

Tabla B.5.1. (*) (continuación)

B) ELEMENTOS RIGIDIZADOS				
Caso	Relación Ancho/Espesor	λ_{pp} (j)	λ_p	λ_r
9	h/t _w	$\frac{1370}{\sqrt{F_y}}$ (d)	$\frac{1680}{\sqrt{F_y}}$ (e)	$\frac{2550}{\sqrt{F_y}}$ (f)

Tabla N° 5

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{235}} = 109$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{235}} = 166$$

$$\lambda_{\text{alma}} < \lambda_p < \lambda_r$$

Por lo que podemos decir que el alma, a diferencia del ala de la sección, es un elemento “compacto”, capaz de desarrollar el momento plástico.

De todas maneras no verificaremos a la plastificación, debido a que la sección entera es “no compacta” limitado a la esbeltez local del ala.

Entonces la resistencia de diseño de la sección a flexión, es igual a:

$$R_d = \phi R_n = \phi \sigma_{A^0} S$$

Con:

- $\phi = 0.9$ (fluencia por tracción)
- $\sigma_{A^0} = 235 \text{ Mpa}$ (2400 kg/cm^2)
- $S = 171 \text{ cm}^3$ (módulo resistente a flexión)

$$R_d = 3.69 \text{ Tnm}$$

De esta manera sabemos que la ménsula es capaz de desarrollar una resistencia a la flexión, tres veces más grande que la necesaria para el módulo más solicitado, y siendo las solicitaciones menores al momento elástico de la misma, quedan verificadas automáticamente los efectos localizados de alma y ala (al ser sección “no compacta”, sin elementos esbeltos).

A continuación centraremos la atención a la última de las verificaciones a flexión que nos queda (pandeo flexo-torsional), efecto producido por el ala comprimida que pandea lateralmente y que por ser restringida por el ala traccionada somete a una torsión a la sección.

La verificación al pandeo lateral torsional (siendo L_b la longitud de la ménsula) queda definida según L_p y L_R cumpliendo que:

- $L_b < L_p$ (desarrolla M_p)
- $L_p < L_b < L_R$ (desarrolla M_e)
- $L_b > L_R$ (desarrolla $M < M_e$)

Para cargas **aplicadas en el ala superior de la viga**:

(a) Para barras con secciones "doble Te", incluyendo secciones híbridas, y secciones canales:

$$L_p = 1,59 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (\text{F.1.4a})$$

Imagen N° 19 "Lp para cargas aplicadas en el ala superior CIRSOC301"

$$L_p = 4.97\text{m}$$

$$L_b = 0.95\text{m} \times 2 = 1.9\text{m}$$

(Se considera el doble de L_b por estar en voladizo)

La sección queda verificada a Flexión.

2.3.3 Corte

Del análisis de cargas para la combinación 1.2D+1.6L, tenemos que:

- Módulo estándar:

$$V_U = 1.2 \times (194\text{kg} + 97\text{kg}) + 1.6 \times (225\text{kg}) = 709\text{kg}$$

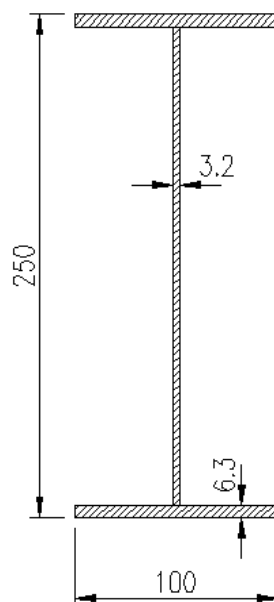
$$V_U = 0.71\text{Tn}$$

- Módulo de triple altura:

$$V_U = 1.2 \times (782\text{kg} + 97\text{kg}) + 1.6 \times (225\text{kg}) = 1515\text{kg}$$

$$V_U = 1.52\text{Tnm}$$

Para la verificación de la sección a los esfuerzos de corte, es necesario determinar en primer lugar la resistencia nominal a corte del alma, que queda definida en función de la esbeltez de la misma y la utilización o no de rigidizadores (zona plástica, inelástica o elástica).



Según el reglamento CIRSOC 301 las expresiones son:

F.2.2. Resistencia de diseño al corte

La *resistencia de diseño al corte de almas no rigidizadas*, con $h/t_w \leq 260$, será:

$$\phi_v V_n$$

con:

$$\phi_v = 0,90$$

siendo:

V_n la resistencia nominal al corte definida según las siguientes expresiones, en **kN**:

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \quad V_n = 0,6 F_{yw} A_w (10^{-1}) \quad (\text{F.2.1})$$

$$\text{Para } 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \leq 3,07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \quad V_n = \frac{0,6 F_{yw} A_w (2,45 \sqrt{E/F_{yw}}) (10^{-1})}{(h/t_w)} \quad (\text{F.2.2})$$

$$\text{Para } 3,07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \leq 260 \quad V_n = \frac{4,52 E A_w (10)^{-1}}{(h/t_w)^2} \quad (\text{F.2.3})$$

Imagen N° 20 "Resistencia a corte para almas sin rigidizadores CIRSOC301"

$$\lambda_{\text{alma}} = 237.4/3.2 = 74$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{YW}}} = 72$$

$$3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{YW}}} = 87$$

$72 < \lambda_{\text{alma}} < 87$ (zona inelástica)

El alma no se plastifica.

La resistencia nominal de la sección queda definida según la expresión F.2.2.

$$V_n = 10.6T_n$$

$$V_d = 9.54T_n$$

2.3.4 Cargas concentradas

Para la verificación por cargas concentradas, según CIRSOC-301 (punto K.1.4), tenemos las siguientes expresiones (“K.1.4” y “K.1.5.b”) que nos determina la resistencia nominal al pandeo localizado del alma.

$$\phi R_n$$

con: $\phi = 0,75$

La resistencia nominal R_n (kN) será determinada de la siguiente forma:

- (a) Cuando la fuerza concentrada de compresión se aplique a una distancia del extremo de la barra mayor o igual que $d/2$, siendo d la altura de la barra :

$$R_n = 0,08 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f E}{t_w}} \quad (\text{K.1.4})$$

- (b) Cuando la fuerza concentrada de compresión se aplique a una distancia del extremo de la barra menor que $d/2$:

Para $N/d > 0,2$

$$R_n = 0,04 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0,2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f E}{t_w}} \quad (\text{K.1.5.b})$$

Imagen Nº 21 “Resistencia para cargas concentradas CIRSOC301”

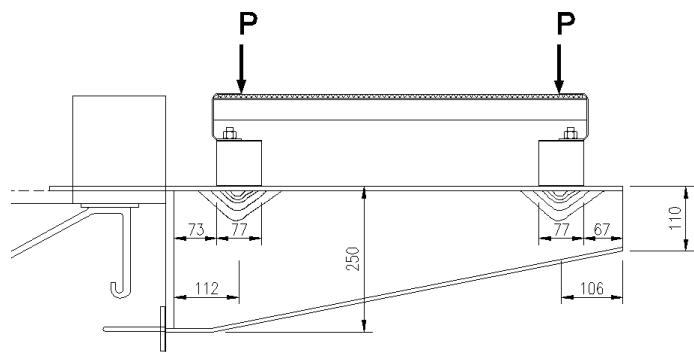


Imagen Nº 22 “Esquema de cargas concentradas”

En nuestro caso tenemos que, la resistencia nominal del alma para la carga concentrada aplicada en el extremo externo de la ménsula (lado derecho de la Imagen Nº23), quedaría definida según la expresión K.1.4.

$106 > 110/2$ (Distancia al borde $>$ altura del alma / 2)

Con:

- $N = 7.7\text{cm}$ (long. de apoyo de la fuerza concentrada)
- $d = 11\text{cm}$ (altura de la ménsula)
- $E = 200000\text{MPa}$ (modulo elástico del acero)
- $F_{yw} = 235\text{Mpa}$ (tensión de fluencia del acero)
- $t_w = 0.32\text{cm}$ (espesor del alma)
- $t_f = 0.63\text{cm}$ (espesor del ala)

$$R_n = 138.7 \text{ KN} = 13.8 \text{ Tn}$$

$$R_d = 10.35 \text{ Tn}$$

Ahora, la resistencia nominal del alma para la carga concentrada aplicada en el extremo interno de la ménsula (lado izquierdo de la figura), quedaría definida según la expresión K.1.5.b.

$$112 < 250/2 \text{ (Distancia al borde} < \text{altura del alma} / 2)$$

Con:

- $N = 7.7\text{cm}$ (long. de apoyo de la fuerza concentrada)
- $d = 25\text{cm}$ (altura de la ménsula)
- $E = 200000\text{MPa}$ (modulo elástico del acero)
- $F_{yw} = 235\text{Mpa}$ (tensión de fluencia del acero)
- $t_w = 0.32\text{cm}$ (espesor del alma)
- $t_f = 0.63\text{cm}$ (espesor del ala)

$$R_n = 56.9 \text{ KN} = 5.7 \text{ Tn}$$

$$R_d = 4.3 \text{ Tn}$$

Del análisis de cargas para la combinación 1.2D+1.6L tenemos el peso de la pasarela y baranda (51kg + 33kg) como cargas permanentes "D", mas la carga de servicio "L" (225kg).

$$1.2 \times (51\text{kg} + 33\text{kg}) + 1.6 \times (225\text{kg}) = 460\text{kg}$$

$$P = 460\text{kg} / 2 = 230\text{kg} = 0.23\text{Tn}$$

Por lo que podemos decir que la ménsula queda verificada a flexión, corte y efectos locales.

2.3.5 Unión con porta-lamas

Para la unión en el extremo de la ménsula con el porta-lamas se planteo como una unión abulonada con agujeros ovalados largos, de esta manera se podrá permitir un cierto juego a la hora del montaje de la fachada y así lograr nivelar los parasoles.

Por especificaciones técnicas se pidió que esta unión sea del tipo de deslizamiento crítico con bulones de alta resistencia (bulones ASTM-A325).

Para el cálculo de esta unión, tendremos el mismo criterio que para el de los insertos, plantear una opción común (módulo estándar) y otra opción reforzada (modulo de triple altura).

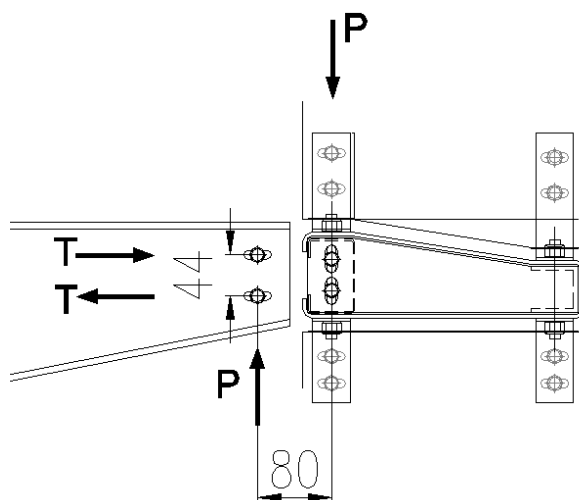


Imagen N° 23 "Acciones en los bulones de unión con porta-lamas"

Como vemos en la figura, el peso de los parasoles "P", que por rigidez propia de la lama se transmite prácticamente por corte al extremo de la ménsula, genera también un pequeño momento flector en la unión, cuya reacción es una cupla de fuerzas "T" y que por estar cerca los bulones entre sí, o sea tener un brazo palanca corto, esta fuerza "T" puede ser considerable para el cálculo de la unión.

Del análisis de cargas tendremos que, para **cargas en servicio**, (sin mayorarlas para combinaciones de los diferentes estados de carga) como especifica el reglamento CIRSOC301 para este tipo de unión (unión por deslizamiento crítico), los esfuerzos nos quedarán discreteados, según el módulo típico y el módulo reforzado de la siguiente manera:

- Módulo estándar:
 - $P_e = 194\text{kg}$
 - $W = 450\text{kg}$ (dividido por dos bulones)
 - $T_e = 802\text{kg}$
- Módulo de triple altura:
 - $P_r = 782\text{kg}$
 - $W = 450\text{kg}$ (dividido por dos bulones)
 - $T_r = 1421\text{kg}$

Sumando vectorialmente ambas fuerzas tenemos la fuerza de corte total a la que se somete el bulón.

$$V_e = \sqrt{\left(\frac{P_e}{2}\right)^2 + T_e^2} = 807\text{kg}$$

$$V_r = \sqrt{\left(\frac{P_r}{2}\right)^2 + T_r^2} = 1473\text{kg}$$

Para unión del tipo deslizamiento crítico, la resistencia de diseño, queda definida según la siguiente expresión obtenida del CIRSOC 301.

$$R_d = \phi \times F_v \times A_b \times n$$

Con:

- $\phi = 0.85$ (agujeros ovalados largos).
- $F_v = 69 \times (0.19/0.33) = 42\text{MPa} = 420\text{kg/cm}^2$ (se lo afecta linealmente en función del coeficiente de fricción que se tenga si no coincide con el de la tabla, ya que esta calibrada para $\mu = 0.33$).
- A_b = área del bulón.
- $n = 2$ (número de planos de fricción)

Tabla A-J.3.2. Resistencia al corte F_v para cargas de servicio de bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico (a) (MPa).

Tipo de bulón	Resistencia al Corte			
	Agujeros normales	Agujeros holgados y ovalados cortos	Agujeros ovalados largos	
			Perpendicular a la línea de fuerza	Paralelo a la línea de fuerza
A325, A325M ISO 8.8	117	103	83	69
A490, A490M ISO 10.9	145	124	103	90

(a) Para cada plano de corte.

Tabla N° 6

Tomando bulones de diámetros $\phi 12.7$ para el modulo estándar y $\phi 22.2$ para el reforzado tenemos que sus respectivas resistencias son:

- ASTM-A325 $\phi 12.7$ $R_d = 904\text{kg} > 807\text{g}$
- ASTM-A325 $\phi 22.2$ $R_d = 2762\text{kg} > 1473\text{kg}$

Por lo que verifica la unión por deslizamiento.

Para terminar el análisis de la unión se debe considerar ahora funcionando como una unión de tipo aplastamiento para los **esfuerzos mayorados**.

$$V_e = 1.2(352\text{kg}) + 1.5(450\text{kg}) = 1097\text{kg}$$

$$V_r = 1.2(1421\text{kg}) + 1.5(450\text{kg}) = 2380\text{kg}$$

2.3.5.1 Verificación al desgarro de la chapa

$$R_d = \emptyset \times 1.5 \times L_c \times t \times F_u > 3 \times d \times t \times F_u$$

Con:

- $\emptyset = 0.75$
- $L_c = 2.0\text{cm}$ (long. de desgarro ménsula común)
- $L_c = 3.5\text{cm}$ (long. de desgarro ménsula reforzada)
- $t = 0.32\text{cm}$ (espesor del alma)
- $d = 12.7\text{ mm}$ (diámetro del bulón)
- $d = 22.2\text{ mm}$ (diámetro del bulón)
- $F_u = 3600\text{kg/cm}^2$ (para F24)

$$R_{de} = 2592\text{kg} > 807\text{kg}$$

$$R_{dr} = 4536\text{kg} > 2535\text{kg}$$

2.3.5.2 Verificación al corte del bulón

$$R_d = \emptyset \times m \times F_v' \times A_b$$

Con:

- $\emptyset = 0.75$
- $F_v' = 2750\text{kg/cm}^2$ (se considera rosca incluida)
- $m = 2$ (nº de planos de corte)
- $A_{b\emptyset 12.7} = 1.26\text{cm}^2$ (área de bulón)
- $A_{b\emptyset 22.2} = 3.87\text{cm}^2$ (área de bulón)

$$R_{de} = 5197\text{kg} > 982\text{kg}$$

$$R_{dr} = 15963\text{kg} > 2535\text{kg}$$

De esta forma la ménsula queda completamente verificada.

2.4 VERIFICACIÓN DE LAMA Y PORTA-LAMAS

2.4.1 Introducción

En esta parte del informe, para la verificación de las lamas y del porta-lamas, no solo se mostraran los cálculos de las secciones a las solicitaciones, sino que también, haremos referencia a cómo deben realizarse los ensayos de estos elementos en obra, para poder recrear los efectos de las solicitaciones futuras, ya que están revestidos de un material “nuevo” para el tipo de obras en las que se trabajó en el estudio (“alpolic”, mencionado anteriormente) del no estamos seguros qué resistencia puede tener, mas allá de la especificada en los catálogos.

De esta manera se tendrá un resultado de mayor precisión a la hora de detectar las posibles deformaciones que puedan sufrir las distintas partes y analizar si son admisibles al proyecto o no.

Las lamas, son los parasoles de la fachada, que se disponen en forma vertical y se dejan fijas, unidas al porta-lamas, con una única posición.

En una primera parte del proyecto, estas lamas, estaban conformadas con una chapa de 9mm que envolvía dos perfiles “u” de igual espesor que le aportaba rigidez, luego se optó por un nuevo modelo que consistía sólo en la cubierta de alpolic y dos perfiles “C” en los extremos para alivianar la estructura y economizar en materiales.

