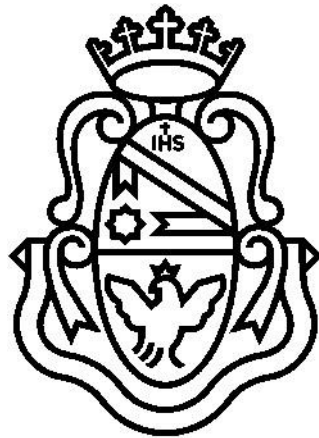


EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UNA CONSTRUCCIÓN EXISTENTE PARA SER UTILIZADA COMO PARTE DEL NUEVO “INSTITUTO CONJUNTO DE CONDUCCIÓN ESTRATÉGICA”

Ministerio de Seguridad de la Nación



Universidad Nacional de Córdoba

INFORME FINAL

Setiembre de
2018

Elaborado por:

Centro de Vinculación de la Secretaría de Extensión y
Fernando Luis Carrasquera como Práctica Supervisada
para la Graduación como Ingeniero Civil

1	Introducción	3
2	Objetivos	4
	2.1 <i>Objetivos específicos</i>	4
	2.2 <i>Alcances</i>	5
3	Descripción de la estructura	5
	3.1 <i>Descripción geométrica de la estructura</i>	5
	3.2 <i>Descripción del esquema de funcionamiento estructural</i>	9
4	Documentación disponible para este estudio	10
5	Relevamiento de detalle	11
	5.1 <i>Inspección ocular</i>	11
	5.1.1 <i>Descripción</i>	11
	5.1.2 <i>Resultados obtenidos</i>	11
	5.2 <i>Extracción y ensayo de testigos de acero</i>	17
	5.2.1 <i>Descripción</i>	17
	5.2.2 <i>Resultados obtenidos</i>	17
	5.3 <i>Investigación de armaduras dispuestas en vigas y columnas</i>	18
	5.4 <i>Ensayos de carbonatación</i>	18
	5.4.1 <i>Descripción</i>	18
	5.4.2 <i>Resultados obtenidos</i>	19
	5.5 <i>Ensayos de ultrasonido</i>	19
	5.5.1 <i>Descripción</i>	19
	5.5.2 <i>Resultados obtenidos</i>	20
	5.6 <i>Petromineralogía</i>	21
	5.6.1 <i>Descripción</i>	21
	5.6.2 <i>Resultados obtenidos</i>	22
6	Análisis de la estructura reforzada	23
	6.1 <i>Comportamiento general</i>	23
	6.2 <i>Parámetros de cálculo del edificio futuro</i>	24
	6.2.1 <i>Superestructura</i>	25
	6.2.2 <i>Infraestructura</i>	25
7	Recomendaciones y propuesta de reparación y refuerzo de elementos estructurales	26
8	Resumen y conclusiones	30
9	Memoria de cálculo estructural	33
	9.1 <i>Premisas de para el cálculo</i>	33
	9.2 <i>Cálculo del efecto del viento</i>	33
	9.3 <i>Cargas producidas por el viento</i>	36
	9.4 <i>Cargas máxicas</i>	38
	9.5 <i>Combinaciones de cargas Cirsoc</i>	39
	9.6 <i>Análisis de resultados de la aplicación del SAP 2000</i>	43
10	Conclusiones	51
	<i>Anexo I: Planos de relevamiento geométrico e inspección ocular del estado de la estructura.</i>	
	<i>Anexo II: Resumen Reglamento_CIRSOC_INPRES 2005</i>	
	<i>Anexo III: Resultados de pantalla de SAP 2000</i>	

1 Introducción

El Ministerio de Seguridad de la Nación, a través de las distintas Secretarías que lo componen, ha desarrollado un plan de formación de los agentes de seguridad federales que incluye la construcción de un centro de formación moderno que cuente con el equipamiento y la tecnología apropiada para ofrecer capacitación y actualización del personal de esas fuerzas de todo el país.

A estos efectos se ha planteado la posibilidad de aprovechar un polo educativo que se está desarrollando en el partido de Lanús, en la zona sur del Gran Buenos Aires. En ese sector, el Municipio de Lanús está construyendo institutos educativos y el Ministerio dispone de una construcción existente que podría aprovecharse para erigir el centro de formación y capacitación señalado anteriormente, que se ha designado como “Instituto Conjunto de Conducción Estratégica” (ICCE).



La construcción existente consiste en un viejo galpón, del cual no se disponen antecedentes relevantes al momento del desarrollo del presente documento, que fuera propiedad de la Dirección General de Fabricaciones Militares. De acuerdo a una visita preliminar llevada a cabo al sitio para la elaboración de este estudio, se observó que el inmueble podría haber estado destinado a un proceso productivo, aunque se desconoce la función que habría cumplido, el tiempo que se mantuvo en servicio y cuándo fue abandonado.

La edificación se encuentra actualmente en un muy mal estado de conservación. Testimonios recogidos durante la visita indican que ha sido objeto de actos vandálicos, conducentes a extraer material de la estructura que, en un sector del galpón, provocó el derrumbe del techo y una seria afectación en las columnas. Esto se constató a través de las observaciones realizadas, al detectar sectores demolidos, varillas de refuerzo intencionalmente cortadas y vestigios de fogatas en diversos puntos de la construcción, entre otros aspectos (sin embargo, el análisis realizado en este estudio indica que el deterioro de elementos estructurales podría haber conducido al colapso del techo, independientemente de los actos vandálicos que podrían haber ocurrido). A esta situación se agrega el estado de abandono de varios años que ha agravado las patologías de la estructura.

Tal como se mencionó, el Ministerio planea reparar, reforzar, modificar, y reutilizar este inmueble para construir el ICCE, aprovechándolo como estructura de base. El diseño de este Instituto está a cargo de la Facultad de Arquitectura Diseño y Urbanismo (FADU) de la Universidad de Buenos Aires (UBA), tarea que se desarrolla en el marco de un convenio específico de colaboración entre esa institución y el Ministerio de Seguridad.

La situación descrita motivó a las autoridades de la Subsecretaría de Planeamiento y

Formación solicitar un estudio técnico para evaluar si es posible reparar y utilizar el edificio existente como parte de la nueva construcción que se proyecta hacer. Es por ello que se desarrolló el estudio que se describe en este informe de manera detallada, a través de una serie de tareas y actividades tendientes a aportar información para formular conclusiones que asistan la toma de decisiones de las autoridades pertinentes en el marco de la problemática planteada.

Surge claramente de la inspección preliminar realizada que la construcción, en su estado actual, requiere de una intervención relativamente importante para restituir la capacidad portante original de la estructura. Sin embargo, se considera necesario evaluar si, aun reparando y restituyendo las capacidades resistentes de los elementos estructurales, la estructura es apta para alojar en su interior la construcción del ICCE.

Para la elaboración de este informe se realizó una inspección preliminar al sitio durante la cual se realizó un relevamiento ocular inicial para tomar contacto con la problemática y dimensionar la magnitud de las tareas, estimar su duración y complejidad, y evaluar la extensión de las actividades a realizar. Luego se llevó a cabo una campaña de relevamiento de detalle. En esta segunda inspección se hizo un levantamiento de todas las afectaciones de la estructura, indicando su tipo, extensión, magnitud, y asignándole una tipología, para luego elaborar planos de relevamiento que acompañan el presente documento. Además, en esta campaña se ejecutaron ensayos no destructivos, cuyo objeto fue obtener información básica de los materiales que constituyen la estructura para ser utilizados durante la evaluación teórica de la misma. Todas estas actividades se desarrollan en detalle en este informe.

2 Objetivos

El objetivo principal del estudio es realizar una evaluación de la capacidad portante de la estructura existente y formular acciones de reparación y refuerzo que pudieran ser necesarias para asegurar su estabilidad y resistencia, teniendo en cuenta que formará parte de una nueva construcción, con fines de formación profesional de las fuerzas de seguridad, y a nivel de anteproyecto preliminar para guiar la solución arquitectónica de la modificación del edificio.

En este sentido se tendrá en cuenta que la nueva construcción se desarrollará dentro del perímetro del galpón existente, por lo que la demanda estructural de la misma estará acotada al involucramiento que las vigas y columnas tengan en la estructura resultante (por ejemplo, soporte de fachadas o de entrepisos).

2.1 Objetivos específicos

Se plantean, además, los siguientes objetivos específicos:

1. Realizar el relevamiento de las estructuras a estudiar, registrando defectos, roturas, e indicios de problemas estructurales lo que permitirá realizar un estudio detallado del comportamiento esperable de las estructuras.