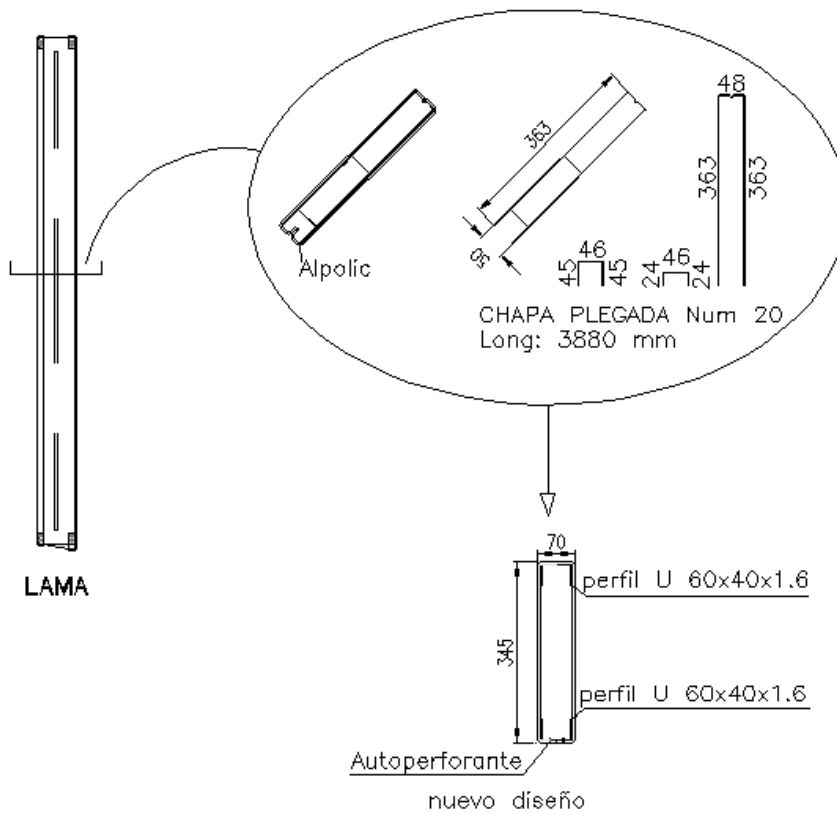
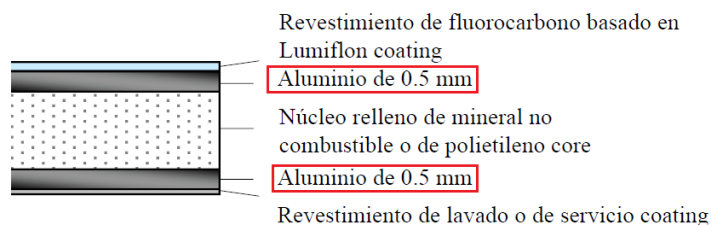


Imagen Nº 24 “Esquema evolutivo del diseño de la lama”

Como este nuevo diseño esta compuesto por un material nos deja una gran incertidumbre respecto de su comportamiento real frente a las acciones del viento, por lo que para el cálculo tendremos cuenta el aporte del alpolic equivalente a 1mm de aluminio (que es lo que realmente sabemos que tiene).

Fig. 1-1 Composición de ALPOLIC y ALPOLIC/fr



Grosor total: 3, 4 y 6 mm

Imagen Nº 25 “Datos de catálogo comercial para alpolic”

Por otro lado, el porta-lamas, es donde se apoyan las lamas, consiste en dos perfiles, uno "u" (50x50x4.75) y "c"(80x50x20x2) dispuestos en forma horizontal que transmiten los esfuerzos (gravitatorio y de viento) de las lamas a la ménsula.

La unión del porta-lamas al alma de la ménsula, se proyectó con una chapa de unión, a la cual están soldados los perfiles, más arandelas de ajuste para tener cierto margen en la instalación del mismo, esta chapa al ser de igual espesor que el del alma de la ménsula (espesor de chapa $e = 3.2\text{mm}$) la unión queda verificada automáticamente, lo único que se corroboró fue que se cumpla las longitudes de desgarro para un estado ultimo de solicitaciones.

Vista en Corte

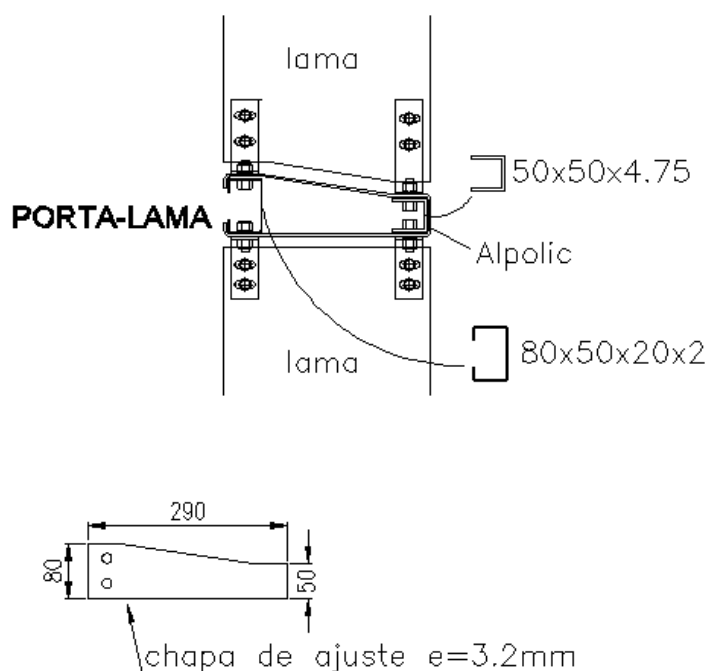


Imagen N° 26 "Diseño del porta-lamas"

La estructura del porta-lamas también está recubierta de alpolic, por lo que la resistencia final la desconocemos, para el cálculo del mismo se supuso que su resistencia estaría dada por los tres elementos que lo conforman (perfil U, perfil C y la protección de alpolic como viga cajón de 1mm de espesor) trabajarían por separado.

2.4.2 Análisis de cargas

Primero analizaremos la lama, en la cual la sollicitación de mayor importancia es el viento, ya que su peso propio no es relevante.

Tenemos una carga de viento de 150kg/m^2 (por especificaciones técnicas) en una superficie expuesta a 45° respecto de la fachada, pero consideraremos un viento en

esa misma dirección y que afecte a la lama a flexión en su plano débil aplicando esta carga en su cara de 36cm de ancho, tendríamos la carga lineal de viento:

$$150\text{kg/m}^2 \times 0.36\text{m} = 54\text{kg/m}$$

En el análisis del porta-lamas en cambio tendremos una flexión oblicua, debido a la acción conjunta del viento con la carga gravitatoria de su peso propio más el de las lamas.

Para la carga gravitatoria sabemos de antes que cada lama pesa 30kg y que el peso propio del porta-lamas es de 44kg, para obtener un diseño único y no tener mayores problemas de replanteo en obra se analiza primero el modulo de triple altura que consiste en tres módulos de 5 lamas mas un cartel.

$$(30\text{kg} \times 15 + 44\text{kg} \times 3 + 200\text{kg}) / 2\text{m} = 391\text{kg/m}$$

Para calcular la carga de viento debemos ver cuanta área expuesta tenemos (área proyectada), se uso directamente un modulo de 5 lamas inclinadas que es el que mas superficie expuesta a viento muestra (75%).

$$150\text{kg/m}^2 \times 4\text{m} \times 0.75 = 450\text{kg/m}$$

2.4.3 Verificación de secciones

Para la verificación de las secciones de la lama, suponemos que esta trabaja a flexión simple por la carga de viento y que los vínculos con el porta lamas no generan ningún tipo de empotramiento (se considera la unión abulonada como un apoyo fijo que permite el giro).

Por lo que el momento flector lo calcularemos como:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = 10800\text{kgcm}$$

Con:

- $q = 54\text{kg/m}$
- $L = 4.00\text{m}$

La tensión producida en el acero será de:

$$\sigma = \frac{M}{W} = 320\text{kg/cm}^2$$

Con:

- $W = 34\text{cm}^3$

El módulo resistente elástico se calculó como la suma de los modulos de las perfiles mas la colaboración del alpolic (1mm de aluminio) como sección cajón.

- $M = 10800\text{kgcm}$

Siendo un $\sigma_{adm} = 800\text{kg/cm}^2$ (tensión admisible del aluminio) la lama queda verificada. De todas maneras para se esperó los resultados del ensayo para dejar por aprobada la nueva sección.

Para la verificación de los elementos del porta-lamas, lo consideraremos como una viga sometida a flexión oblicua producto de la carga de viento y la gravitatoria, como mencionamos antes.

También para la verificación del porta-lamas tuvimos en cuenta el peor de los casos (triple altura).

Las cargas son:

- $q_w = 450\text{kg/m}$
- $q_D = 391\text{kg/m}$

Al igual que las lamas, los porta-lamas se vinculan en sus apoyos mediante uniones abulonadas por lo que podemos considerar que el vínculo esta articulado en los extremos, así quedaremos del lado de la seguridad en caso de que si se genere algún grado de empotramiento, ya que la sección verificaría para el máximo momento flector posible.

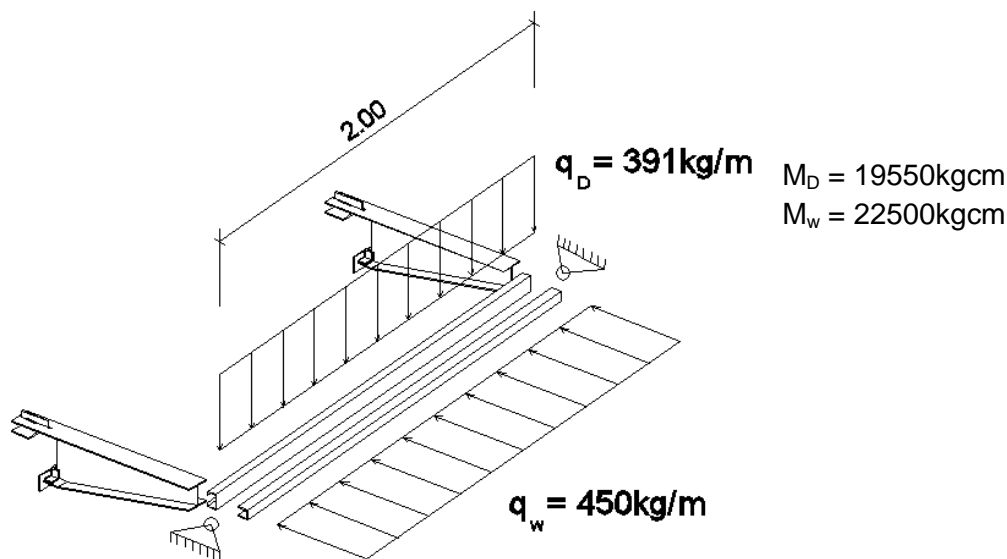


Imagen N° 27 "Acciones sobre el porta-lamas"

Siendo la sección resistente dos perfiles más una sección cajón de alpolic, tenemos que:

- Sección cajón de alpolic:
 - $W_x = 23\text{ cm}^3$
 - $W_y = 51\text{ cm}^3$
- Perfil C 80x80x20x2:
 - $W_x = 11\text{ cm}^3$
 - $W_y = 4\text{ cm}^3$

- Perfil U 50x50x4.7:
 $W_x = 14 \text{ cm}^3$
 $W_y = 8 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{M_D}{W_x} + \frac{M_W}{W_y} = 764 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo un $\sigma_{adm} = 800 \text{ kg/cm}^2$ (tensión admisible del aluminio) el porta-lamas queda verificado.

2.4.4 Ensayo en obra

La idea del ensayo, como ya se menciono antes, es la de recrear una situación con cargas máximas posibles a las que se verá sometida la estructura en algún futuro dentro de la vida útil estipulada.

Para la lama:

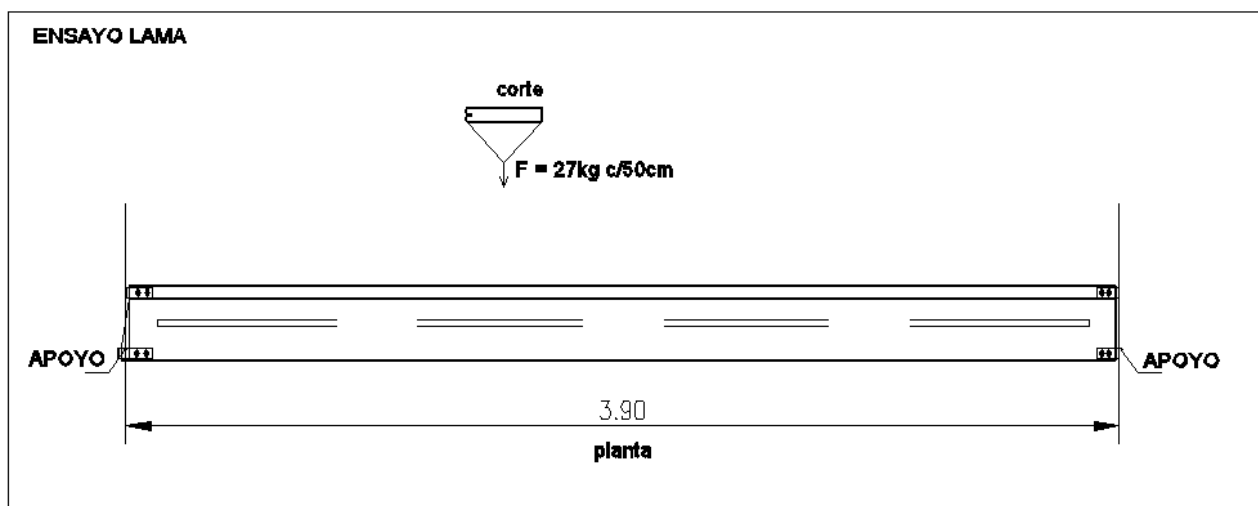


Imagen N° 28 "Esquema de ensayo para lamas"

Se colgarán pesos de 27kg aproximadamente como muestra la figura en corte cada 50cm de manera de recrear la carga de viento (54kg/m).

Para realizar el ensayo se instaló una lama de forma horizontal sostenida por unos perfiles doble T, a la que se la fue cargando siguiendo el esquema planteado.



Fotografía N° 5 "Lama montada para realizar ensayo en obra"

Las cargas se las improvisó con pedazos de perfiles U con un enganche superior, el dispositivo completo pesa 27kg.



Fotografía N° 6 "Pesos utilizados en la realización del ensayo"

Las anotaciones en campaña del ensayo son:

e) Deflexiones :

Conforme lo establecido en d), se obtuvo:

CARGA	Lectura (mm)	Deflexión (mm)	Fotografía N°
	39	(39-36) = 3	
	50	8	
	68	26	
	82	40	
	90	48	
	40		

La deformación en el plano (z,y) será:

$$f_x = 4.8 \text{ cm}$$

Imagen N° 29 "Resumen de ensayo en obra" anotaciones en libreta de campaña

De lo que podemos ver que no quedan deformaciones remanentes en la estructura después de aplicada la carga y retirada, eso nos da la pauta que la respuesta de la estructura es el 100% elástica.

En cuanto a la deflexión máxima de 4.8cm en una luz de 4m (1.2%) para estos parasoles y para una carga máxima de 150kg/m² es aceptable.

Para el porta-lamas:

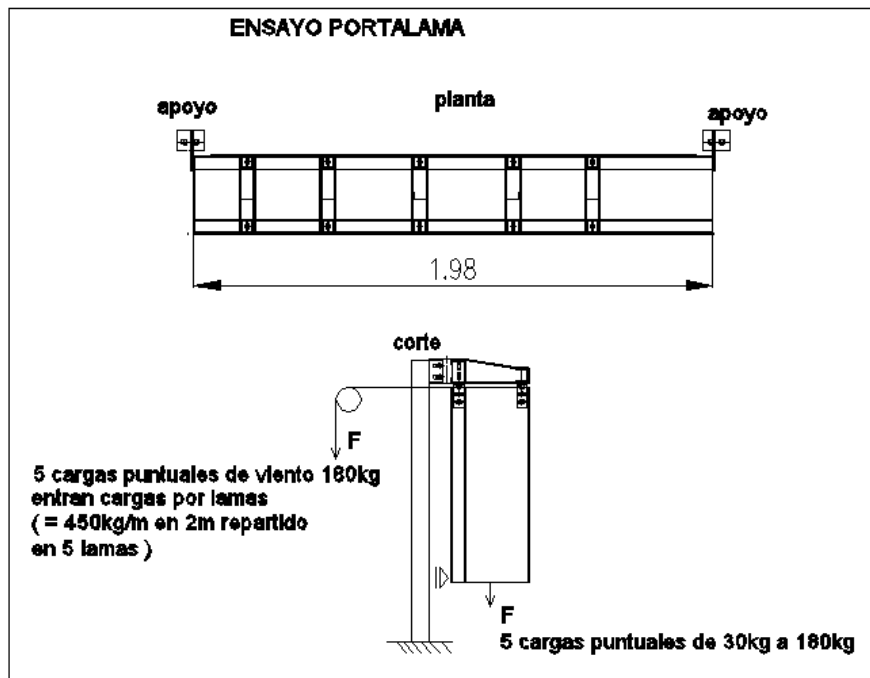


Imagen N° 30 "Esquema para realizar ensayo sobre el porta-lamas"

Mismas consideraciones que para el ensayo de las lamas, pero acá se intenta recrear la acción conjunta del peso propio de la estructura más la acción del viento (con el uso de un sistema de poleas).

En ambos ensayos, la idea general a parte de ver el comportamiento real de la estructura de alpolic, se también poder ver el comportamiento de las uniones que se realizarán en la misma, que no es un dato menor.

3 PASARELAS Y VIGAS METALICAS

3.1 VERIFICACIÓN DE LAS PASARELAS

3.1.1 Introducción

La pasarela consta de dos perfiles "C" que hacen de vigas entre ménsula y ménsula (apoyos) y transfieren las cargas del peso propio de la pasarela (metal desplegado y perfiles L) mas el de la sobre carga de uso a las mismas.

Esta estructura exterior sirve para el mantenimiento de edificio, en lo que amerita a la limpieza de los vidrios de cierre, refacción de algún daño en los mismos, y eventualmente reparaciones y mantenimiento de las piezas metálicas de los parasoles.