2. Estudiar y caracterizar la calidad del hormigón y acero por medio de ensayos no destructivos. Aquí se considera la extracción de probetas de acero para ejecutar ensayos de rotura y determinar su resistencia y comportamiento mecánico. Para caracterizar el hormigón se realizarán ensayos de ultrasonido, carbonatación in-situ y petromineralogía de muestras de hormigón.

3. Realizar una evaluación de la capacidad portante de la estructura principal y obtener valores de esfuerzos que, con adecuado nivel de seguridad, puedan asignarse a la misma para que sean tenidos en cuenta en el proyecto arquitectónico del nuevo edificio a construir. Esto permitirá definir el involucramiento que podrá darse a la estructura existente en la nueva edificación y condicionará la nueva arquitectura a través de la introducción de un número mínimo de nuevas columnas y vigas.

4. Realizar una propuesta de reparación y refuerzo de la estructura existente, indicando metodología de ejecución, a nivel de anteproyecto o versión preliminar que será definida y ajustada en fase de proyecto ejecutivo.

5. Elaborar informe técnico de las tareas realizadas, detallando resultados, procedimientos, conclusiones y recomendaciones.

2.2 Alcances

El alcance del presente estudio se resume en los siguientes puntos:

1. Evaluar si la estructura actual puede reutilizarse y en qué condiciones y cuáles serían las a tener en cuenta para fijar algunos criterios generales de diseño arquitectónico.

2. Elaborar planos de relevamiento de detalle de la estructura en su estado actual, para facilitar las tareas de reparación futuras, de acuerdo a los resultados de este estudio.

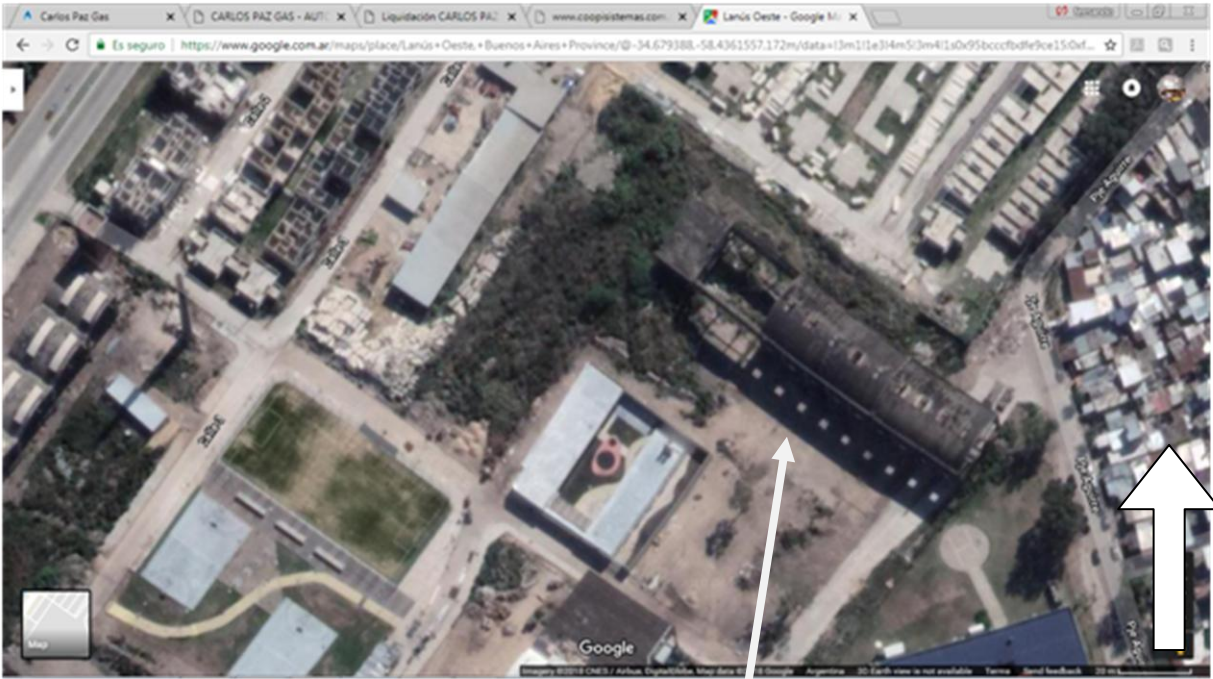
3. Elaborar una propuesta de reparación y refuerzo para que la estructura alcance niveles mínimos de seguridad, en relación con su destino futuro, a nivel de anteproyecto o preliminar. Los refuerzos propuestos no tienen carácter definitivo ya que no se conoce, al momento de la ejecución de este estudio la solución arquitectónica del nuevo edificio. Es por ello que la propuesta de refuerzo está orientada a dimensionar aproximadamente las tareas de refuerzo que deberán ser proyectadas adecuadamente en la fase final del estudio arquitectónico que se está desarrollando.

3 Descripción de la estructura

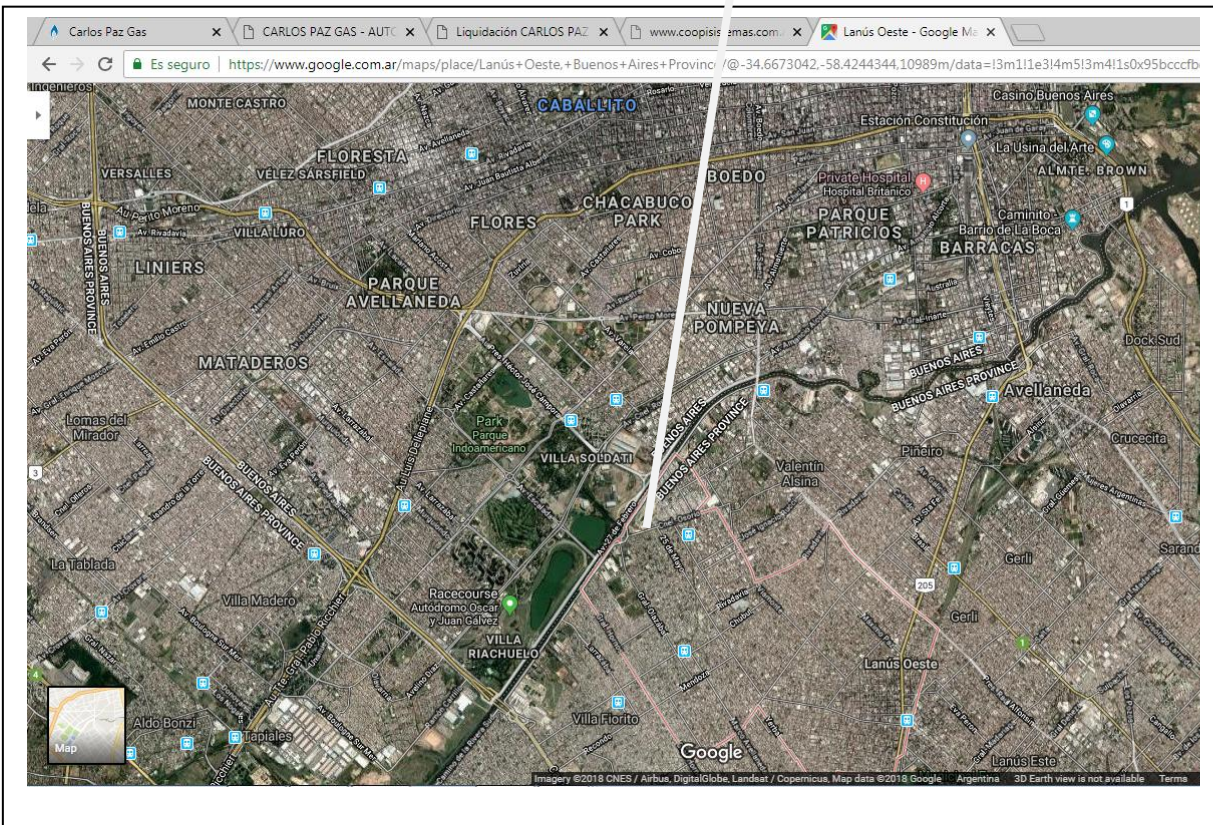
3.1 Descripción geométrica de la estructura

La estructura del edificio que constituye el objeto principal de este estudio consiste en una serie de pórticos de hormigón armado coronados por una cubierta abovedada con tensores inferiores. Las dimensiones generales son 102.85 m de largo y 19.10 m de ancho, y tiene 15.35 m de altura, aproximadamente. Existen quince pórticos, típicos, como los que se ilustran en la Figura 3, numerados para este estudio desde el 1 hasta el 15, como se puede observar en los Planos de Relevamiento Geométrico 01 y 02 que se adjuntan en este informe.