Pasarela:

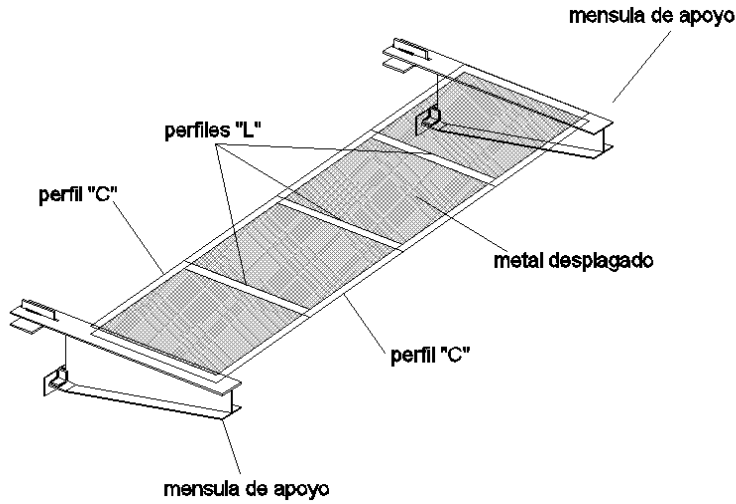


Imagen N° 31 "Pasarela en perspectiva"

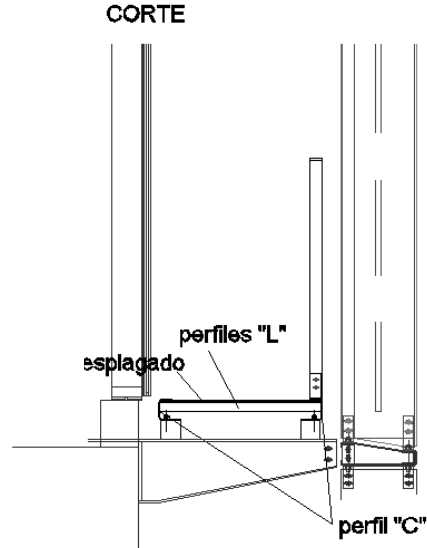


Imagen N° 32 "Pasarela en corte"

Esta pasarela no sólo tendrá solicitaciones por las cargas que la transiten, las cuales se especificaron en la primer parte del informe (peso propio + sobre carga de uso = 3 personas de 75kg), sino que también aprovecharemos este espacio para materializar una viga reticulada como plano rígido (viga de contraviento), en casos donde tenemos vigas metálicas de borde, donde la planta presenta vanos por circulaciones y que por arquitectura esta viga metálica, utilizada para sostener la carpintería de cierre, no puede tener un ancho mayor de 16cm (que para salvar grandes luces quedaría una pieza muy robusta y aún así se deformaría inadmisiblemente en su plano débil, por ejemplo para resistir la acciones del viento).

Un ejemplo como este, para un mejor entendimiento lo vemos en la siguiente imagen:

Estructura s/ 8° - T1 - (NPT +37.50)

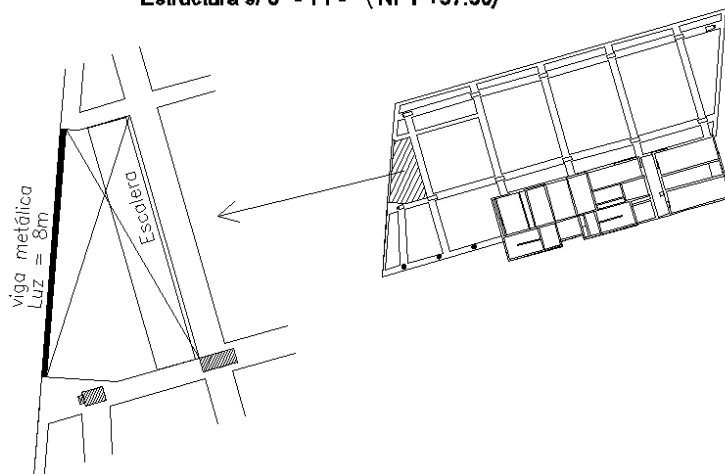


Imagen N° 33 "Vano por escalera"

Como muestra la figura, en el nivel +35.50, tenemos un ejemplo de cómo en planta queda un espacio entre la carpintería de cierre y el resto de la planta, que antes estaba sostenida por vigas de borde de hormigón, queda sin apoyo, por lo que la misma ahora debe ser sostenida por una viga metálica tipo cajón.

Pero como por exigencias de arquitectura esta viga no puede ser demasiado ancha (máximo 16cm) se está limitando la resistencia para poder tomar las solicitaciones del viento por ejemplo, entonces nos vemos forzados a utilizar que parte de la pasarela, en estos sectores de la fachada, funcione como viga de contraviento.

En un principio se planteo la posibilidad de utilizar como cordones de esta viga de contraviento a perfiles "U", similares a los que ya se estaban utilizando en la pasarela común, pero de mayor altura y espesor, y completar el reticulado con perfiles "U", de menor dimensión, que funcionarán como montantes y diagonales.

Corte:

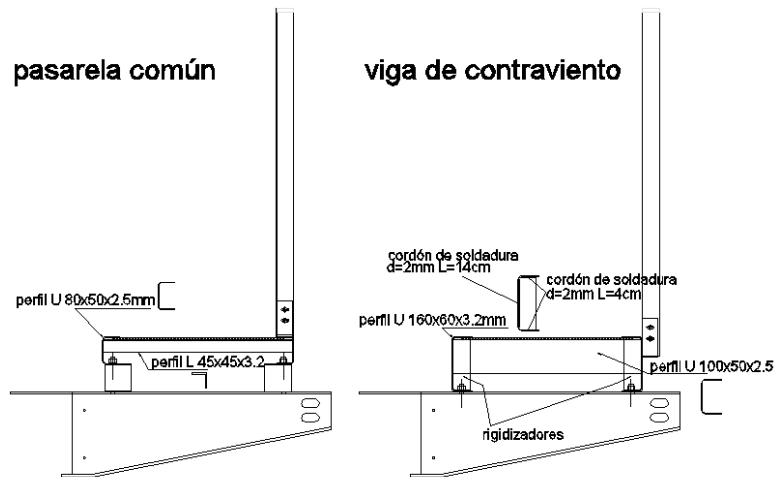
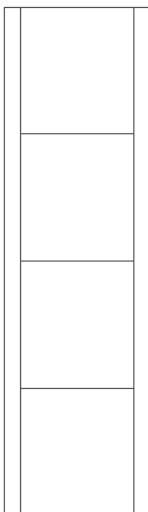


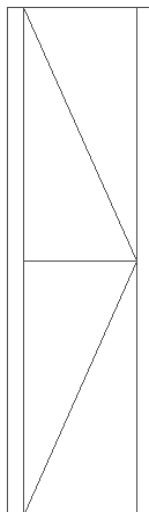
Imagen N° 34 "Vista en corte de pasarela común y el primer esquema de la viga de contravientos"

Vista en Planta:

pasarela común



viga de contraviento



Fotografía N° 7 "Pasarelas antes del montaje"

Imagen N° 35 "Vista superior de pasarela común y de contravientos"

Como se ve en las imágenes la viga de contravientos es una viga reticulada que permite que cada elemento que la compone trabaje mayoritariamente a esfuerzos de tracción y compresión.

Este modelo de viga de contravientos, fue el primer esquema que se planteó, y que en un principio parecía viable, pero después de hacer un estudio mas acabado con modelos en computadora de esta estructura (actuando en conjunto con la viga metálica que sostiene la carpintería, a la cual la viga de contravientos se acopla a través de las ménsulas), se determinó que las deformaciones era un poco mayores respecto de las de la nueva configuración (en la sección media de la viga metálica), también que las esbelteces locales de los cordones estaban al límite y que las uniones planteadas entre los mismo entre módulo y módulo de la viga de contravientos (uniones abulonadas), quedaban exageradas (por la poca resistencia de una unión abulonada tipo fricción en superficies galvanizadas, en comparación con uniones tipo aplastamiento, que en este caso no se utilizaron porque no se puede permitir que la unión se afloje, ya que derivaría en una mayor deformación).

La solución final fue la de utilizar una subestructura por debajo de la pasarela común ya que se contaba con un espacio de 8cm entre la estructura de la pasarela estándar y las ménsulas.

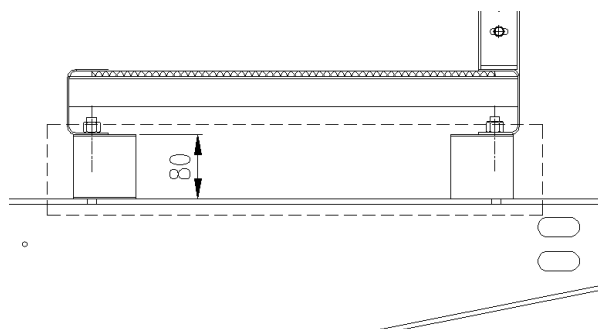


Imagen N° 36 "Espacio técnico"

Donde lo que se planteó, fue una viga reticulada con secciones "tubo", que al tener todos los elementos de su sección rigidizados disminuyó la posibilidad de falla por efectos localizados, permitiendo desarrollar tensiones mayores.

Se planteó también hacer módulos más largos (del largo de tres módulos comunes "6m" ya que al no ser galvanizadas las piezas, no quedábamos atados a la longitud máxima de 2m, que ofrecía el mercado en lo que respecta al tratamiento de superficies metálicas) para evitar tener que abulonar los cordones en obra y darle una mejor continuidad a la viga entre apoyo y apoyo, además de proyectarse las uniones de sus elementos con soldaduras para lograr menores deformaciones.

Se le dio una configuración tipo "Pratt" para lograr tener el mínimo dimensionado de las diagonales (solo estarán comprimidas para el viento en succión, barlovento, que tiene una menor incidencia)

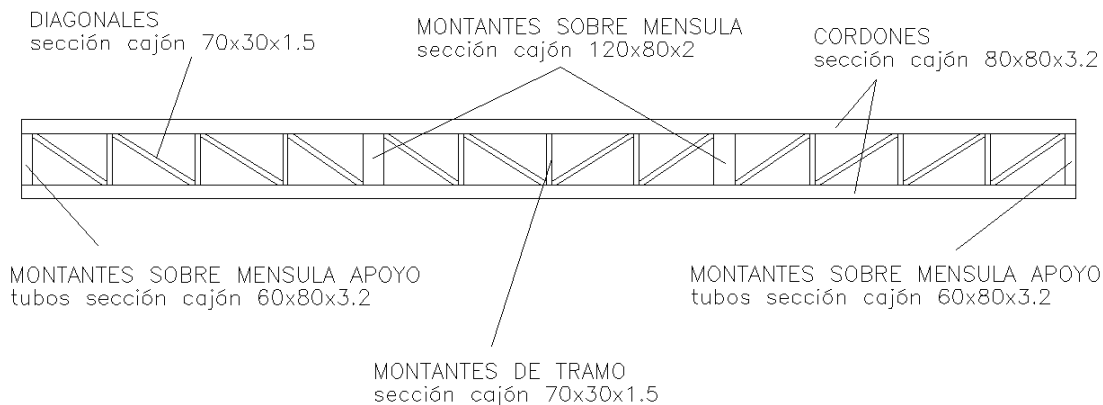


Imagen Nº 37 "Esquema final de viga de contravientos"

Viga de contraviento S/3º

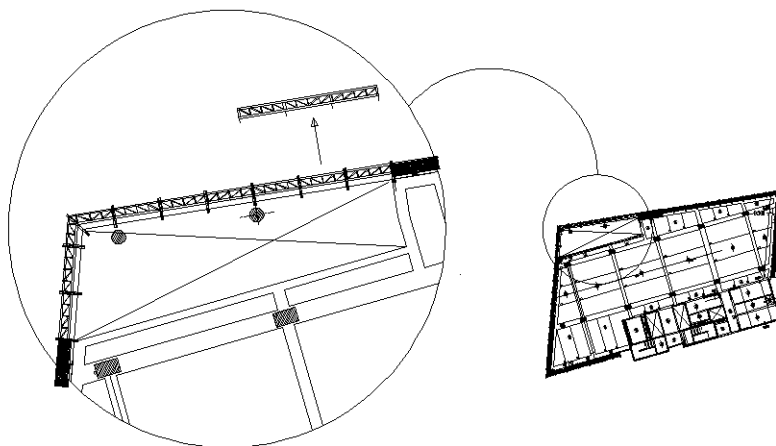


Imagen Nº 38 "Viga de contravientos S/3º"

Viga de contraviento S/7º y S/8º

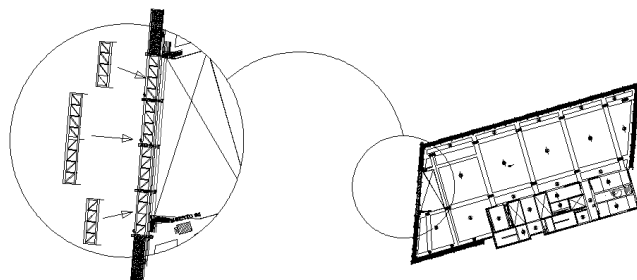


Imagen Nº 39 "Viga de contravientos S/7º y S/8º"

Para el cálculo de la pasarela entonces se hará una diferenciación entre las pasarelas comunes, que sólo trabajan para cargas gravitatorias de uso, y las pasarelas en los sectores donde requerimos transmitir los esfuerzos de viento, que llamaremos vigas de contraviento.

3.1.2 Análisis de cargas

3.1.2.1 Pasarela

Las cargas que actúan sobre la pasarela son:

Peso propio = 51kg (pasarela) + 33kg (baranda) = 84kg

Sobrecarga = 225kg (tres personas) = 225kg

$$D = 84\text{kg} / (0.50\text{m} \times 2\text{m}) = 84\text{kg/m}^2$$

$$Sc = 225\text{kg} / (0.50\text{m} \times 2\text{m}) = 225\text{kg/m}^2$$

En RAMAdvance distribuimos las cargas según las áreas de influencia que tiene cada elemento nos queda:

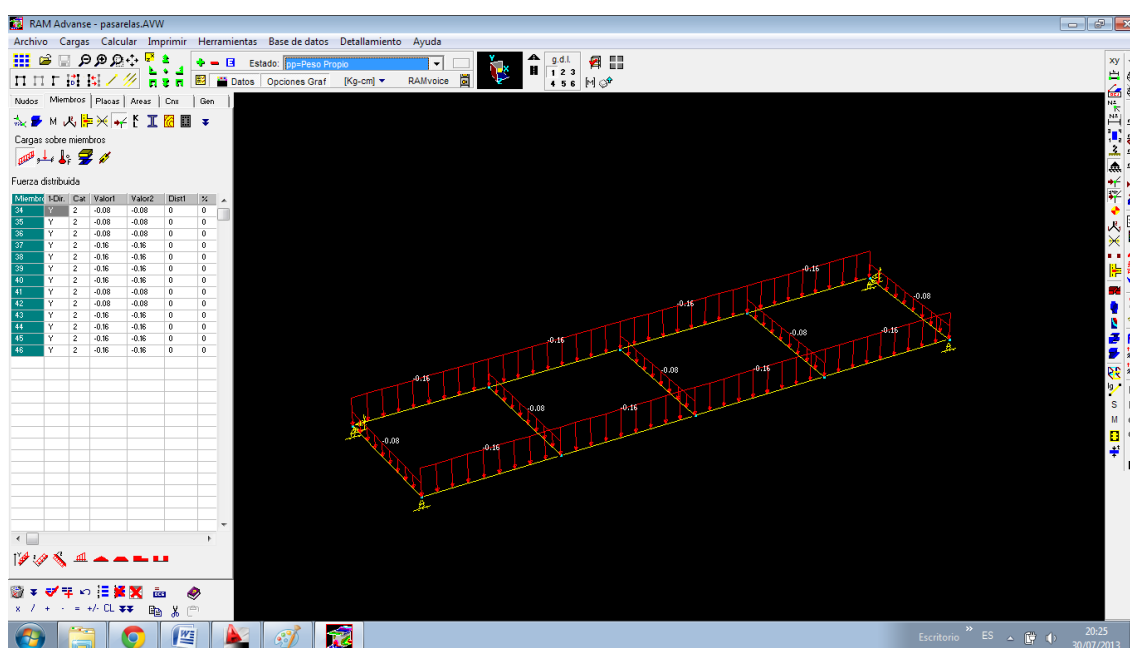


Imagen N° 40 "Cargas sobre pasarela RAMAdvance"

Como puede verse en la figura, las ménsulas de apoyo se modelaron como apoyos simples, del lado del inserto restringiendo el desplazamiento en las tres direcciones y del lado del extremo solo se restringió el desplazamiento vertical, desvinculando el modulo de manera de prever el caso mas desfavorable (último modulo o modulo extremo) que al perder la continuidad puede deformarse de esta manera.

Otra consideración del modelado fue el de generar articulaciones en las uniones de estos elementos para aproximarnos mas a la real forma de trabajo.

Las cargas que se ven en la imagen ya están llevadas linealmente a los elementos alámbricos del programa, mediante el método de las áreas de influencia.

3.1.2.2 Viga de contraviento

Las cargas que actúan sobre la viga de contraviento son:

Peso propio = 51kg (pasarela) + 33kg (baranda) = 84kg

Viento = $150\text{kg/m}^2 \times 4\text{m}$ (toda la superficie de la carpintería esta expuesta) = 600kg/m

(No se considera simultánea la participación del viento con la sobrecarga)

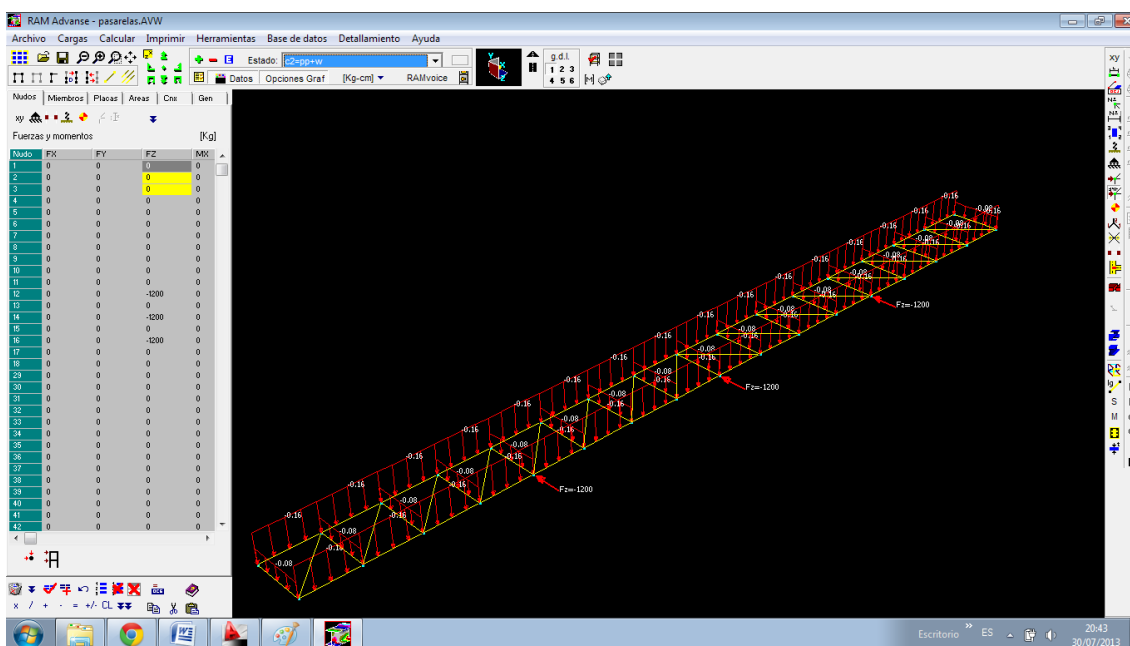


Imagen N° 41 "Cargas sobre viga de contraviento RAMAdvance"

Para el análisis del funcionamiento de la viga de contraviento no se consideró la acción simultánea del viento de proyecto con la sobrecarga.

Para la introducción de las fuerzas de viento se tomó como criterio, que estas entrarían a la viga reticulada a través de las ménsulas cuando la viga metálica que sostiene la carpintería (a la que están sujetas las ménsulas) comience a deformarse.

La viga que vemos aquí modelada, es la de los niveles s/7^o y s/8^o que es la de mayor longitud (8m), por ende la de los mayores esfuerzos, así que esta es la viga que desarrollaremos en el informe.

3.1.3 Cálculo de los elementos

3.1.3.1 Pasarela

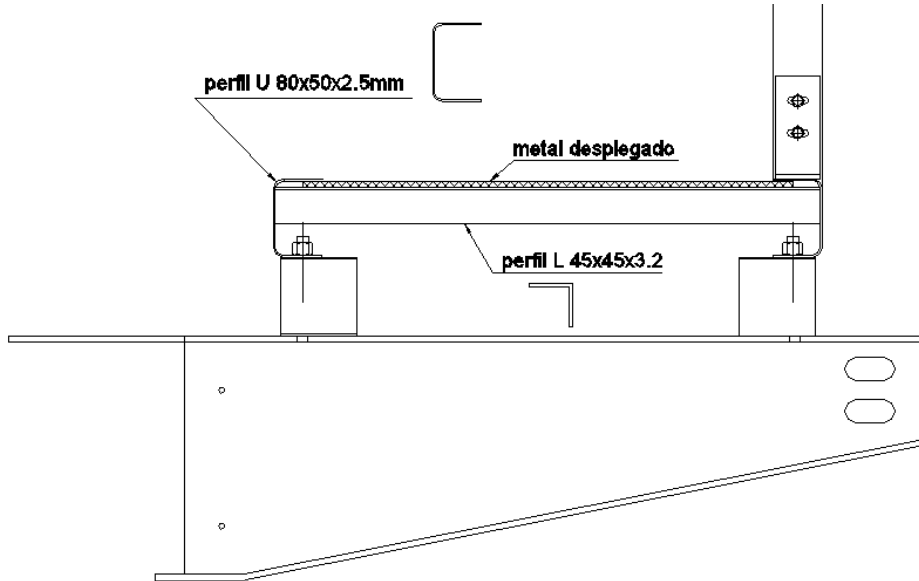


Imagen N° 42 "Vista en corte de la pasarela"

El esfuerzo en los perfiles "L" son minimos por lo que no se tendran en cuenta en la verificación de la pasarela.

Por otro lado como se esperaba los cordones (perfiles "U") funcionaron como vigas principales llevando la carga a los apoyos, que para peso propio y sobrecarga los esfuerzos quedaron:

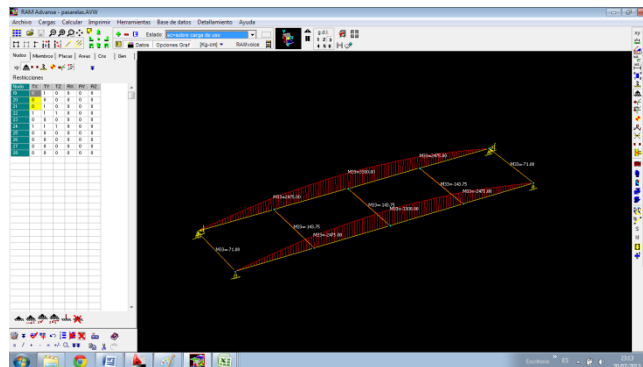


Imagen N° 43 "Resultados pasarela RAMadvance"

$M = 3300\text{kgcm}$ (momento en servicio)

$W = 12.5\text{cm}^3$ (módulo resistente a flexión)

$$\sigma = \frac{M}{W} = 264\text{kg/cm}^2$$

Siendo un $\sigma_{adm} = 1400\text{kg/cm}^2$ la sección queda verificada.

3.1.3.2 Viga de contraviento

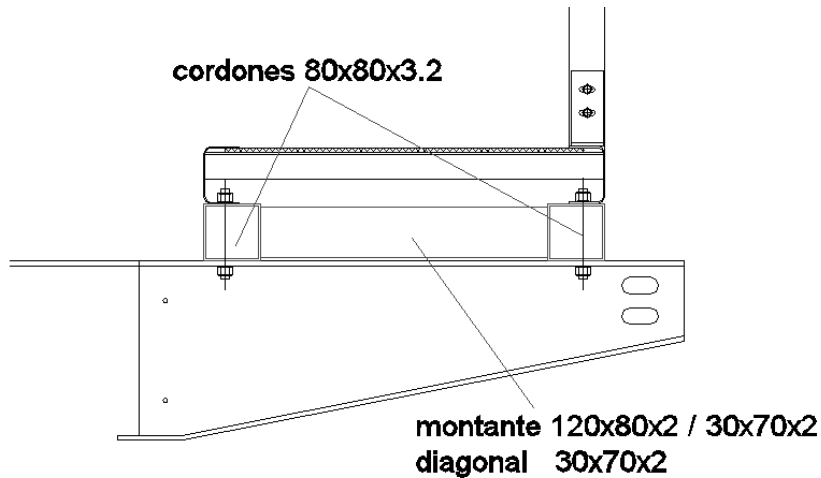


Imagen Nº 44 "Vista en corte viga de contravientos"

Al funcionar como una reticulado, los elementos trabajan de forma muy diferente a la pasarela común, no existen esfuerzos de flexión ni corte (debidos al viento), todas las fuerzas se transmiten mediante esfuerzos de compresión y tracción de las barras. La verificación de los distintos elementos la haremos entonces a compresión y a tracción.

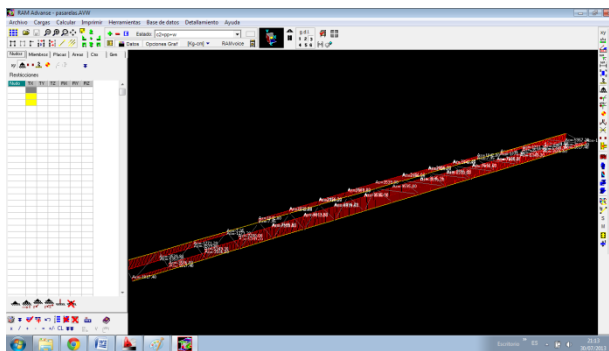


Imagen Nº 45 "Esfuerzos en cordones"

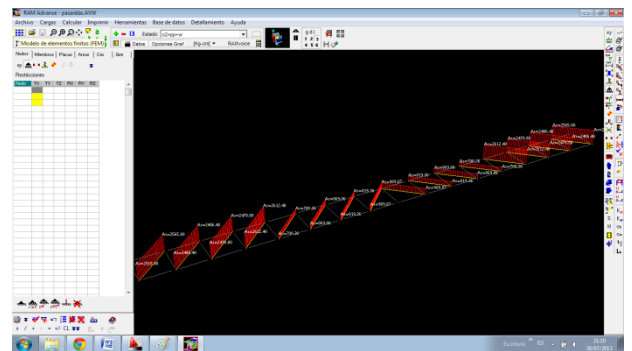


Imagen Nº 48 "Esfuerzos en diagonales"

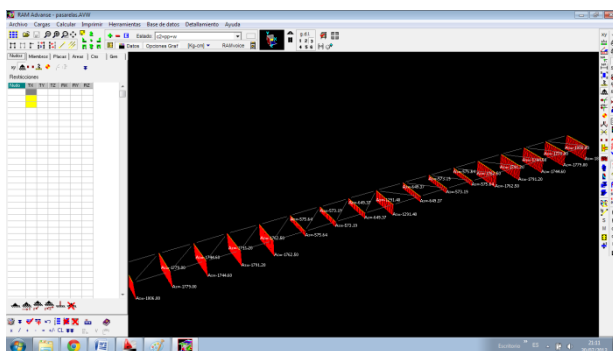


Imagen Nº 46 "Esfuerzos en montantes"

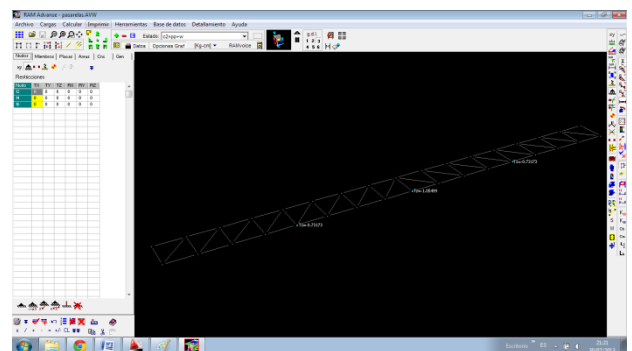


Imagen Nº 47 "Deformaciones laterales"

Deformaciones (cargas en servicio):

- $\frac{1}{4}$ de tramo = 0.73cm
- $\frac{1}{2}$ de tramo = 1.05cm

Deformaciones (cargas últimas):

- $\frac{1}{4}$ de tramo = 1.09cm
- $\frac{1}{2}$ de tramo = 1.58cm

Las deformaciones son mínimas.

Esfuerzos de compresión (cargas en servicio):

- Montantes = 1800kg
- Diagonales= 2600kg
- Cordones = 9600kg

Esfuerzos de compresión (cargas últimas):

- Montantes = 2700kg
- Diagonales= 3900kg
- Cordones = 14400kg

Como los esfuerzos de compresión son prácticamente iguales que los de tracción (y como a estos últimos van mayorados por el coeficiente de pandeo) verificaremos los elementos sólo a compresión.

Verificación del Cordón

Cordón (sección tubo 80x80x3.2), tiene la posibilidad de pandear en dos direcciones (x o y) cada una con su correspondiente longitud de pandeo, si padea en "x" la longitud de pandeo la consideramos desde apoyo a apoyo (ménsulas), si padea en "y" la longitud se acorta debido al arriostamiento que le producen las diagonales y montantes.

(Para cargas en servicio)

$$I = 96.8\text{cm}^4$$

$$r = 3.14\text{cm}$$

$$\lambda = (200\text{cm} / 3.14\text{cm}) = 63$$

$$\sigma = \frac{N \times \mathbb{W}}{A} + \frac{M_y}{W} + \frac{M_x}{W} = 1344\text{kg/cm}^2$$

Con:

- $N = 9600\text{kg}$
- $\mathbb{W}_{(\text{coef de pandeo})} = 1.17$
- $A = 9.8\text{cm}^2$
- $M_y = 3100\text{kgcm}$
- $M_x = 1700\text{kgm}$
- $W = 24.2\text{cm}^3$

Siendo un $\sigma_{\text{adm}} = 1400\text{kg/cm}^2$ la sección queda verificada.

(Para cargas últimas)

Q = 1 (sección compacta)

$f_c = 1899 \text{kg/cm}^2$

$N_d = 18610 \text{kg}$

$N_u = 14400 \text{kg}$

Siendo $N_d > N_u$ la sección queda verificada.

Verificación Montantes y Diagonales

Como intentaremos que ambos queden con la misma sección tomaremos el caso mas solicitado (sección tubo 30x70x2), tiene la posibilidad de pandear en dos direcciones (x o y) cada una con la misma longitud de pandeo.

(Para cargas en servicio)

$I_x = 23.4 \text{cm}^4$

$I_y = 6.1 \text{cm}^4$

Analizaremos el pandeo en "Y"

$r = 1.26 \text{cm}$

$\lambda = (70 \text{cm} / 1.26 \text{cm}) = 55.5$

$$\sigma = \frac{N \times \text{III}}{A} = 827 \text{kg/cm}^2$$

Con:

- $N = 2600 \text{kg}$
- $\text{III}_{(\text{coef de pandeo})} = 1.21$
- $A = 3.8 \text{cm}^2$

Siendo un $\sigma_{\text{adm}} = 1400 \text{kg/cm}^2$ la sección queda verificada.

(Para cargas últimas)

Q = 1 (sección compacta)

$f_c = 1459 \text{kg/cm}^2$

$N_d = 5544 \text{kg}$

$N_u = 3900 \text{kg}$

Siendo $N_d > N_u$ la sección queda verificada.

Detalles de uniones

Para el cálculo de soldaduras en los encuentros diagonal – montante – cordón, se calcularon tipo filete, para una carga de servicio, con una resistencia del electrodo de 600kg/cm^2 y para cargas últimas con una resistencia del electrodo de $0.6 \times 0.6 \times 4800\text{kg/cm}^2$.

Se analizaron tres nudos representativos de estos encuentros en distintas zonas de la viga (cerca de apoyo y en el medio de la luz) y se detallaron para el peor caso de manera de disminuir errores en su ejecución.

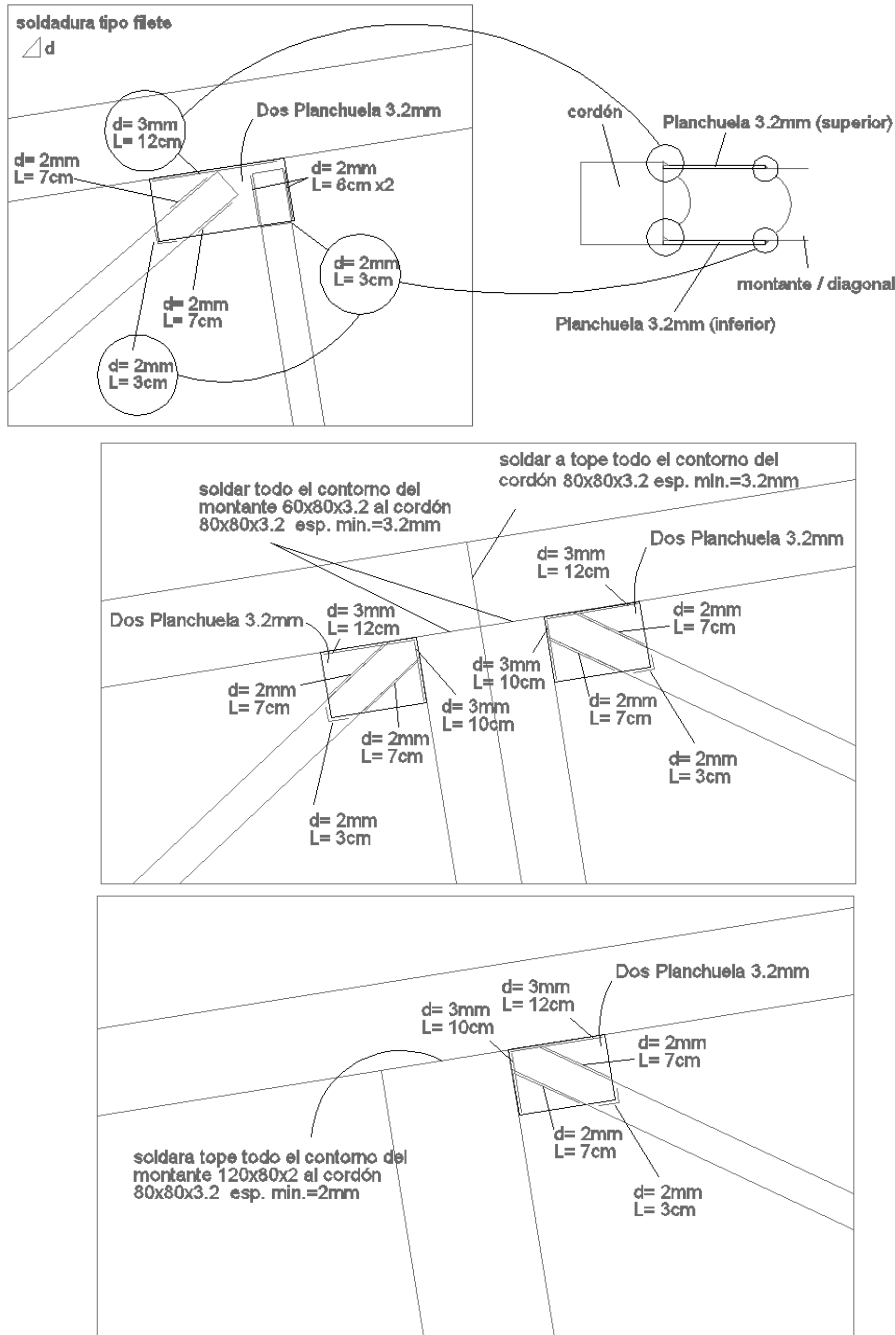


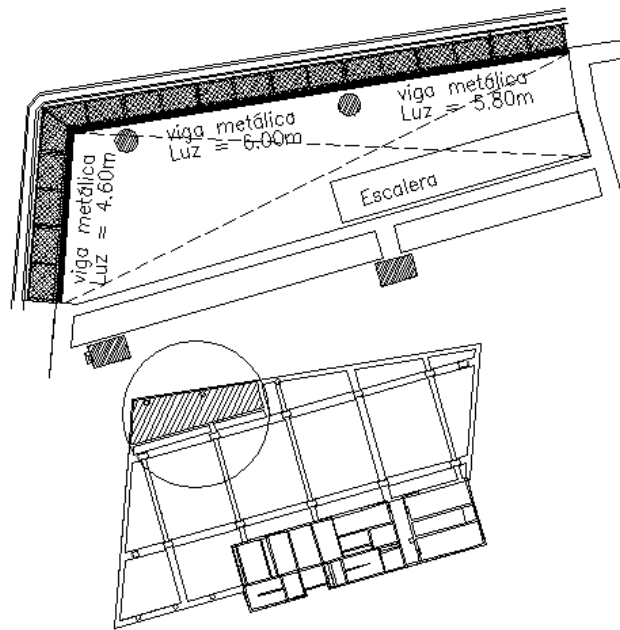
Imagen Nº 49 "Esquema de unión entre montante, diagonal y cordón"