Sobre el extremo oeste de la edificación existe una construcción de dos niveles, con columnas de menor porte que las columnas de los pórticos principales, las de hormigón armado y vigas intermedias. Una ilustración de los pórticos extremos, en dos niveles, se puede apreciar en la Figura 4.



Norte



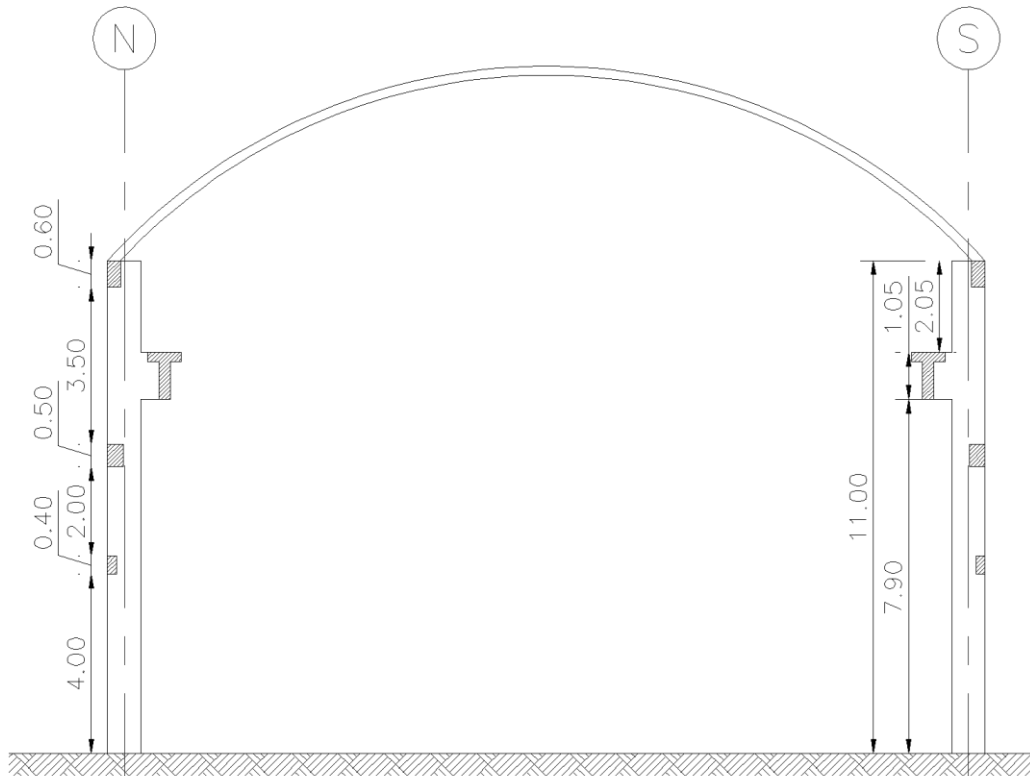


Figura 3. Pórtico típico de la estructura (ejes 1 a 15).

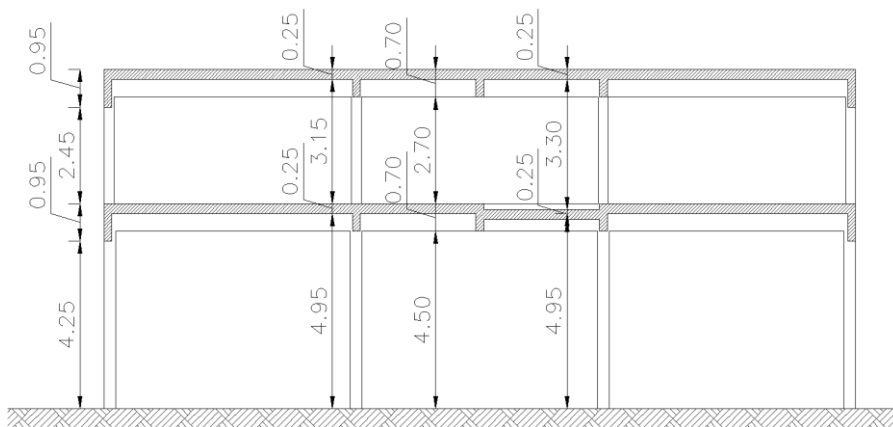


Figura 4. Pórticos en el extremo oeste de la construcción (pórticos 16 y 17).

El techo está formado por ladrillos huecos vinculados entre sí por nervios de hormigón colado in-situ, tal como se puede apreciar en la Figura 5. Se observa, en la cara inferior del techo, un cielorraso de mortero cementicio que se encuentra descascarado en vastos sectores, lo que permite apreciar la armadura de los nervios del techo. Sobre los ladrillos existe una carpeta de compresión de unos 4 cm de espesor lo que configura, junto con la geometría, una bóveda.

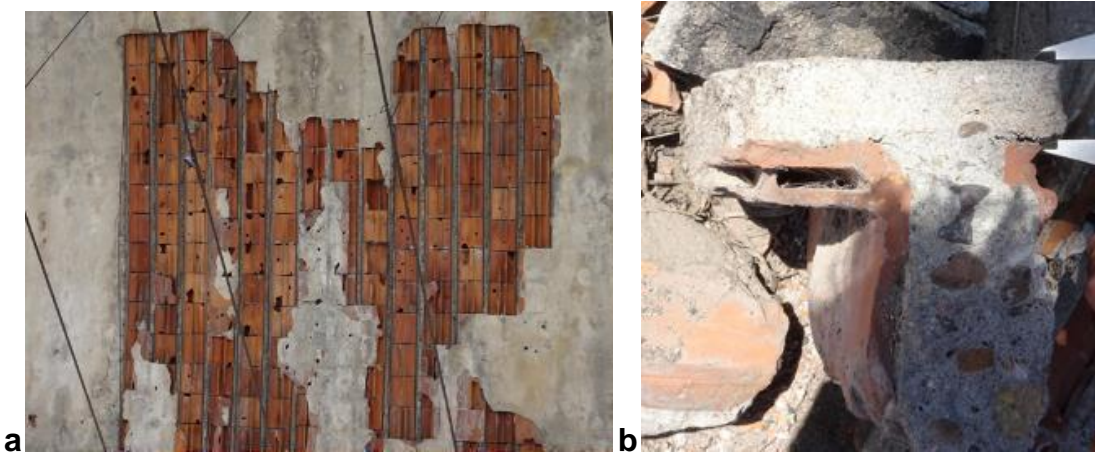


Figura 5. Ilustración de la estructura del techo de la construcción. (a) Vista inferior del techo donde se observan los nervios de mortero, y (b) Vista de un nervio del sector derrumbado del techo.

El techo arranca desde vigas longitudinales que vinculan los pórticos principales que, a su vez, se utilizan como anclaje de los tensores del techo que equilibran sus empujes horizontales, originados como consecuencia de la geometría abovedada. Se observa, además, la presencia de aberturas en el techo, que cuentan con parapetos que permitían la entrada de aire y luz pero que en la actualidad se encuentran derrumbados prácticamente en su totalidad.

Se observaron dos juntas de dilatación a lo largo de los pórticos 1 a 15. La primera de ellas, entre los pórticos 5 y 6 y la segunda entre pórticos 11 y 12. La interrupción de la superestructura en estas juntas es total (involucra columnas, vigas, y techo). La separación longitudinal entre pórticos es de 7.50 m, aunque se observaron separaciones algo menores, de 7.29 m en algunos sectores. La luz de los pórticos principales es de 18.85 m, medidos entre ejes de columnas.

Las secciones transversales de las columnas de los pórticos 1 a 15 son de 40 cm de ancho por 75 cm de altura (estas dimensiones se adoptaron luego del relevamiento de diversos elementos cuyas medidas oscilaron entre 40 cm y 45 cm de ancho y entre 75 cm y 77 cm de altura) y están vinculadas entre sí, en la dirección longitudinal del edificio, mediante tres vigas rectangulares de hormigón armado. La primera de ellas, ubicada a 4.20 m del piso, es de 20 cm de base por 40 cm de altura y su función principal habría sido la de soportar muros de mampostería, de acuerdo a vestigios de muros observados durante el relevamiento. La segunda línea de vigas longitudinales se encuentra a 6.65 m desde el nivel del piso y está constituida por elementos de 35 cm de ancho por 50 cm de altura. Por encima de estas vigas se observó, en ambos laterales, una viga de puente grúa a lo largo de toda la construcción y que presenta una sección “T”, con una altura de 1.05 m. Esta viga se vincula a las columnas, de manera rígida, a través de una ménsula que se extiende unos 50 cm desde la cara de las columnas hacia el interior del galpón. Finalmente 1.75 m por encima de la viga de puente grúa se ubica la viga que recibe el techo (y los tensores), cuya sección es de 30 cm de base por 60 cm de altura.

El sector del extremo oeste está formado por dos pórticos separados 6.25 m entre sí y entre el último pórtico principal. A su vez, la planta cuenta con pórticos longitudinales, separados 6.28 m. La altura de la planta baja de este sector es de 4.95 m y la del primer piso de 3.15 m, aproximadamente. Las losas son macizas, de hormigón armado en dos

direcciones, y tienen un espesor de 12.5 cm. En un sector se observa una losa rebajada que, posiblemente, haya alojado baños. Las columnas centrales de esta zona de la construcción son de 30 cm por 30 cm y las esquineras de 25 cm por 25 cm. Sobre un costado se observa un hueco para acceder al primer piso y vestigios de la escalera, actualmente derrumbada.

En el perímetro de la zona de oficinas se observan vestigios de muros de mampostería y, en la planta alta, de muros divisorios de ambientes, también de mampostería maciza.

Todas las medidas de los elementos principales indicadas en los párrafos anteriores son aproximadas, ya que se observaron variaciones en los distintos elementos relevados. Se observó falta de uniformidad en la geometría general como consecuencia del método constructivo y época de construcción, que se estima, de acuerdo a las características generales de la construcción y sus materiales, en la década del 40.

Las fundaciones del edificio no se encontraban accesibles a la inspección visual ni se contó con antecedentes que arrojaran información al respecto.

3.2 Descripción del esquema de funcionamiento estructural

Los pórticos principales están constituidos por columnas empotradas en su base y libres de giro, en el plano del pórtico, en su extremo superior. De esta manera, el mecanismo resistente principal del pórtico es compresión axial de las columnas, para conducir el peso y sobrecarga del techo a las fundaciones, y de flexión y corte para transmitir las fuerzas horizontales hacia las fundaciones. Esto implica que las fundaciones de las columnas fueron diseñadas para empotrarlas, habida cuenta de la existencia de cerramientos laterales que ofrecerían resistencia al viento y la presencia de un puente grúa que provocaría fuerzas horizontales, en sentido longitudinal y en sentido transversal, que habrían originado momentos de vuelco en la base de las columnas.

En el sentido longitudinal, los pórticos se encuentran vinculados por las cuatro vigas descritas anteriormente. De ellas, la más importante es la viga de puente grúa ya que presenta un porte significativo y una vinculación rígida a las ménsulas de las columnas. La viga longitudinal inferior presenta una rigidez significativamente inferior a las de las columnas, por lo que su aporte como elemento de vinculación se desprecia. Por el contrario, los dos niveles superiores de vigas longitudinales permitirían una distribución de esfuerzos entre pórticos.

El techo, como se indicó oportunamente, es una bóveda auto equilibrada con los tensores que sólo transmite esfuerzos verticales a las columnas. El espesor del techo y su tipología hace que no sea capaz de resistir esfuerzos de flexión importantes, por lo que los tensores del cordón inferior son elementos principales e indispensables para la estabilidad del conjunto (si bien existen esfuerzos de flexión en el techo, se consideran secundarios, ya que son un orden de magnitud inferiores a los esfuerzos principales de compresión). De acuerdo a esta descripción, las columnas configuran un esquema estáticamente determinado por lo que no existe redundancia estructural. Esto se confirma al observar la parte derrumbada de la estructura, tal como se describe más adelante en este informe.

En la Figura 6 se ilustra el esquema estructural identificado y descrito en los párrafos precedentes, para los pórticos principales.

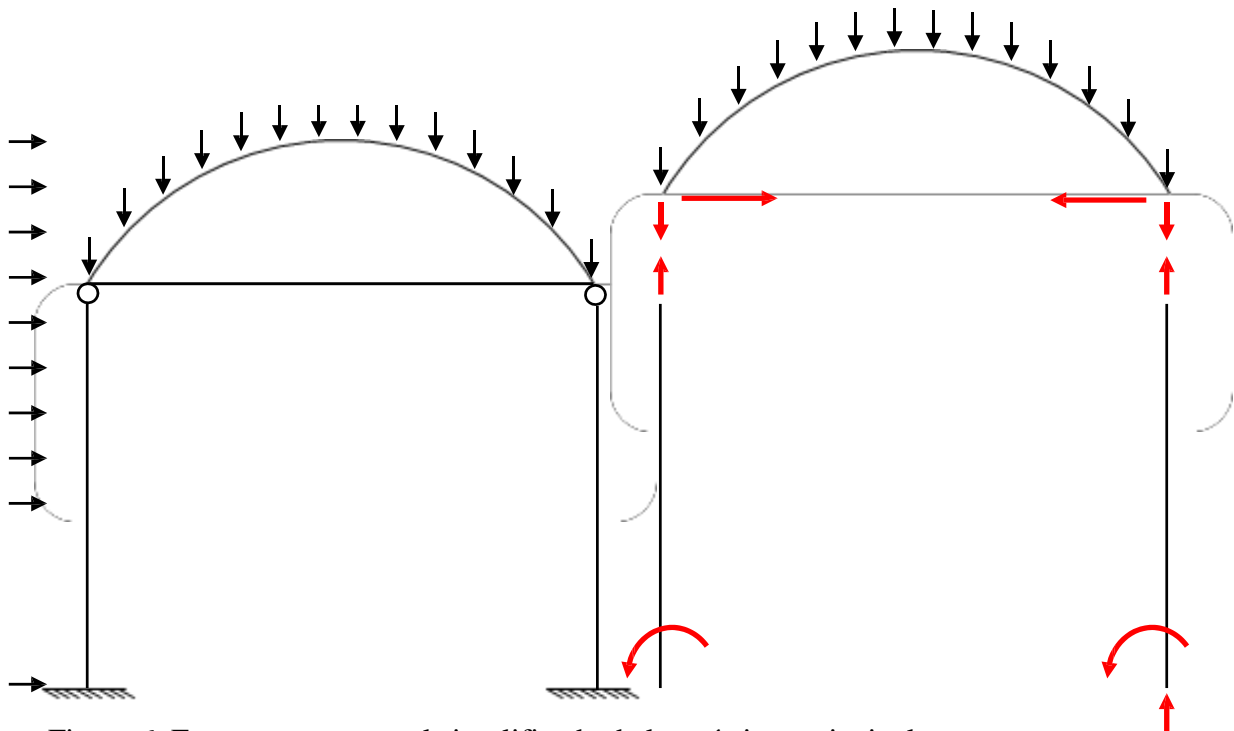


Figura 6. Esquema estructural simplificado de los pórticos principales.

La zona extrema de oficinas, por su parte, es una estructura aporticada en dos direcciones, con nudos rígidos y diafragmas horizontales que pueden considerarse “infinitamente rígidos” en su plano, distribuyendo las cargas horizontales en todos los elementos verticales de manera aproximadamente uniforme. Las losas descargan en las columnas a través de mecanismos de flexión y corte en las vigas.

Cabe destacar que, en la actualidad, el edificio se encuentra completamente abierto, en sus cuatro costados, por lo que las cargas horizontales que lo solicitan son de muy baja intensidad.

La remodelación de la estructura modificará esta situación a través de la incorporación de cerramientos, por lo que la propuesta de reparación y refuerzo que se ofrece más adelante en este informe toma en cuenta esta situación para otorgar redundancia estructural a la construcción existente y elevar sus márgenes de seguridad. Esto, además, permitirá reducir la exigencia de que las fundaciones de las columnas representen empotramientos, ya que las fuerzas horizontales podrían equilibrarse mediante momentos en nudos rígidos, lo que aumentará la capacidad de carga disponible de las fundaciones para resistir cargas verticales de la construcción remodelada.

4 Documentación disponible para este estudio

Para este estudio no se contó con antecedentes técnicos de la construcción estudiada. Se conoce que el edificio perteneció a la Dirección General de Fabricaciones Militares y que fue cedido al Ministerio de Seguridad de la Nación, pero no se hallaron planos, memorias, o documentos con información específica de la estructura ni del proceso productivo o funcional que habría tenido lugar en la construcción. Tampoco de los motivos del abandono ni del estado de la construcción en el momento de la cesión del

inmueble o de la interrupción de su uso (ni las causas que llevaron a su desmantelamiento).