3.2 VIGAS METÁLICAS

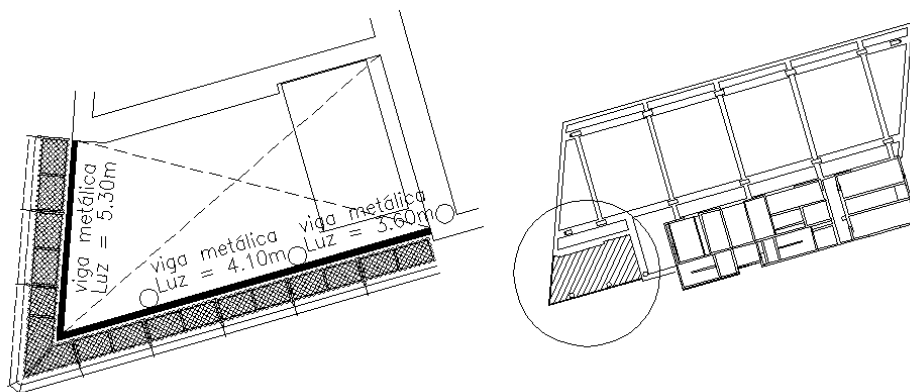
3.2.1 Introducción

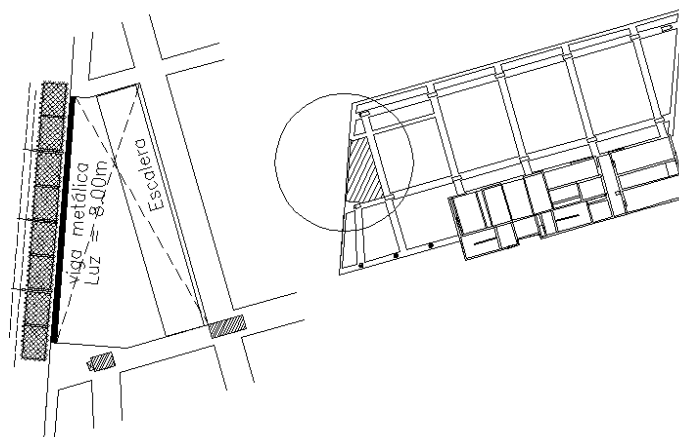
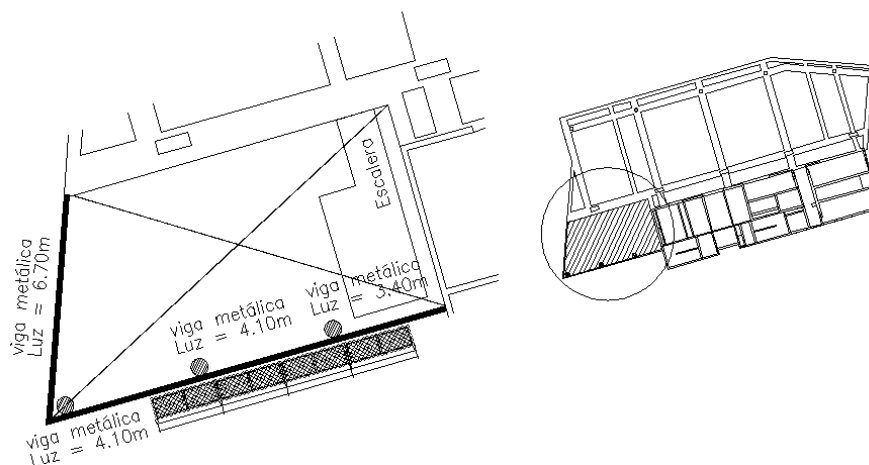
Como ya se mencionó anteriormente, parte de la estructura metálica que se estudió de la fachada del edificio, fueron vigas perimetrales tipo cajón, que dan cierre a la planta donde poseen vanos por pases de escaleras, cuya función es la de sostener la carpintería de cierre del edificio, mas las cargas que vienen de las ménsulas de la propia fachada.

Estructura s/ 3° - TN1 - (NPT +17.50)



Estructura s/ 5° - TN1 - (NTP +25.50)



Estructura s/ 7° y s/ 8° - TN1 - (NPT +33.50 y +37.50)**Estructura s/ 10° - TN1 - (NTP +45.50)**

Como se muestra en las figuras, tenemos vigas metálicas en cinco diferentes niveles, con una misma viga que se repite en el nivel s/7° y s/8°, en total tenemos cuatro tipos de vigas perimetrales tipo cajón.

En esta parte del informe se mostrara los cálculos y verificaciones del inserto viga-columna, deformación de la viga, uniones soldadas viga-inserto, de las viga s/10° solamente (VM10).

Como en unidades anteriores del informe ya se mencionó algo sobre la acción conjunta de la viga metálica con la viga de contraviento, solamente diremos que usando a la pasarela como plano rígido, los estados de carga para la viga sólo serán los generados por su peso propio mas las cargas gravitatorias de la carpintería y la fachada metálica, esta última, al vincularse mediante las ménsulas generan esfuerzos torsionales (una de las razones por lo que se planteo una viga tipo cajón).

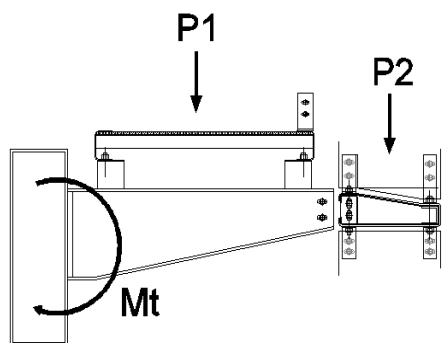


Imagen N° 50 "Esfuerzo de torsión en VM"

P1: (sobre carga de uso + pp pasarela y ménsula)

P2: (pp lamas y porta-lamas)

La viga s/10°, llamémosle VM10, tiene la particularidad de que en algunos sectores no cuenta con la viga de contraviento (sector oeste, según muestra la figura, la viga VM10 se encuentra destacada en amarillo), que absorba los esfuerzos producidos por el viento, porque allí no existe una pasarela que pueda utilizarse como plano rígido.

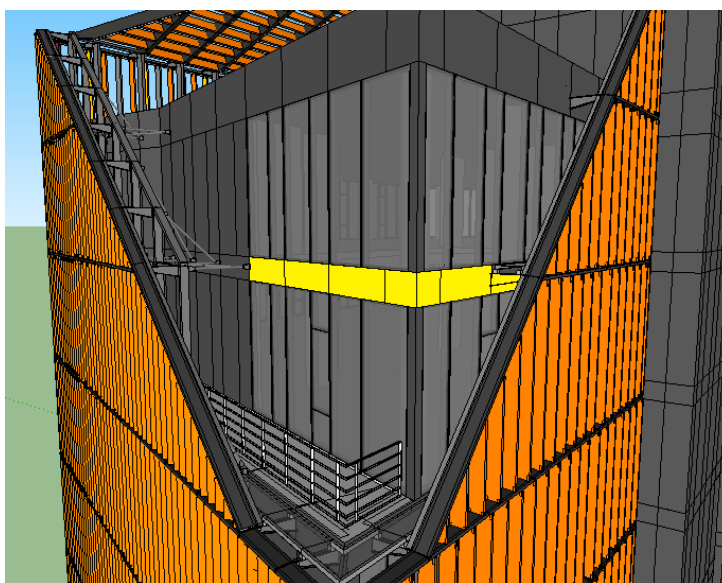


Imagen N° 51 "VM10"

Esta es una gran diferencia con respecto a los demás casos y por ese motivo es que desarrollaremos este tema.

3.2.2 Análisis de cargas

VM10

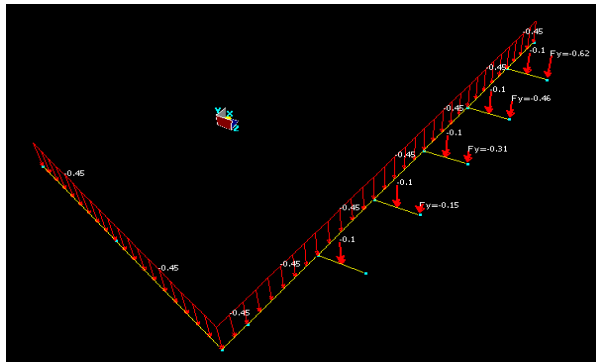
Como ya hemos dicho, la VM10 tendrá que soportar esfuerzos gravitatorios y de viento, que esta vez actúa en toda la superficie de la carpintería (toda el área esta expuesta).

- Peso propio (sección cajón 400x160x4.76) = 40kg/m
- Carga por viento (oeste): 600kg/m
- Peso propio de la carpintería de cierre: 400kg/m
- Peso de la fachada en el sector sur:
 - Peso de ménsulas: 570kg
 - Peso propio de ménsula: 13kg
 - Peso propio de pasarelas: 51kg
 - Peso de la viga de contraviento: 54kg

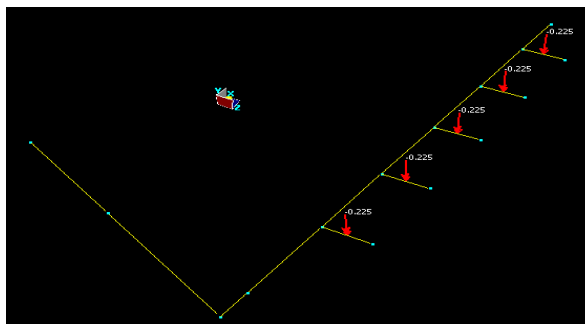
- Peso propio de baranda: 33kg
- Peso propio de lamas: 150kg
- Peso propio de porta-lamas: 44kg
- Sobre carga de uso: 225kg

Por lo que el modelado de la estructura nos queda:

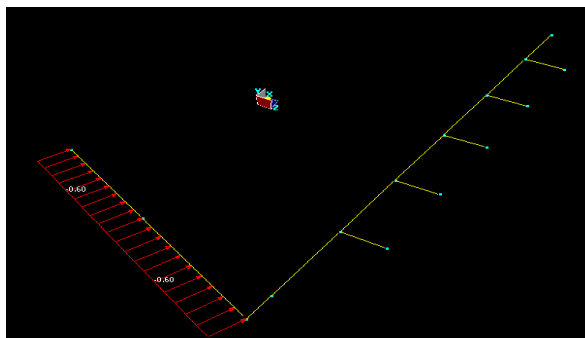
- Para las cargas permanentes



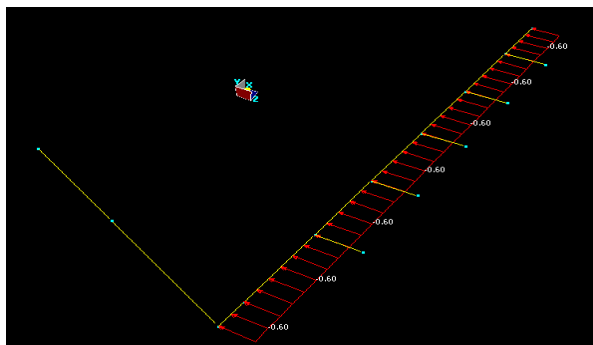
- Para la sobre carga



- Para la carga de viento oeste

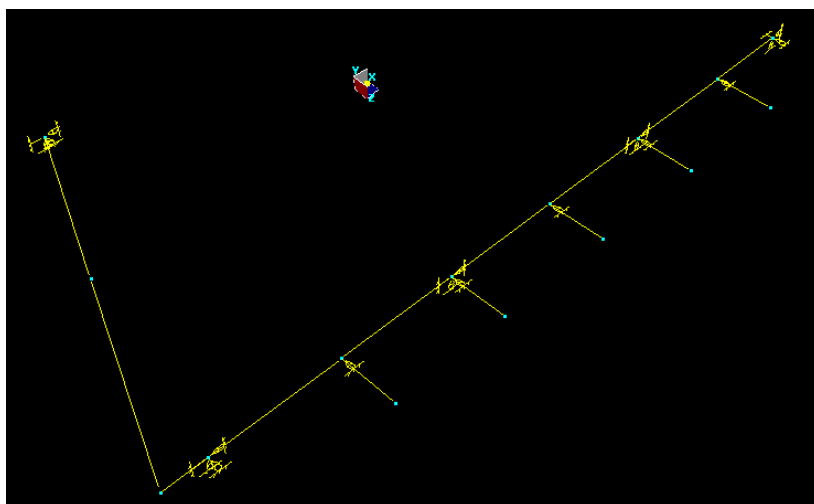


- Para la carga de viento sur



En cuanto a los vínculos de la VM10 debemos representar la condición real a acción conjunta con la viga de contraviento en el sector sur de la fachada, por lo que restringimos el desplazamiento en “Z” cada punto, no sólo en los apoyos sino también los puntos de conexión de las ménsulas con la viga metálica.

En los apoyos extremos restringimos los desplazamientos en las tres direcciones ortogonales “X”, “Y” y “Z”, el giro respecto al eje “Z” (para generar un empotramiento y así aliviar los esfuerzos de tramo) y “X” (este último en especial para tomar la torsión generada por las cargas que viajan por las ménsulas).



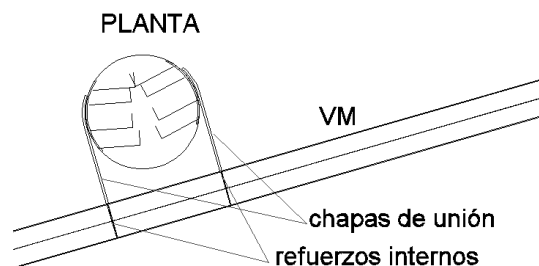
3.2.3 Cálculo de inserto “Columna – Viga 10”

Para el diseño del inserto en la columna se buscó lograr lo modelado, un inserto que logre generar una restricción a los desplazamientos en cualquier dirección como a la torsión que viaja por de la viga metálica.

El inserto propuesto para dejar perdido en la columna, consiste en dos placas curvas (copiando la curvatura de la columna) ancladas a la misma mediante barras de acero liso, a la que posteriormente se vinculan dos chapas laterales que unen el inserto y la viga metálica de forma lateral a la misma (serían como dos ménsulas) y para tomar la torsión sin que se produzcan abolladuras en la viga, se pidió que se le agreguen refuerzos internos que queden luego en coincidencia con las chapas de unión.

Esta medida es factible porque la viga se arma en taller a partir de chapas y perfiles por lo que poner un rigidizador interno es una solución factible.

El esquema sería como el que se ve en las imágenes:



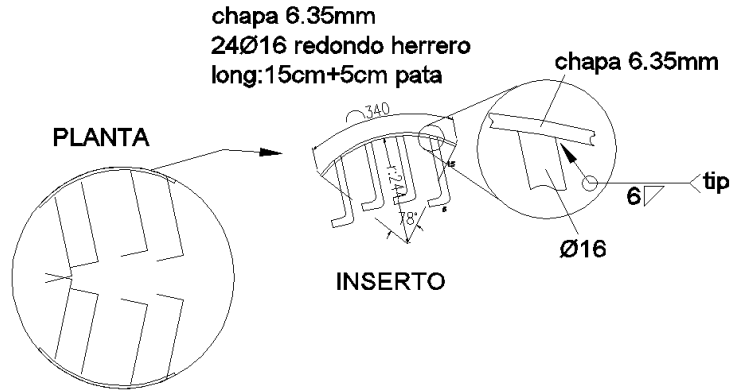


Imagen N° 52 "Vista en plana de inserto en columna"

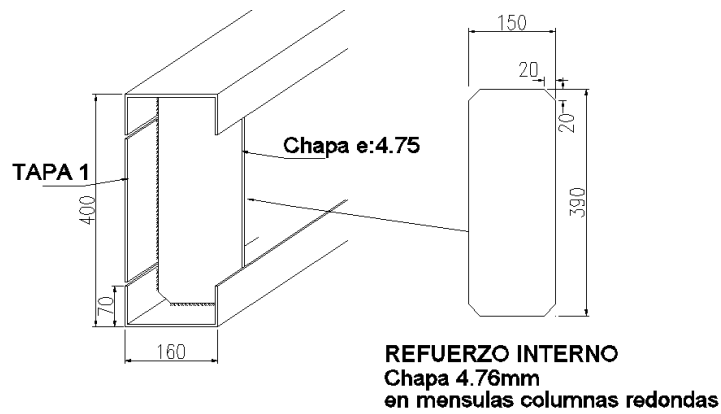


Imagen N° 53 "Detalle de refuerzo para apoyo sobre columna"

Como se ve en la siguiente imagen las barras del inserto se colocaron en los extremos del mismo, y así obtener un mayor brazo palanca para tomar la flexión de las ménsulas al tomar el corte, más la torsión de la viga metálica.

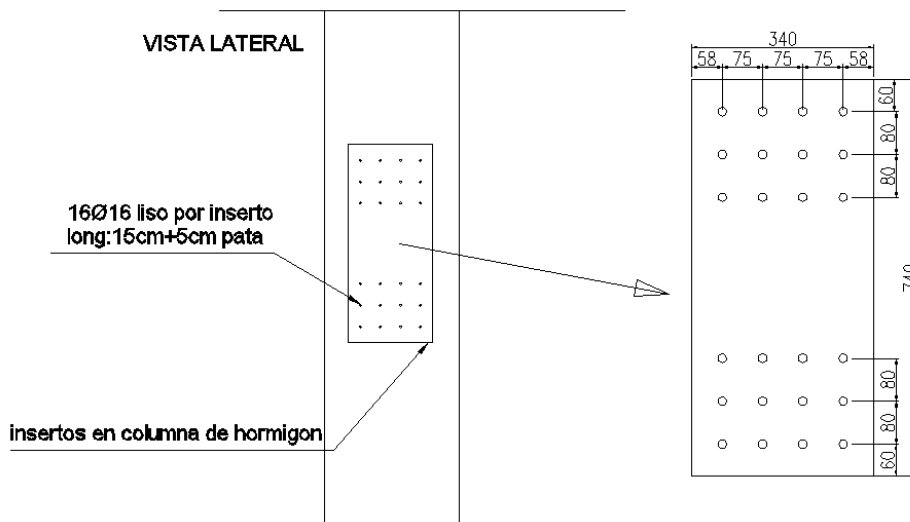
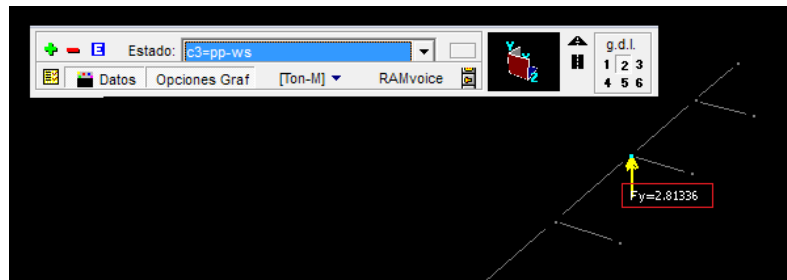


Imagen N° 54 "Vista de inserto sobre columna"

Comenzaremos entonces por determinar los esfuerzos (corte, torsión, tracción) a los que se verá sometido este inserto, para esto se analizará el apoyo de mayor sollicitación.

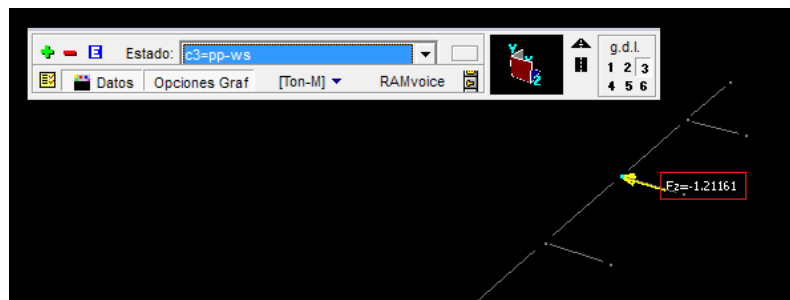
Corte
(V): 2813kg



Torsión
(Mt):1360kgm



Tracción
(T):1211kgm



De tal forma que los esfuerzos en el inserto nos quedan de la siguiente manera:

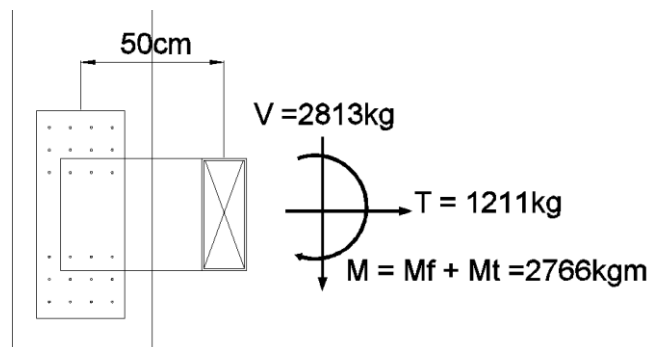
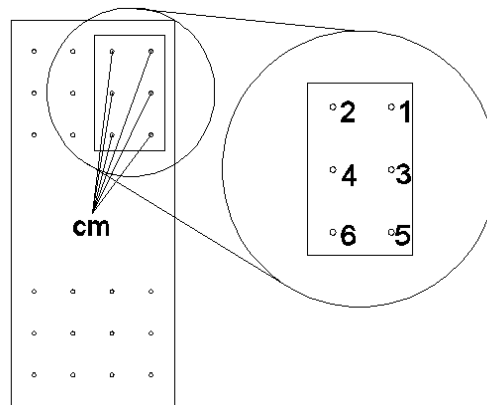


Imagen Nº 55 "Acciones sobre apoyo de VM en columna"

Cada uno de estos esfuerzos hace trabajar a corte las barras del inserto, teniendo que verificar el mismo a la falla por aplastamiento del hormigón sólo en las barras más extremas, que serán por su posición alejada del baricentro del inserto, las mas sollicitadas.

Para este análisis, dividimos en cuadrantes el grupo de barras del inserto (por simetría) y verificamos en este grupo la barra más alejada con la suma vectorial de los cortes producidos la torsión, corte descentrado al inserto y succión del viento.



En este caso la barra más solicitada es la n° 1, con un corte de:

- $2813\text{kg} / 24 = 117\text{kg}$ (inducido por V)
- $1211\text{kg} / 24 = 50\text{kg}$ (inducido por T)

Ahora para determinar el corte inducido por el momento, sabemos que el valor del corte que toma la barra, va a depender de su rigidez y de la distancia al baricentro del inserto:

$$V_{mi} = K d_i \quad (K=\text{rigidez}, d_i=\text{distancia al baricentro de cada barra})$$

$$K = \frac{K}{d_i}$$

$$M = \sum(V_{mi} d_i) = K \sum(d_i)^2$$

$$M = \sum(V_{mi} d_i) = K \sum(d_i)^2 \quad (\text{Despejando } K \text{ y reemplazando en la primera expresión})$$

$$V_{mi} = \frac{M d_i}{\sum(d_i)^2}$$

- $V_{m1} = (33/3790) \times M/4 = 602\text{kg}$

Sumando los cortes vectorialmente nos queda $V_{\text{tot}} = 695\text{kg}$

$$V_{\text{adm}} = 950\text{kg}$$

El inserto queda verificado.

3.2.4 Cálculo de chapa de unión "Columna – Viga 10"

- *Cálculo de soldadura*

Tanto el inserto como las chapas de unión, fueron diseñados para la vinculación de vigas metálicas a columnas de hormigón de niveles inferiores, lo que se hizo en el análisis de la viga VM10, fue la verificación de lo que ya se venía trabajando, y si se podía seguir usando el mismo tipo de inserto (para evitar errores de replanteo y numerosos planos, de piezas distintas y complejas, que produzcan confusión en el taller).

Para transmitir los esfuerzos de la viga metálica a la columna de hormigón, las chapas de unión lateral, funcionan como ménsulas (se verificaron a flexión y corte), mientras que las tapas superior e inferior solamente funcionan como rigidizadores de las anteriores para evitar fallas localizadas por abolladuras.

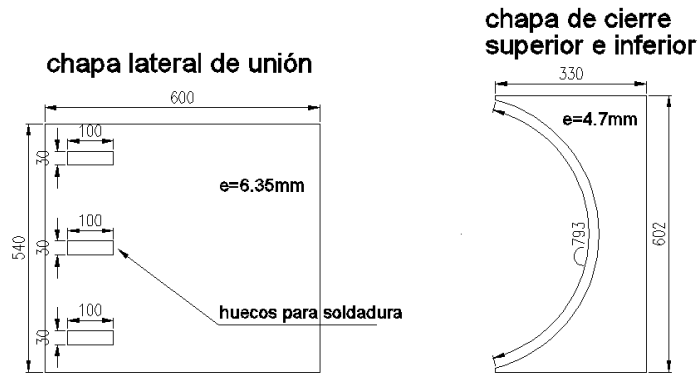


Imagen N° 56 "Detalle de chapas de unión"

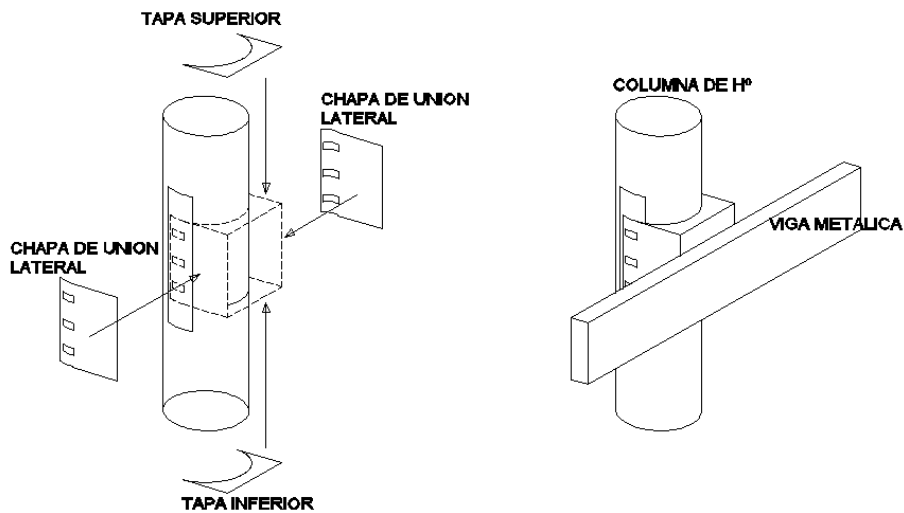


Imagen N° 57 "Perspectiva explotada de los elementos de unión VM-inserto"



Fotografía Nº 8 "Unión VM-columna"



Fotografía Nº 9 "VM6 en el nivel 6"

Lo primero que se estudió, fueron las longitudes y espesores necesarios de soldaduras, que se debía colocar para poder transferir los esfuerzos desde la chapa de unión a la chapa de inserto.

Del modelo se obtuvieron las solicitaciones últimas para el dimensionamiento de la longitud y espesor de los cordones de soldadura (recordemos que para el cálculo del inserto "aplastamiento del H^o alrededor de la broca" se utilizaron los estados en servicio, ya que luego la resistencia de cada barra se disminuyó con un coeficiente de minoración de resistencia de 5).

Los esfuerzos para un estado último de la unión son:

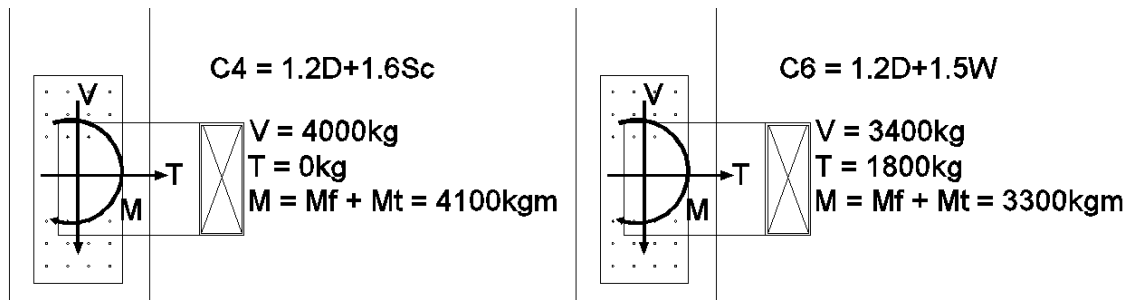
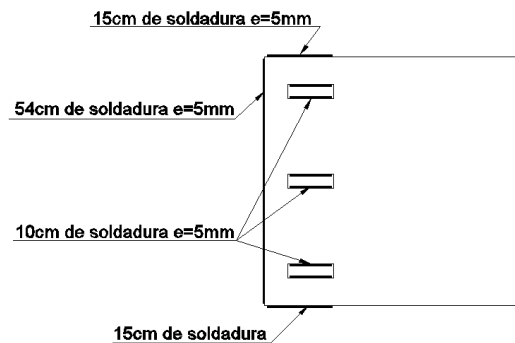


Imagen N° 58 "Esfuerzos en las chapas de vinculación VM-inserto"

La soldadura que se venía utilizando en niveles anteriores, consistía en cordones tipo filete, en todo el contorno de la chapa de unión, mas cordones en muecas adicionales (en este caso 3) que dotan a la unión soldada de mayor inercia polar para poder tomar el esfuerzo de torsión en su plano.



La inercia polar de la unión:

$$I_p = 27313\text{cm}^4$$

El área total de soldadura:

$$A = 72\text{cm}^2$$

$$f_h = \frac{M}{I_p} \cdot \frac{h}{2} + \frac{T}{A}$$

$$f_v = \frac{M}{I_p} \cdot (15 - \text{cm}) + \frac{V}{A}$$

$$\sigma = \sqrt{(f_h + f_v)}$$

$$\sigma_{C4} = 453\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{C6} = 399\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 0.6 \times 0.6 \times 4800\text{kg/cm}^2 \times 0.707 = 1221\text{kg/cm}^2$$

La soldadura queda verificada.

- *Cálculo de la chapa a corte y flexión*

Para la combinación C4 (la peor combinación), los esfuerzos en la chapa nos quedan:

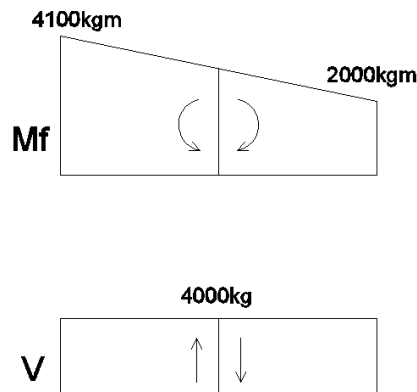
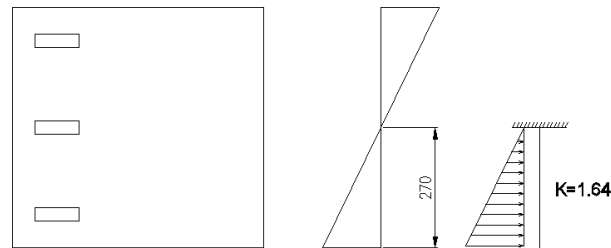


Imagen Nº 59 "Diagramas de esfuerzos en chapas de unión"

Para la flexión:

Debemos saber que tensión puede desarrollar sin fallar localmente.



$$F_{cr} = 180800 \times K \times (t/b)^2 = 161\text{MPa} = 1600\text{kg/cm}^2$$

$$t/b = 0.63/27 = 0.0233$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = 1340\text{kg/cm}^2$$

No sería necesario colocar las tapas como rigidizadores (que en casos anteriores si lo fue), de todos modos por la proximidad a la tensión máxima recomendamos que mantengan la misma tipología de unión y de esta manera quedar del lado de la seguridad frente a cualquier eventualidad.

Para el corte:

$$b/t = 54/0.63 = 85.7$$

$$\frac{1375}{\sqrt{235}} = 89.5$$

Por su proximidad con el valor límite elástico consideraremos la resistencia a corte de la chapa:

$$V_d = 0.9 \frac{90400 A_w}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} = 376\text{KN} = 37600\text{kg}$$

La chapa queda verificada.

3.2.5 Solución a la deformación de la viga – VM10

Del modelo en RAMadvance, que se generó para el cálculo de los insertos a la columna y de las chapas de vínculo entre la viga y este inserto (desarrollado anteriormente), se obtuvieron también los esfuerzos máximos de corte, torsor y flexión en la viga VM10, así como también las deformaciones máximas de la misma.

No detallaremos los cálculos de la sección a flexión, corte y torsión, sólo se mostrará la solución propuesta al problema de deformación de la viga.

Las deformaciones laterales, fueron un limitante en el diseño de la viga, ya que como venimos mencionando capítulos anteriores, carece de rigidez lateral para tomar los esfuerzos de viento al no tener una pasarela vinculada a la misma.

Estas deformaciones laterales las comparamos con las establecidas en el reglamento CIRSOC301, para cerramientos que no cuentan con previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura (H/400).

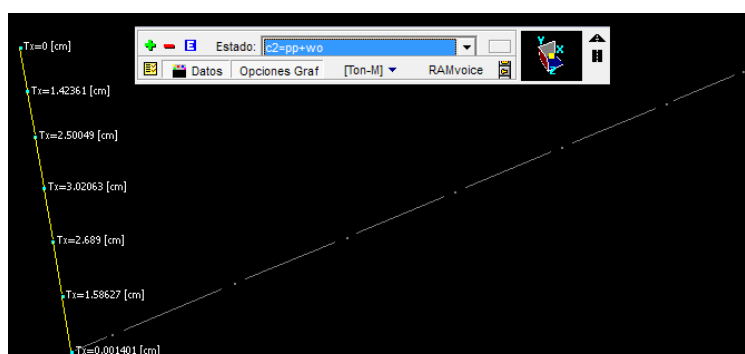
PARA OTROS EDIFICIOS				
Deformaciones verticales	Techos en general	L/200	Sobrecarga Útil	L/250
	Techos con carga frecuente de personas (no mantenimiento)	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Pisos en general	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Barras de pisos o techos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración	L/300	Sobrecarga Útil	L/350
	Pisos que soporten columnas	L/400	Sobrecarga Útil	L/500
	Donde la deformación puede afectar el aspecto	L/250		
Desplazamiento lateral (d)	Desplazamiento total del edificio referido a su altura total		Viento	$H_T/300$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones no tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/400$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/300$

Tabla Nº 7

Siendo la luz libre entre plantas 4m, la deformación admisible de la viga no deberá superar 1cm.

En una primera aproximación se utilizó la misma sección con las que se venía trabajando en las demás vigas de los niveles inferiores.

Modelo con sección 400x160x4.75

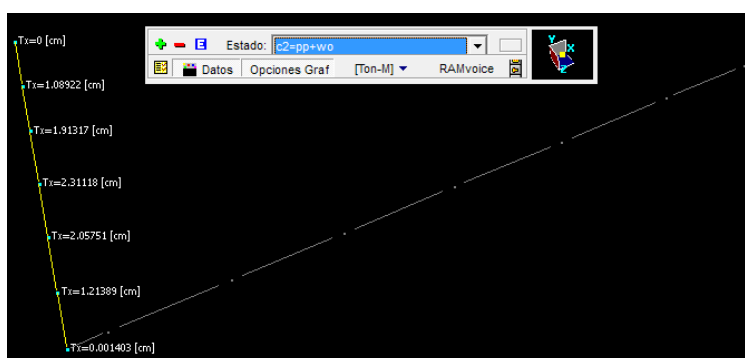


Para este caso, se registró una deformación lateral de 3cm en el tramo de la viga para la acción conjunta del peso propio más el viento (estados en servicio).

Esta deformación es inadmisibles para una viga cuya función es la de sostener placas de vidrio para el cierre de la planta, siendo el vidrio un material sumamente frágil (material que alcanza la rotura desarrollando poca deformación) y para un mayor resguardo estamos suponiendo que no cuenta con un sistema que lo independice de las deformaciones de la estructura (caso mas riguroso).

Una solución planteada fue la de incrementar el espesor de la viga cajón, pasándolo de 4.7mm a 6.3mm.

Modelo con sección 400x160x6.35



Probando con incrementar el espesor de la viga, se obtuvieron mejores resultados (si se logró disminuir la deformación lateral en un 23%), pero esta deformación sigue siendo inadmisibles para este caso, (recordemos que la misma no debe superar 1cm) también recordemos que el hecho de aumentar el espesor se encarece la obra, por lo que no es una solución del todo eficiente seguir aumentándolo, siendo nuestra única variable al estar limitados respecto a la geometría de la viga (no poder superar las dimensiones de (400-540)x160, alto y ancho respectivamente por arquitectura). Por lo que entonces, escapándose un poco de lo estético, la única solución factible que se pudo dar a este problema, fue la de vincular lateralmente la viga con un sistema reticulado cercano, que se planteó para dar estabilidad a las columnas metálicas de sostenimiento de la fachada en este sector, tema que desarrollaremos hacia el final de este informe.