5 Relevamiento de detalle

En este apartado se presenta el relevamiento de detalle realizado en el edificio. Esta actividad consiste en la inspección ocular de las construcciones y la ejecución de los ensayos no destructivos orientados a obtener información básica que permitió elaborar los modelos numéricos de análisis y verificaciones seccionales cuyos resultados se presentan más adelante en este informe.

A continuación, se describen las actividades llevadas a cabo durante el relevamiento y en el siguiente apartado se resumen los resultados obtenidos en cada una de ellas.

5.1 Inspección ocular

5.1.1 Descripción

La primera actividad del relevamiento detallado es una inspección ocular minuciosa de la estructura. Uno de los objetivos de la inspección ocular, que luego se completa con el análisis estructural (ver apartado 6) es identificar los mecanismos resistentes principales y secundarios de la construcción, lo que permite luego evaluar las causas que explicarían las afectaciones o patologías que se releven y, finalmente, formular las medidas de mitigación o remediación pertinentes.

La inspección ocular, a su vez, se divide en dos partes. La primera, tendiente a registrar la geometría general de la estructura, sus dimensiones globales y las medidas de sus elementos estructurales principales. El levantamiento geométrico se llevó a cabo con distanciómetro láser, cinta métrica, binoculares y cámaras fotográficas.

La segunda parte, se dedicó a registrar el estado de estos elementos, con el objeto de conocer todas las afectaciones de la estructura que pudiera indicar alguna patología estructural o que pudiera deberse a un defecto de los materiales, del comportamiento de la construcción en su conjunto o proveniente de vicios constructivos.

Durante la inspección del estado de la estructura se buscó la presencia de problemas o evidencias de problemas estructurales tales como fisuras, grietas, reventones de recubrimiento, exposición de armaduras, corrosión de armaduras, pérdida de sección de hormigón o de acero, roturas, deformaciones o desplazamientos de elementos estructurales, presencia de manchas o exudaciones en el hormigón, asentamientos diferenciales y otros indicios de un mal funcionamiento estructural, ya sea local o del conjunto.

5.1.2 Resultados obtenidos

La información recabada durante la inspección se asentó en planillas de relevamiento que dieron origen a los planos de relevamiento de la geometría de la estructura y de su estado. (Anexo I)

A través de los siguientes puntos se ofrece un resumen del relevamiento ocular del estado de conservación actual de la estructura que se encuentra documentado en detalle en el anexo señalado.

En relación a la estructura resistente principal del galpón:

- El estado de conservación general de la estructura es malo. Se observan roturas, grietas, fisuras, deformaciones, pérdida de sección de acero y de hormigón en elementos principales, rotura de elementos de mampostería de la estructura del techo, armaduras expuestas, algunas con oxidación superficial y otras con corrosión y pérdida de sección resistente, reventones de recubrimiento y roturas de vigas.
- En términos generales, se advierte una regular calidad constructiva. Esto se advierte en las juntas constructivas en el nivel superior de las columnas, recubrimiento variable a lo largo de los distintos elementos, exposición de armaduras (especialmente de corte) debido a insuficiente recubrimiento, imperfecciones geométricas en columnas y vigas como consecuencia de movimientos en los encofrados, y dimensiones variables de los elementos principales a lo largo del edificio y de las luces entre pórticos principales. Algunas situaciones defectuosas se ilustran en la Figura.

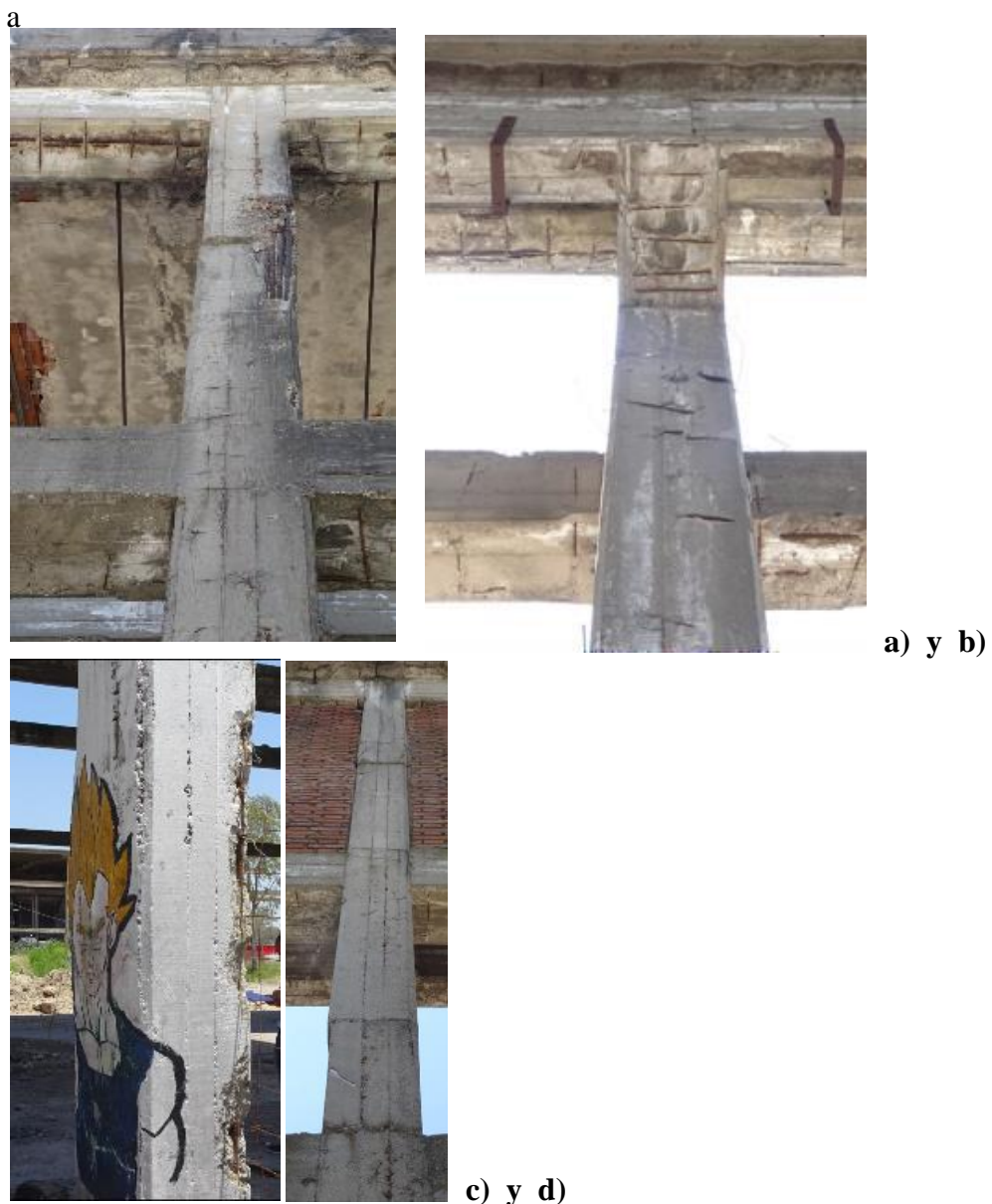


Figura 7. Defectos de llenado, falta de verticalidad de extremo superior de la

columna y junta constructiva, (b) Escaso recubrimiento, (c) Defecto geométrico por movimiento de encofrado, y (d) Mal alineamiento de distintos tramos de hormigonado y malas juntas constructivas.

- Las armaduras expuestas presentan diversos grados de oxidación. En algunos casos, es sólo superficial, mientras que en otros se registra pérdida de sección resistente. A modo de ilustración se ofrece en la Figura 8, en donde puede observarse que, debido a una mala ejecución de junta constructiva en donde no se proveyó de suficiente y adecuado recubrimiento a las armaduras, se han corroído las barras principales y el consecuente aumento de volumen ha provocado reventones y fisuras verticales que amenazan con agravar la situación.



Figura 8. Corrosión de armaduras principales con pérdida de sección resistente

- Prácticamente todos los elementos de hormigón presentan algún tipo de patología como armadura expuesta oxidada o fisuras.
- Los tensores dispuestos en el coronamiento de las columnas principales se encuentran en mal estado de funcionamiento. Se observa incipiente oxidación superficial y deformaciones que indican que no se encuentran desempeñando la función asignada. En varios puntos los tensores se encuentran cortados y en otros se observa falta de conexión con elementos verticales que penden del techo y que cumplen la función de mantener la geometría horizontal del tensor.
- La viga de coronamiento de las columnas que sirve de punto de anclaje a los tensores presenta armaduras expuestas y oxidadas, con pérdida de sección resistente de acero.
- Las bases de numerosas columnas han sido sometidas a elevadas temperaturas por encendido de fogatas y quema de basura. Esto ha provocado reventones en el hormigón

y, por consiguiente, exposición de armaduras, lo que ha favorecido el proceso de deterioro por oxidación. Esto se ilustra en la Figura 9.