Según muestra la imagen (Imagen N°61), se dio continuidad a la triangulación de puntales de las columnas, y de esta manera se genera prácticamente un apoyo adicional a la viga en el tramo,

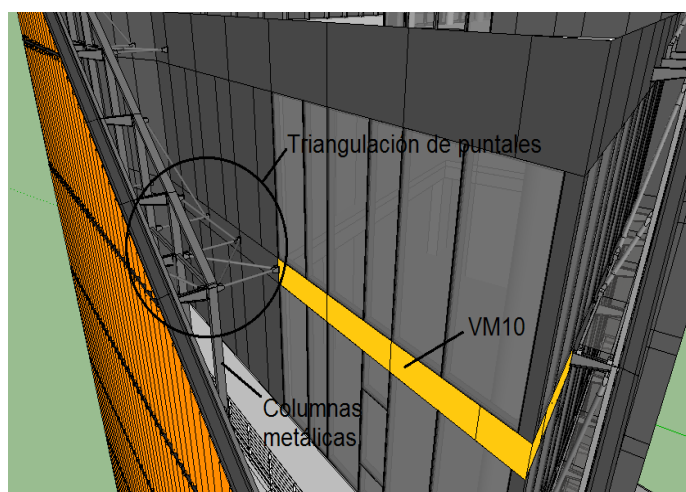


Imagen N° 60 "Esquema original de triangulación"

que la restringe en su deformación lateral debido a la rigidez axial del elemento de unión (puntal).

Esta solución, permitió un acortamiento de la luz de la viga expuesta al viento y con eso una disminución en la deformación lateral de la misma, alcanzando menores deformaciones a las admisibles (0.65cm) con un espesor de sección de 4.7mm (sección original) por lo que fue una solución técnica y económicamente viable.

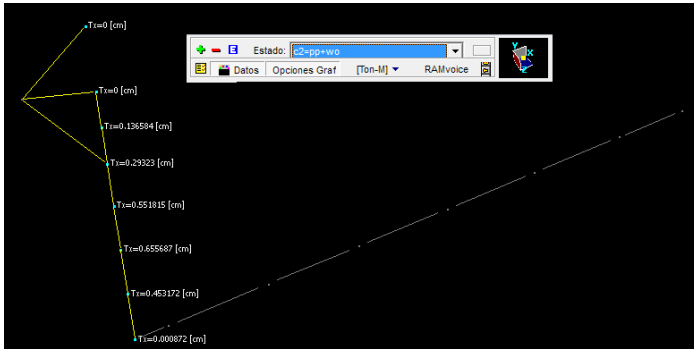
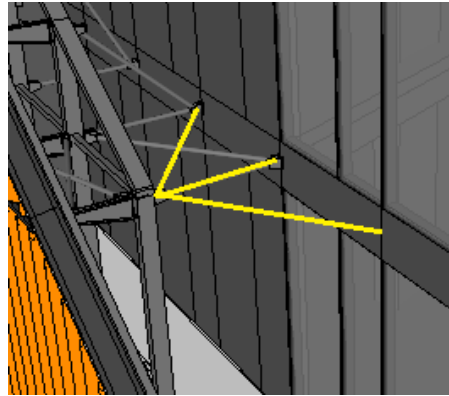


Imagen N° 61 "Detalle propuesto"

De todos modos esto hizo rever los elementos involucrados (puntales e insertos) que debieron ser recalculados y rediseñados para soportar las nuevas solicitaciones provenientes de la deformación de la viga.

4 DIFERENTES SISTEMAS DE SUSTENTACIÓN

4.1 CORTES EN FACHADAS

En la fachada se presentan cortes que permiten al edificio disponer de terrazas y balcones con buena visibilidad, sin estar obstaculizada con los parasoles, mientras que le otorga un toque arquitectónico, dotándolo de un aspecto moderno y distinguido en cuanto a las fachadas vecinas.

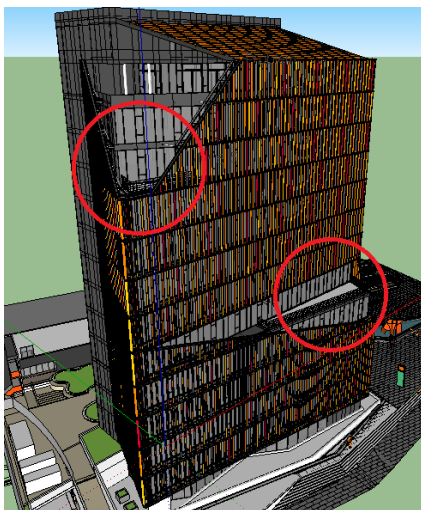


Imagen N° 63

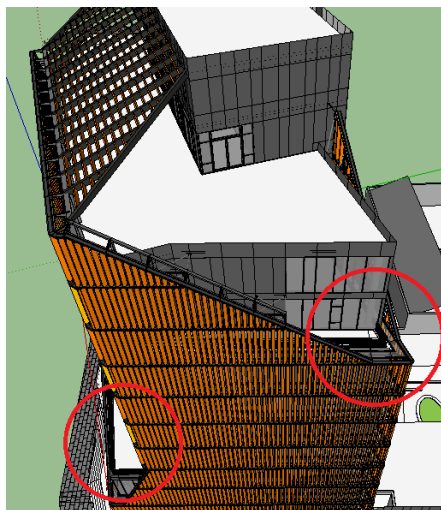


Imagen N° 62

Estos cortes implicaron un nuevo sistema de sustentación, debido a que la parte superior de los mismos carecen de puntos de apoyo al no encontrarse con una ménsula donde sujetarse.

Lo que se planteó fueron dos mecanismos para brindar apoyo a la estructura: El primero, que consistió sólo de una triangulación con un apuntalamiento, sujetando con perfiles “tubo” el porta-lamas inclinado, a la ménsula inferior.

Este mecanismo se utilizó cuando no se superaba la altura de un piso respecto de su apoyo, como puede verse en las siguientes imágenes.

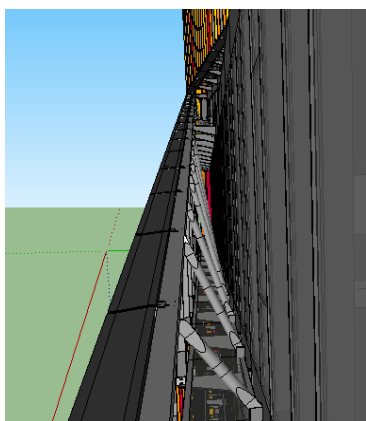


Imagen N° 65

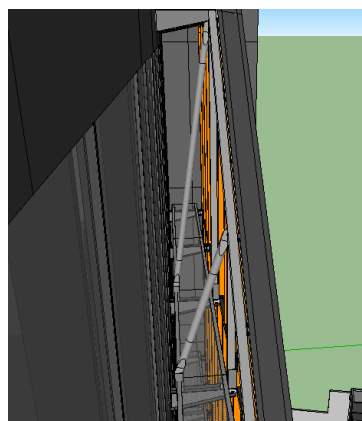


Imagen N° 64

El segundo sistema que se usó, fue con columnas metálicas a plomo con el borde de hormigón de las distintas plantas, con las que se podía dar continuidad a la colocación de las ménsulas y seguir con la fachada tal como venía desde abajo.

Estas columnas se vincularon entre si con puntales y su debida triangulación a distintos niveles para lograr arriostrar el sistema y minimizar las excesivas deformaciones.

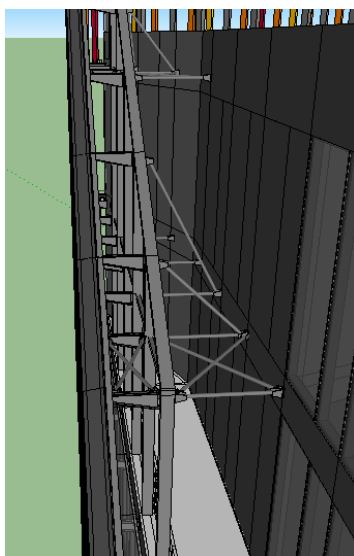


Imagen N° 67

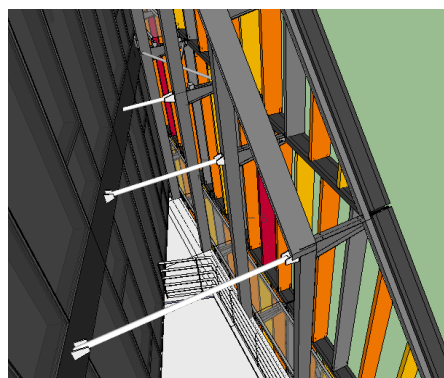


Imagen N° 66

En esta última imagen puede verse claramente una solución “mixta” de triangulación con apuntalamiento en el primer nivel, que es el primer sistema que describimos, y cuando se supera en elevación la luz de un piso, pasamos a un sistema con columnas y ménsulas, también apuntaladas y arriostradas debidamente a nivel de losa.

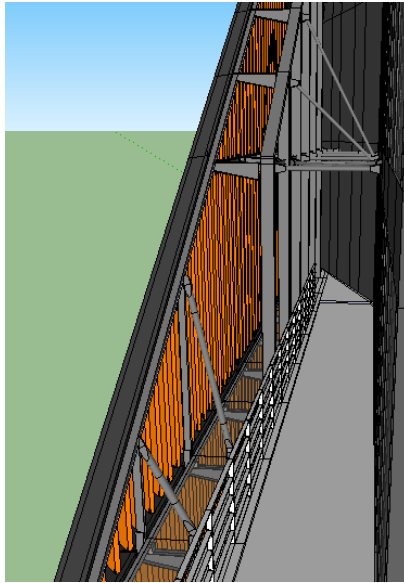
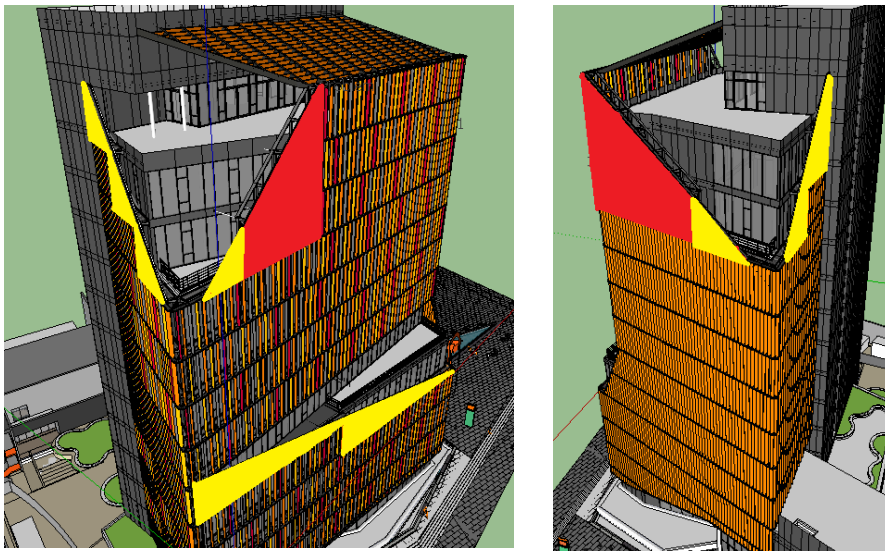


Imagen N° 68 “Solución mixta”

Por lo tanto los sectores de la fachada que hemos tenido que prestar especial atención y dar solución con este tipo de sistemas, son los pintados en rojo y amarillo:



En rojo donde se optó por dar la continuidad a la fachada con un sistema con columnas metálicas, mientras que en amarillo se resalto los sectores donde utilizamos el primer tipo de solución con un apuntalamiento simple.

En esta parte del informe nos limitaremos únicamente a mencionar las partes componentes de cada sistema de sustentación, y la función que cumple en él, los criterios adoptados y la viabilidad de ejecución en obra de los mismos.

4.2 PRIMER SISTEMA DE SUSTENTACION

Para esta primera solución, hubo diferentes modelos propuestos por la dirección técnica de la obra, quienes desarrollaban los esquemas para que verifiquemos su viabilidad funcional.

La primera fue con el uso de tubos cuadrados dando una triangulación salteada y con diagonales apoyadas de a dos por ménsula.

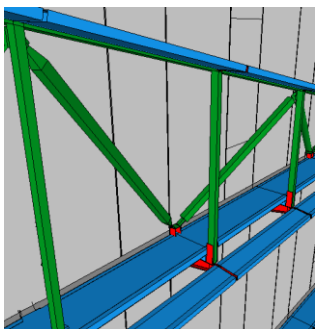


Imagen Nº 71

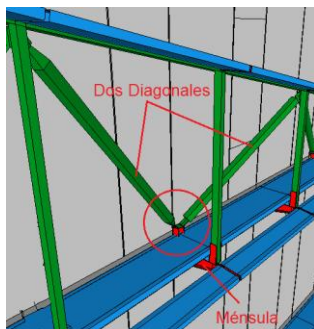


Imagen Nº 70

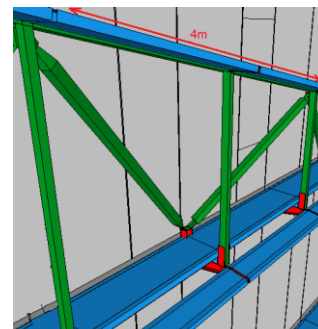


Imagen Nº 69

Este primer modelo de sustentación, presentaba un tramo de porta-lamas superior de un largo de dos módulos, 4m (figura derecha), con el inconveniente de que este planteo agrava los esfuerzos de flexión producidos por el empuje del viento, y al tener el doble de la luz que con el que fue calculado, las tensiones en el mismo alcanzaron valores inadmisibles.

Otro de los problemas fue que la materialización de la terminación en punta (tipo piramidal) de los puntales, requería de un trabajo de mucha precisión, con la incertidumbre luego de cuán "prolijo" podía quedar ejecutado el mismo (la solución inmediata fue la de cambiar los tubos cuadrados por diagonales circulares aplastándoles los extremos).

Un tercer problema que se presentaba con este esquema, fue la concentración de tensiones producidas en el apoyo de las diagonales sobre la ménsula (figura central), ya que se estaba sobrecargando de manera salteada (cada dos ménsulas) pudiendo repartir mejor estas fuerzas.

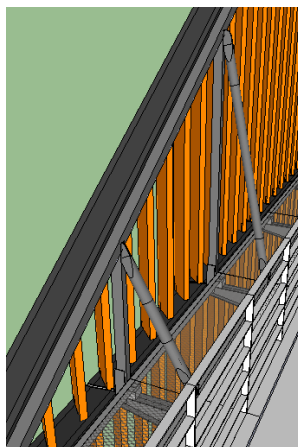


Imagen Nº 72

La solución final adoptada fue la de tener un montante cuadrado 80x80x2, con una diagonal tipo tubo circular 90x2 ó 90x3.2 (dependiendo el sector que fuese), por cada una de las ménsulas, las uniones se plantearon como tipo abulonadas montante-ménsula diagonal-ménsula, quedando la unión entre el montante y la diagonal mediante cordones de soldadura.

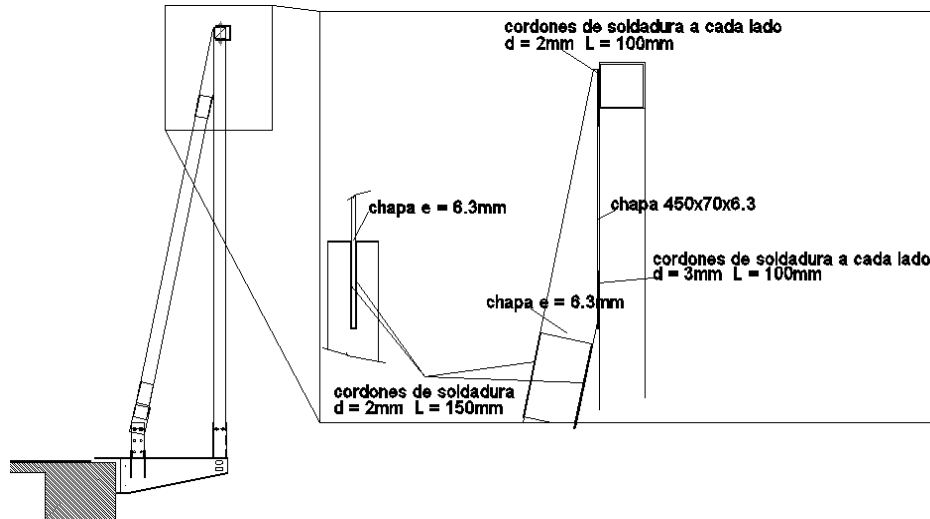


Imagen N° 73 "Unión diagonal-montante"

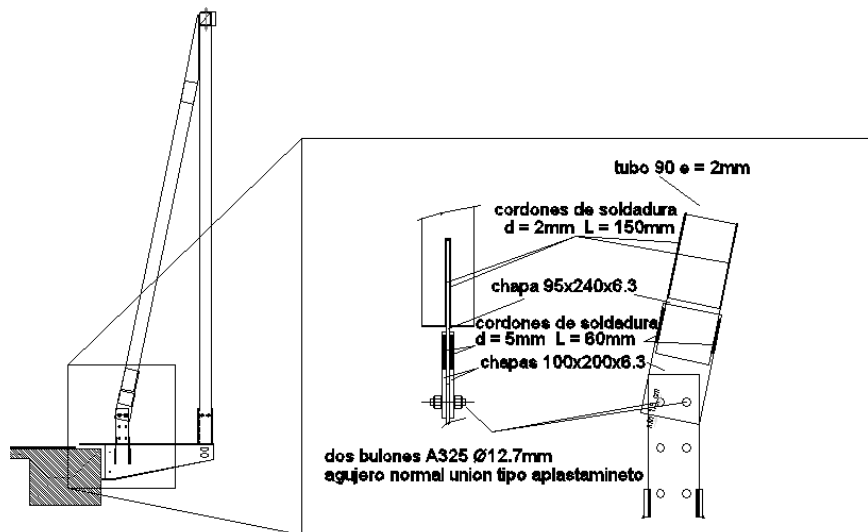
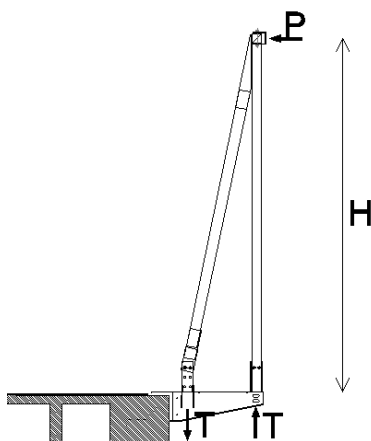


Imagen N° 74 "Unión diagonal-ménsula"

Esto permite presentar la diagonal en su correcta posición una vez abulonado y verticalizado el montante, hacer los agujeros en la chapa de unión para los bulones, fijar inferiormente la diagonal, luego proceder con las soldaduras en la unión superior.