Figura 9

- Las columnas presentan fisuras verticales con espesores mayores a 0.3 mm en distintas alturas y en longitudes, en algunos casos, superiores a 2.0 m. Esto favorece el ingreso de humedad y la oxidación de las armaduras de refuerzo.
- Un elevado número de columnas presenta reventones de recubrimiento como consecuencia de un proceso corrosivo avanzado de las armaduras principales. Además, se detectó que el espesor de recubrimiento es variable en los elementos y oscila entre 2 cm y 7 cm, por lo que, en los casos de escaso recubrimiento, el aumento de volumen debido a oxidación de las armaduras provoca grandes reventones, que incrementa la exposición del acero y acelera el proceso de degradación.
- Las columnas principales del pórtico 15 (eje donde finaliza el galpón y comienza la zona de oficinas) se encuentran severamente dañadas como consecuencia del colapso del techo entre los ejes 12 y 15. Estas columnas resistieron el arrastre hacia afuera provocado por el colapso del techo al perder los tensores inferiores, gracias a su vinculación rígida con las vigas de entre piso y techo del sector de oficinas, y la presencia de la viga carrilera de puente grúa, la cual se encuentra unida a la viga de techo de ese sector mediante un nudo rígido. Esto llevó a que las columnas experimentaran esfuerzos de torsión severos que produjeron las grietas en diagonal.
- El techo entre los pórticos 12 a 15 presentan severos desplazamientos horizontales hacia afuera del galpón como consecuencia del colapso del techo. El desplome de las columnas del pórtico 12 es de unos 25 cm a 30 cm y la deformación es prácticamente simétrica en ambas columnas. Este desplazamiento se puede apreciar en la Figura 10.



Figura 10. Desplazamiento lateral hacia afuera de las columnas del pórtico 12.



Figura 11. Pérdida de sección de hormigón en la zona inferior de las columnas principales y armaduras intencionalmente cortadas.

- Las columnas de los pórticos 12 a 15 presentan severas afectaciones en la zona inferior: pérdida de sección de hormigón, armaduras cortadas intencionalmente, oxidación de armaduras con pérdida de sección resistente, reventones y pérdida de recubrimiento. Esta situación, junto con los desplazamientos señalados en el punto anterior indican que el estado de estos elementos es muy malo y debería considerarse su demolición . A modo ilustrativo, se muestra en la Figura 11 los defectos indicados en este punto.

- Se observaron dos vigas quebradas, una en fachada norte y otra en fachada sur. Este defecto podría deberse a impactos con algún tipo de maquinaria o equipo y o por choque de alguna porción del techo en su derrumbe, pero se descarta que la falla se pueda atribuir a una deficiencia estructural.





Figura 12. Vigas quebradas en fachadas norte y sur.

- En la zona inferior de algunas columnas se observaron hierros expuestos y pérdida de sección de hormigón severa, que reduce la sección nominal de la columna en, al menos, un 10 %. Como consecuencia de esto, se ha perdido el empalme entre los hierros que surgen de las fundaciones y las armaduras de las columnas por lo que su conexión actual con sus fundaciones es débil, amenazando la estabilidad global del conjunto debido al esquema estático del pórtico principal. Esta situación se ilustra en la Figura 13, en donde también se puede observar la exposición de armaduras señalada anteriormente.



Figura 13. Pérdida de sección de hormigón en la zona inferior de las columnas principales en coincidencia con empalmes de las armaduras de las fundaciones.

- La zona inferior de las columnas, como se puede apreciar en las imágenes anteriores, carecen de armadura de corte o se encuentra excesivamente separada (más de 30 cm). Además, los estribos detectados son de 6 mm de diámetro y vinculan armaduras longitudinales de gran diámetro (mayor a 25 mm).
- El techo presenta un descascaramiento generalizado del cielorraso. Además, se observa rotura de buena parte de los mampuestos que lo constituyen.
- Las armaduras de los nervios del techo se encuentran oxidados, en algunos casos con pérdida de sección resistente.
- Los parapetos de las lucernas del techo se encuentran parcialmente derrumbados.

En relación a la estructura resistente principal de la zona de oficinas:

- El hormigón presenta un mal estado de conservación general, con manchas de exudación y humedad en la cara inferior de las losas en sus dos niveles, armaduras expuestas y corroídas, y pérdida de recubrimiento.
- Dos losas del sector de oficinas presentan grietas significativas por las cuales se ha

filtrado el agua deteriorando el hormigón y sus armaduras. Esto ha provocado reventones en la cara inferior de las losas y corrosión de armaduras con pérdida de sección resistente.



Figura 14. Grietas, armaduras expuestas corroídas, filtraciones de agua y manchas en la cara inferior de las losas.



Figura 15. Armaduras con pérdida de sección resistente en la cara inferior de las vigas de entresuelo de las oficinas.

- La escalera de la zona de oficinas está completamente derrumbada.
- Las vigas de entresuelo de la zona de oficinas presentan armaduras expuestas con elevado grado de oxidación y pérdidas de sección resistente de hasta un 30%. Se observaron algunos estribos cortados como se ve en la Figura 15.

En relación a las fundaciones:

- Las fundaciones no se hallaron accesibles a la inspección ocular, pero las características generales de la construcción permiten suponer que se tratan de bases superficiales.
- No se observaron deformaciones, asentamientos u otros indicios que pudieran significar una falta de capacidad portante o mal funcionamiento de las fundaciones.
- Tal como se señaló anteriormente, se observa un claro deterioro de la conexión entre las armaduras que emergen de las bases y las de las columnas. Este aspecto es fundamental debido al esquema estático del edificio, descrito anteriormente en el apartado 3.2 de este documento.

5.2 Extracción y ensayo de testigos de acero

5.2.1 Descripción

Se extrajeron probetas de las varillas de refuerzo de acero de los principales elementos estructurales. Con el objeto de no debilitar vigas o columnas, se escogen zonas de mínimos esfuerzos o se extraen varillas en buen estado provenientes de varillas cortadas o expuestas.

La extracción se lleva a cabo con amoladora y se tomaron dos muestras de unos 50 cm de longitud aproximadamente.

5.2.2 Resultados obtenidos

Las varillas se ensayaron a tracción simple lo que permite conocer las propiedades resistentes del material. En el Anexo II se presenta el informe del Laboratorio del Departamento de Estructuras de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (F.C.E.F. y N.) de la UNC de los ensayos de las probetas de acero.

En ese Anexo se observa que la tensión de rotura de las barras de refuerzo fue de 4000 kg/cm² y una tensión de fluencia de 3051 kg/cm² en un caso y de 2856 kg/cm² en el otro. Estos valores se utilizaron en la evaluación estructural que se presenta más adelante en este informe.

5.3 Investigación de armaduras dispuestas en vigas y columnas

5.3.1 Descripción

Debido al avanzado grado de deterioro que se observó en gran parte de las estructuras que constituyen el objeto de este estudio las armaduras se encontraban accesibles a la inspección visual. En estos casos, se procedió a medir el diámetro de las barras con calibre y su separación con cinta.

En otros sectores, donde no se pudieron observar las armaduras a simple vista, se utilizó un detector de armaduras, o pachómetro, que permite estimar la cantidad y diámetro de las barras de refuerzo existente.

Las armaduras descubiertas, accesibles a la inspección visual, permitieron, además de medir su diámetro y separación en el elemento investigado, observar el estado de conservación del acero y la firmeza del recubrimiento.

5.3.2 Resultados obtenidos

Los resultados de este ensayo e inspección, practicados en distintos elementos del edificio, se presentan en las láminas de relevamiento que forman parte del Anexo I del presente documento. Allí se observan los puntos donde se realizó la verificación del espesor de recubrimiento y se representan las secciones transversales de los elementos estructurales principales con las armaduras de refuerzo adoptadas.

Las armaduras que se indican en los planos de relevamiento constituyen el límite inferior de todos los casos observados. Se encontró una importante variación de armaduras dispuestas en las columnas, tanto en el diámetro de las barras como en su cantidad. Es por ello que se adoptó para el estudio, conservadoramente, el caso de menor cuantía registrado.

5.4 Ensayos de carbonatación

5.4.1 Descripción

La carbonatación del hormigón es un parámetro de importancia por cuanto permite conocer la aptitud del concreto para proteger las armaduras frente a la corrosión. El ensayo con fenolftaleína permite extraer conclusiones junto con la estimación del espesor de recubrimiento, ya que se puede conocer qué porcentaje del recubrimiento ha perdido la propiedad de proteger las armaduras.

La carbonatación del concreto es una reacción química que ocurre entre el CO₂ de la

atmósfera y el hidróxido de calcio que contiene la pasta del hormigón. Esta reacción química reduce el PH del concreto a valores inferiores a 13 (valor del PH habitual para las piezas de hormigón convencional), lo que reduce la protección química que el concreto ejerce contra la corrosión de las armaduras. Este fenómeno hace que el acero sólo tenga la protección contra la corrosión que le brinda el recubrimiento, lo que podría reducir la vida útil del elemento, especialmente en ambientes agresivos con hormigones relativamente porosos. De este modo, se realiza el ensayo con fenolftaleína que permite conocer el frente de avance de la carbonatación. La fenolftaleína disuelta en alcohol reacciona en ambientes alcalinos tornándose de color violeta. De este modo se puede conocer la profundidad de carbonatación haciendo una perforación en el elemento de hormigón y rociándolo con la solución de fenolftaleína. La parte de la perforación que no se coloree de violeta estará carbonatada.

5.4.2 Resultados obtenidos

El procedimiento descrito se llevó a cabo en las columnas de hormigón del edificio y los resultados se indican en las láminas de relevamiento del Anexo I de este informe, acompañados con ilustraciones del ensayo. En todos los casos ensayados no se encontró carbonatación del hormigón, tal como lo atestiguan las fotografías que se ofrecen en el anexo, en las cuales se observa una clara coloración magenta en toda a perforación realizada, desde su extremo exterior y en profundidad, hasta donde permite ver la fotografía.

5.5 Ensayos de ultrasonido

5.5.1 Descripción

Este ensayo permite medir la velocidad de ondas ultrasónicas en un elemento de hormigón. Para ello se emplea un equipo diseñado especialmente para esta tarea que consta de un sensor que emite la onda y otro sensor que la recibe. El aparato registra el tiempo que tarda la onda en recorrer el espacio entre los sensores. Usando este tiempo y la geometría de la pieza que se estudia se calcula la velocidad de transmisión de la onda. Este valor es un dato importante para conocer la calidad del hormigón ya que la velocidad se encuentra estrechamente vinculada al módulo elástico del concreto, parámetro que se utiliza para el cálculo de deformaciones en piezas de concreto. Además, a través de este ensayo puede estimarse la resistencia de este material. Además de estimar la resistencia del hormigón en los puntos auscultados, la repetición de este ensayo a lo largo de los elementos a estudiar permite conocer la homogeneidad de la masa de concreto, lo que permitió elaborar conclusiones acerca de la calidad general de las piezas estudiadas. Esto se lleva a cabo comparando las velocidades que se registran en distintos puntos de los elementos.

Finalmente, el ensayo permite conocer la continuidad del elemento de hormigón en el punto auscultado, ya que la presencia de una fisura, oquedad u otra discontinuidad interrumpiría el tránsito de la onda desde el sensor emisor al receptor, impidiendo una lectura clara o definida. Esta situación también podría advertirse al registrar tiempos de tránsito excesivamente elevados, en comparación con casos similares, ya que la onda se transmitiría por un camino más largo, evitando la discontinuidad presente.

El módulo elástico, calculado usando el ensayo de ultrasonido, se obtiene de aplicar la siguiente expresión:

$$E_d = V_p^2 \cdot \rho (1+v) (1-2v) / (1-v)$$

En donde E_d es el módulo elástico dinámico, v el módulo de Poisson, ρ la densidad del hormigón y V_p es la velocidad de propagación de onda obtenida en la medición. Usando el módulo elástico, se estima la resistencia característica del hormigón usando la siguiente expresión:

$$E = 15100 \cdot (f_c)^{1/2}$$

Donde f_c se expresa en kg/cm^2 y E está expresado en las mismas unidades. La relación entre el módulo dinámico (E_d) y el módulo de elasticidad estático (E) es un valor que depende de diversos factores. En este trabajo se adoptó un valor igual a 0.90 de acuerdo a las velocidades registradas y a la calibración del aparato con estudios sobre materiales similares.

5.5.2 Resultados obtenidos

El ensayo de ultrasonido se llevó a cabo a lo largo de toda la estructura en las columnas principales de los pórticos. Los resultados se resumen en la Tabla 1, en donde se listan, para cada columna de los pórticos la lectura del equipo en μs , la distancia recorrida por la onda (espesor del elemento) y la velocidad resultante (cociente entre la segunda y tercera columna).

<i>Pórtico</i>	<i>Lectura</i>	<i>Espesor</i>	<i>Vp</i>
	<i>[s]</i>	<i>(cm)</i>	<i>(m/seg)</i>
P1	107.8	41,50	4042,00
P1	108.1	40,50	3934,00
P3	120.3	47,50	4146,00
P3	195.5	76,00	4082,00
P3	101.8	40,50	4177,00
P5-P6	Sin lectura	-	
P7	112.3	42,00	3927,00
P7	299.5	42,00	1472,00
P7	125.5	42,00	3514,00
P7	214.5	39,50	1934,00
P9	122.8	40,00	3420,00
P9	134.0	41,00	3213,00
P10	161.0	40,00	3471,00
P10	126.0	40,00	3750,00
P13	121.0	40,00	3043,00
P13	112.0		
P15	138.0		
P15	90.3	31,00	3605,00
P15	89.3	31,00	3645,00
P15	92.5	31,00	3519,00
P15	81.6	31,50	4053,00

P16	81.5	32,00	4123,00
P16	82.8	32,50	4121,00
P16	96.8	32,00	3471,00
P16	94.0	32,00	3574,00
P17	85.5	28,00	3439,00
P17	67.5	24,50	3811,00

Tabla 1. Resultados del ensayo de ultrasonido en columnas de hormigón.

Del análisis de la tabla anterior pueden establecerse las siguientes conclusiones:

- Existe cierta uniformidad en las velocidades de propagación de ondas en todos los elementos evaluados. La velocidad promedio fue de unos 3500 m/s con un extremo máximo de 4177 m/s y un extremo mínimo de 1473 m/s.
- El extremo mínimo luce excesivamente reducido si se lo compara con el valor promedio, al igual que la lectura inmediatamente superior a esta (1934 m/s). Ambos registros pertenecen a las columnas del pórtico 7. En ese pórtico se observan, además de estos valores extremos, dos valores cercanos al promedio. Estos resultados indican que podría haber alguna discontinuidad en el hormigón de las columnas, como consecuencia de fisuras internas que podrían explicarse, como se indica en el siguiente apartado registros pertenecen a las columnas del pórtico 7. En ese pórtico se observan, además de estos valores extremos, dos valores cercanos al promedio. Estos resultados indican que podría haber alguna discontinuidad en el hormigón de las columnas, como consecuencia de fisuras internas que podrían explicarse como se indica en el siguiente apartado.
- La conclusión anterior vale para los resultados de los pórticos P5 y P6, en donde no se pudo obtener lecturas confiables.
- En términos generales, descartando los valores extremos, el hormigón puede considerarse homogéneo en todas las columnas y con una calidad compatible que oscila entre un H25 y un H30.
- La presencia de fisuras verticales en las caras de las columnas afectó los resultados de las mediciones, que debieron hacerse en diversos puntos hasta alcanzar una lectura confiable. Esto indica que las fisuras tienen cierta profundidad y que el proceso de deterioro de la estructura avanzará si no se interviene en una reparación integral.

5.6 Petromineralogía

5.6.1 Descripción

El análisis petrográfico de una probeta del hormigón de las columnas se llevó a cabo con el objeto de conocer las características de los áridos que constituyen el concreto de las estructuras. Esto se lleva a cabo a través de un corte delgado en el material y la identificación de los minerales constituyentes. Este estudio permite conocer la presencia de áridos reactivos, presencia de fisuras internas que no pueden observarse a simple vista, y presencia de geles que podrían haberse formado como consecuencia de reacciones químicas durante el proceso de fraguado. Las conclusiones que se obtienen de este estudio contribuyen a la formulación de recomendaciones para la reparación y mantenimiento de la estructura y permite ajustar el entendimiento de las causas de algunas patologías halladas.

Para este estudio se extrajeron muestras del hormigón de una de las columnas más dañadas, que presenta pérdida de sección de hormigón, armaduras expuestas, fisuras verticales, y reventones de recubrimiento en distintos niveles. Debido a que este elemento se encontraba afectado por todas patologías observadas en todo el edificio de manera generalizada, el estudio del material de esta columna se considera representativo del material del resto de la construcción.