Una vez adoptado este esquema final, lo primero que se verificó fue que la ménsula metálica y los insertos (que ahora tiene una configuración distinta de cargas) sigan resistiendo estas nuevas solicitaciones.

Siendo el esquema de cargas por viento:



Donde “P” es la mitad de la fuerza de viento que viaja de las lamas hacia el porta-lamas superior (la mitad inferior viaja directamente hacia el extremo de la ménsula).

Como vemos en la imagen, “PxH” (a sotavento), produce un momento contrario al de las fuerzas gravitatorias, haciendo que los insertos trabajen de forma contraria a la detallada en el principio de este informe, por lo que en algunos casos (sectores más comprometidos) se pidió reforzar el inserto lateral de la viga (inserto 4), que ahora debe soportar esfuerzos de tracción, de todos modos para la mayoría de los casos este momento “HxP” no superó al generado por las fuerzas gravitatorias (sin considerar la sobrecarga), mientras que para el estado de cargas en barlovento verificaron sin mayores problemas (ya que para estos sectores, se pidió que se utilicen los insertos reforzados para la triple altura).

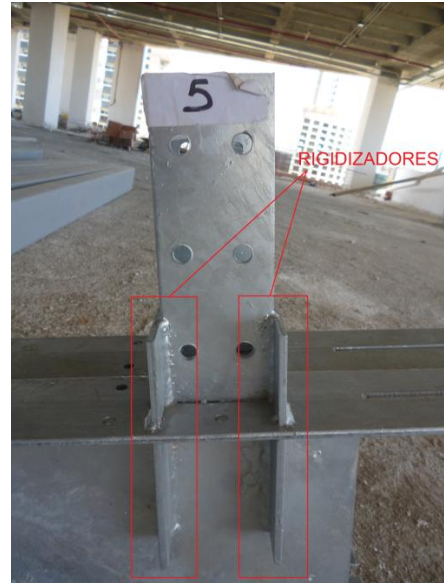
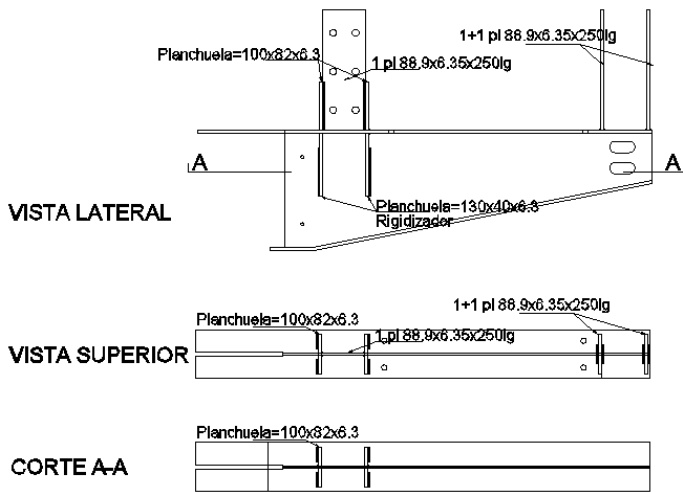
Las fuerzas de reacción “T” sobre la ménsula, por el tipo de configuración de la estructura en los sectores donde el montante tiene una gran elevación (casi la luz entre los pisos), llegan a alcanzar valores varias veces superior al de “P”.

Para absorber estas fuerzas sin tener problemas con abolladuras en el alma de la ménsula (efecto de punzonado), se pidió la colocación de rigidizadores de fuerza que lleguen hasta la mitad de la misma en el punto de apoyo de la diagonal, como se muestra en las siguientes imágenes.



Fotografía N° 10 “Ménsula con rigidizadores”

MENSULA REFORZADA SECTORES SUPERIORES



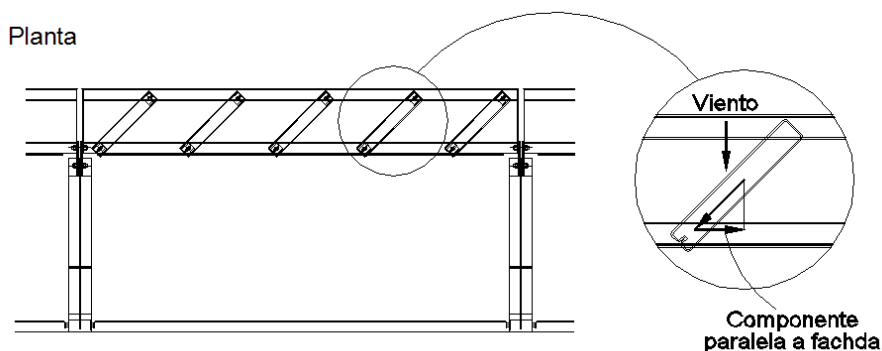
Fotografía N° 11 "Rigidizadores de fuerza"

Como se puede ver, para el apoyo del montante en la ménsula, no hizo falta la colocación de rigidizadores, por que allí la esbeltez del alma es menor y también es donde esta proyectado la unión con el porta-lamas, que consiste en una unión abulonada tipo fricción, en la cual el alma queda fuertemente comprimida entre dos chapas.

Con este tipo de sistema de sustentación, no dejamos de tener en cuenta que por más que se mejoraron muchos de los defectos, antes mencionados en el primer bosquejo, incorporamos una nueva debilidad a la estructura ante los vientos cruzados (fuerzas en el sentido paralelo a la fachada).

Nada se dijo hasta el momento, cómo se estudió la posibilidad de que el viento pegue en forma inclinada respecto de la fachada, o incluso considerando la acción del viento perpendicular a la misma, al tener lamas inclinadas, se produce una descomposición de fuerzas donde parte de estas viaja paralela en el sentido de la fachada.

Nuestro planteo entonces, no posee una forma eficiente de transporte de estas fuerzas más que absorberla en función de la rigidez flexional del plano débil de las ménsulas (la cual es bastante pequeña en comparación con la sollicitación).



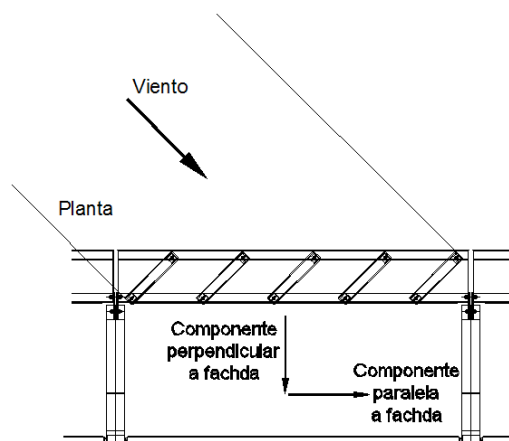


Imagen N° 75 "Descomposición de las fuerzas"

Para poder resistir esta fuerza lateral por módulo, se lo hizo a través del metal desplegado de la pasarela.

Se pidió una ficha técnica con los datos de los espesores de los alambres que la conforman y con su equivalente en sección de acero para una faja de 20cm se verificó, que debidamente soldado el metal desplegado a los cordones de la pasarela, podía funcionar como un reticulado con diagonales traccionadas.

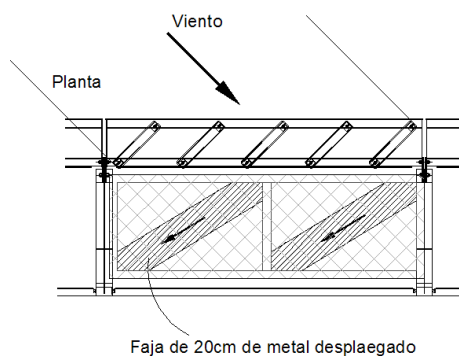


Imagen N° 76 "Esquema de reticulado en pasarela"

Entonces para nuestro caso del primer sistema de sustentación, no tenemos una configuración estructural que tome la fuerza de viento lateral que viaja por el porta-lamas superior, por lo que simplemente será desviada por un tubo de acero (de la subestructura que toma al porta-lamas y lo conecta con las diagonales y montantes) hacia los niveles de losa, donde se encuentra los arriostramiento laterales del segundo sistema de sustentación o en su defecto a una última ménsula con un puntal inclinado que le de la capacidad necesaria para tomar esfuerzos laterales.



Fotografía N° 12 "Módulo de prueba ya montado"

4.3 SEGUNDO SISTEMA DE SUSTENTACION

En lo que respecta al segundo sistema de sustentación, se mantienen los mismos principios básicos que el primero.

Consiste en una serie de columnas de sección cajón, a plomo con el borde de losa y replanteadas en la misma línea de las ménsulas, que viene de los niveles inferiores, para poder dar continuidad al montaje de estas.

Las columnas son arriostradas en los niveles de losa mediante un reticulado de puntales tipo tubo de sección circular para reducir su deformabilidad, ante las diferentes acciones (disminuir la longitud de pandeo), agregando apoyos en estos niveles.

También se dispuso de un puntal en diagonal para el extremo superior de la columna, de esta manera se evita que su remate quede en voladizo (disminuyendo su deformación), se colocó un arriostramiento tanto en los cabezales de las columnas uniéndolas entre sí, como a nivel de losa, de esta manera se las vincula para que trabajen en conjunto.

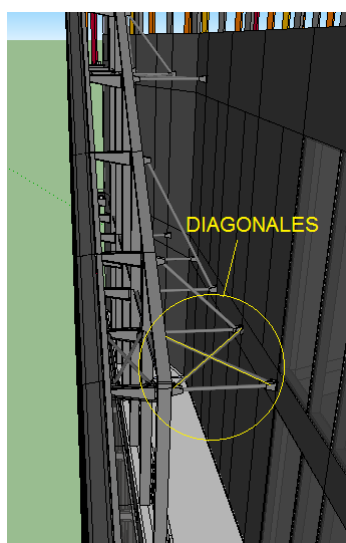


Imagen N° 79 "Diagonales"

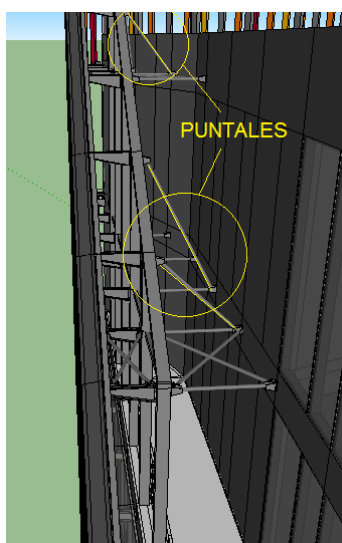


Imagen N° 77 "Puntales"

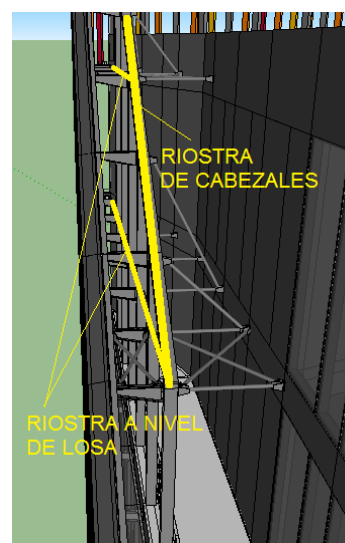


Imagen N° 78 "Riostras"

Con este sistema de vinculación entre columnas-columna y columna-losa, logra que el conjunto de columnas sea capaz de soportar las solicitaciones de viento y gravitatorias de una forma eficiente, llevando las fuerzas hacia los insertos en el hormigón mediante esfuerzos de tracción y de compresión de sus elementos, quedando los efectos de flexión y corte prácticamente depreciados.

De esta manera se crea un entramado diseñado para absorber fuerzas aplicadas en cualquier dirección (viento frontal, viento inclinado, etc.).

Para la colocación en obra de estas columnas, una forma que facilitó el proceso, fue la de colocar primero una especie de “capuchón” soldado al inserto de la base, que al ser de menor magnitud les facilita los trabajos de replanteo. Luego la columna se introduce en el interior de esta pieza y se suelda en todo su contorno.



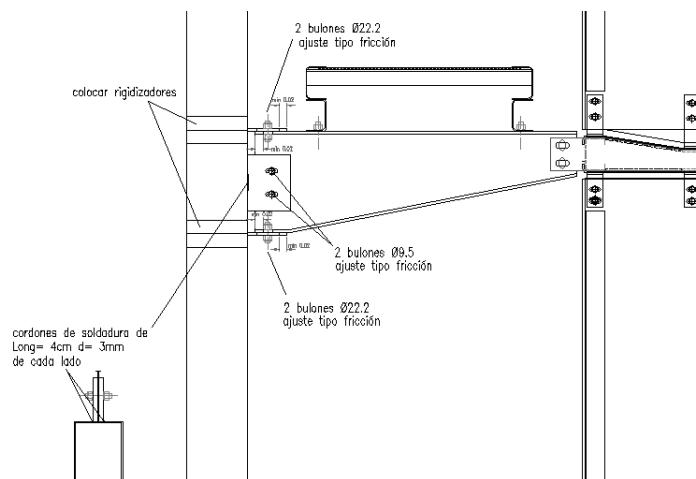
Fotografía N° 14 “Capuchón para columnas”



Fotografía N° 13

Para la colocación de las ménsulas y los puntales en las columnas, se especificó la colocación de rigidizadores internos (ya que las comunas, al igual que las vigas metálicas son armadas en taller), para evitar efectos locales por las cargas puntuales que le generan las alas de las ménsulas (tanto de arranque a tracción como de compresión) o por efectos de punzonado de los puntales.

Para la colocación de la ménsula en la columna, se optó por una opción de unión con bulones, dejando en la columna chapas soldadas agujereadas, para luego en obra realizar el montaje de la ménsula de manera automática y rápida colocando los bulones correspondientes.



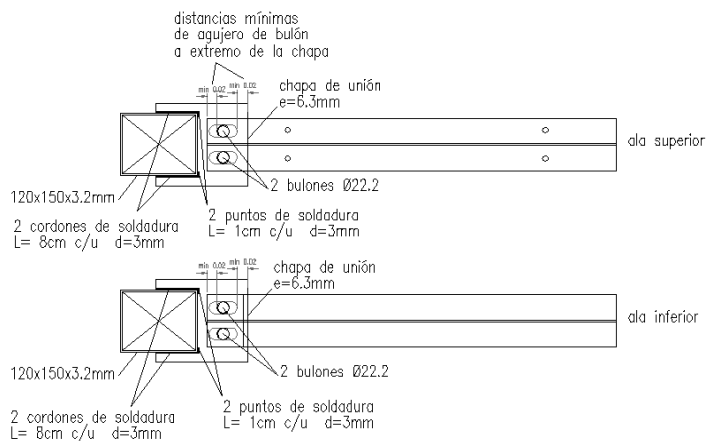


Imagen Nº 80 "Detalles de unión ménsula-columna"

Este trabajo, todavía se encuentra en desarrollo, por lo que los esquemas aquí planteados siguen evolucionando y adoptando mejoras en el diseño, sobre todo en estos últimos sectores de la fachada (niveles superiores), que todavía hay detalles en suspenso.

De todos modos el sistema descrito seguirá siendo prácticamente el mismo, con posibles modificaciones futuras en función del máximo aprovechamiento de materiales, y que posibilite también un método de montaje eficiente, rápido, y seguro para el personal en obra.

5 CONCLUSION

Como conclusión de este informe, podemos destacar en primera instancia lo importante que significa aprender a trabajar en equipo, en particular para las tareas de diseño y cálculo estructural en proyectos que demandan una gran cantidad de detalles y que su complejidad necesita la observancia y revisión permanente por parte de los profesionales que realizan estas tareas.

Con la práctica profesional asistida, se afianzan e integran los conceptos vistos en la carrera, más el aprendizaje incorporado por el ejercicio de la profesión, construyendo criterios y experiencia en lo que respecta a la resolución técnica y logística de los problemas que se enfrentan en este rubro de la ingeniería.

De la obra en particular, para su diseño y cálculo, cabe destacar lo restrictiva que es arquitectura, las disponibilidades de materiales en el mercado, o la seguridad en obra, que para dar soluciones técnicas al montaje de la misma, obligaron a modificar lo planteado en primera instancia, como por ejemplo: Espacios que no pueden ser invadidos por la estructura (que de esta manera queda limitada la solución más eficiente), teniendo que aplicar todos los recursos posibles para terminar desarrollando una solución técnicamente factible (como el caso de las vigas metálicas donde se recurrió a una estructura cercana, que no estaba pensada para el sostenimiento lateral de los cerramientos y así crear un sistema adecuado para a las solicitaciones por parte del viento). Otras de las restricciones que marcaron al diseño de la estructura, fue la no disponibilidad en el mercado de galvanizar piezas de longitud mayor a dos metros (lo que afecto el diseño en las pasarelas reforzadas, teniendo que utilizar una subestructura sin galvanizar, ya que era imposible minimizar las deformaciones de la viga de contraviento con módulos de dos metros por la gran cantidad de bulones que estas requerían). En cuanto a dar seguridad en obra, para el planteo de la estructura (en su mayoría el diseño de uniones), se cambiaron en numerosas oportunidades en pos de mejorar las técnicas de montaje, para convertirlas en tareas sencillas que pueda realizar el personal de la obra (como las uniones de los montantes y diagonales que fueron cambiando de ser soldadas a uniones abulonadas, para pasar de requerir personal capacitado y una serie de cuidados en lo que respecta a la seguridad de trabajos con soldaduras, a tareas que pueda realizar cualquier trabajador de la obra con una breve instrucción y con mínimos elementos de seguridad).

La posibilidad de combinar el trabajo en escritorio con las visitas a obra, da una noción más amplia de la calidad final de los trabajos, y ayuda a tener en cuenta siempre que lo que se piensa en gabinete debe ser no sólo técnica y económicamente eficiente, sino también realizable con sencillez en obra para evitar errores y complicaciones.

BIBLIOGRAFÍA

CARLOS LARSSON (2008) *“Apunte de Hormigón Armado y Pretensado”*

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”*

CIRSOC 201 (2005) *“Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón”*

CIRSOC 301 (2005) *“Reglamento Argentino de Estructuras de Acero”*

FRITZ LEONHARDT (Tomo II) *“Casos del dimensionado de estructuras de H^oA^o”*