5.6.2 Resultados obtenidos

El estudio petromineralógico del hormigón arrojó como principal resultado la presencia de áridos potencialmente reactivos en la masa de hormigón, en cantidades muy superiores a las permitidas por las normas vigentes. El árido potencialmente reactivo hallado es la calcedonia cuya composición, frente a la humedad, puede provocar aumentos de volumen dentro de los elementos que no pueden controlarse, provocando fisuras y discontinuidades. Es probable que las fisuras apareciesen a una temprana edad del hormigón, ya que el agua de la masa de concreto podría desencadenar la reacción señalada. La existencia de estas fisuras, con el correr de los años, habría favorecido el ingreso de humedad a los elementos, provocando la corrosión de las armaduras, y reventones de recubrimiento que alimentarían un ciclo de deterioro creciente que ha llevado a la estructura a su condición actual.

Uno de los ejemplos más claros de las consecuencias de esta problemática se ilustra en la Figura 16, en donde se observa claramente la presencia de fisuras verticales en coincidencia con cada una de las barras de refuerzo principal de la columna, como consecuencia de un avanzado estado de corrosión. En numerosas columnas se observaron situaciones similares, a diferentes alturas y con fisuras de longitudes de hasta 2 m. El ancho de las fisuras es variable, pero en todos los casos mayor a 0.2 mm y en otros pueden considerarse grietas (mayor a 2 mm), lo que asegura que la humedad ambiente está afectando las armaduras existentes.



Figura 16. Fisuras verticales en la zona inferior de una columna



Figura 17. Fisura vertical de 1.0 m de longitud aproximadamente a mitad de altura en una columna.



Figura 18. Reventones de recubrimiento y progreso de las fisuras verticales.

La formación de las fisuras verticales a las que se hace referencia se ha visto favorecida por un escaso refuerzo de armadura transversal. Se observaron espaciamiento entre capas de estribo de más de 30 cm y la sección de los mismos es de

6 mm. Además, el paso del tiempo, junto con las demás patologías descritas anteriormente (reventones, falta de recubrimiento, etc.) han conducido a la pérdida de sección resistente de los estribos, profundizando la falta de armadura de corte original de las columnas.

En la Figura 18 se ilustra otro ejemplo de la misma patología que afecta toda la construcción.

En esa imagen se observan armaduras expuestas en toda la cara exterior de la columna, pero en mayor extensión en las esquinas. Además, se observa una fisura vertical que se extiende hacia arriba y hacia abajo, sobre la esquina de la izquierda, mostrando que el proceso de pérdida del recubrimiento irá progresando conforme vaya prosperando la corrosión de las armaduras.

La importante corrosión registrada durante el relevamiento en diversas columnas, junto con las numerosas fisuras verticales y reventones de recubrimiento en las esquinas de las columnas, ponen de manifiesto la conclusión anterior y motivan la recomendación de reparar todos estos elementos para detener el proceso de deterioro. Los testigos analizados fueron tomados de una de las columnas principales del pórtico, pero las patologías descritas en este apartado son generales en toda la estructura, por lo que la conclusión de este estudio petromineralógico es válido para toda la construcción y, por lo tanto, las recomendaciones de reparación se extenderán a todos los elementos estructurales.

Esto incluye el techo cuyos nervios resistentes, de acuerdo a las observaciones realizadas, fueron ejecutados con un hormigón similar al de las columnas, lo que podría explicar los reventones de cielorraso y corrosión de armaduras.

Estos resultados muestran que el deterioro de las columnas no se detendrá hasta tanto no se impida el ingreso de humedad que está favoreciendo la corrosión de las armaduras. Se destaca que en el informe de la petromineralogía se indica que el hormigón muestra exposición a un ambiente de elevada humedad, lo que justifica las conclusiones anteriores y ha colaborado a la rápida corrosión de armaduras de importante diámetro que se registraron en este estudio.

6 Análisis de la estructura reforzada

6.1 Comportamiento general

Los resultados del relevamiento desarrollados en el apartado 5 mostraron que, además de un mal estado de conservación generalizado, la estructura está constituida por un hormigón con áridos reactivos, lo que explica la presencia de fisuras verticales en columnas, grietas, roturas, y pérdida de sección de hormigón, con el consecuente deterioro de armaduras resistentes. Esta situación muestra la necesidad de reforzar la estructura, ya que no pueden asegurarse márgenes de seguridad confiables para los elementos existentes.

Es por ello que se plantean una serie de refuerzos en columnas y vigas de modo tal que se detenga el deterioro progresivo del material y se incremente la resistencia residente en la estructura.

En términos generales, el refuerzo consiste en recubrir las columnas mediante un sobre espesor de hormigón que contenga armaduras que se anclen en las fundaciones y, de esta manera, aislar el hormigón con áridos reactivos del medio y proveer acero de refuerzo nuevo en estos elementos. Las vigas de coronamiento, donde se anclan los

tensores, también deben reforzarse, debido a la importancia que tienen estos elementos y que las vigas existentes se encuentran deterioradas.

Además, se propone reforzar los tensores, incrementando su rigidez axial y otorgándoles un leve pretensado, para asegurar que trabajen para cargas permanentes. Estas acciones configuran la estructura reforzada y que se modeló para obtener los parámetros de diseño estructural que se recomienda como uno de los resultados principales de este estudio.

En la Figura 24 se ilustra el modelo numérico de la estructura reforzada. Como se verá, la geometría global de la estructura no cambia, aunque se incrementan las dimensiones de las columnas, vigas y tensores.

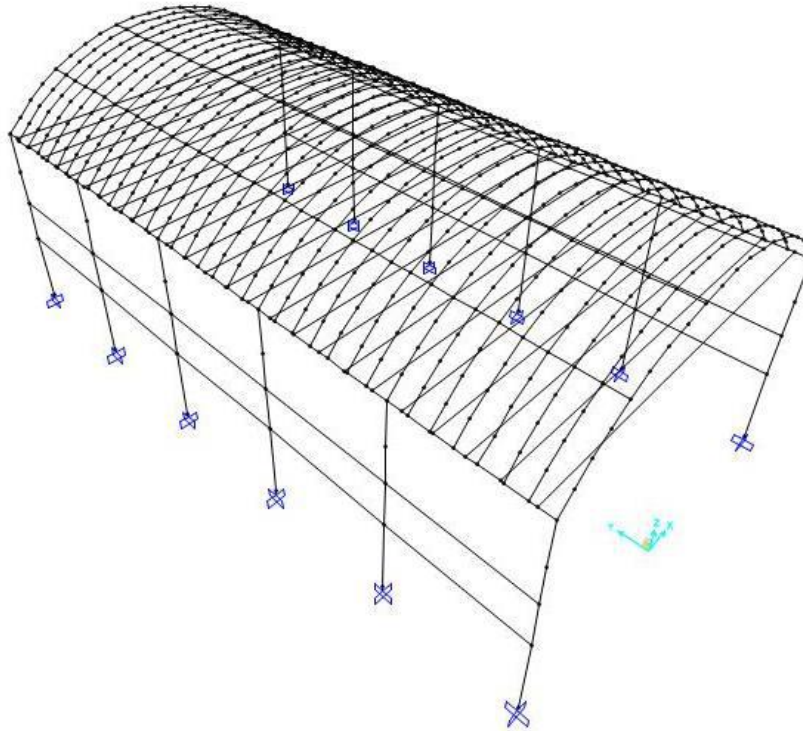


Figura 24. Ilustración de la estructura reforzada.

En el sentido longitudinal se restituyen los elementos que vinculan las columnas de los pórticos, ahora mediante vigas metálicas ancladas de modo de generar nudos rígidos aprovechando el refuerzo de las columnas principales.

Como parte de las obras de reparación y refuerzo se eliminará la junta de dilatación existente entre los ejes 5 y 6 en toda la altura de las columnas y se mantendrá en el techo. Por el contrario, se recomienda mantener la junta entre ejes 11 y 12, por lo que deberá respetarse en el proyecto del tramo a demoler, entre ejes 12 y 15.

El pórtico principal, compuesto actualmente por dos columnas, se completará con columnas nuevas, a ejecutarse como parte del nuevo edificio. A pesar de que, al momento de la elaboración de este informe, no se tiene el diseño arquitectónico definido, se presentan a continuación las principales hipótesis adoptadas para la determinación de los parámetros de cálculo estructural del nuevo edificio. Estas hipótesis incluyen calidad de los materiales, incorporación en planta de una cantidad mínima de columnas, vinculación de refuerzos a las estructuras existentes, y acciones de reparación de la construcción.

6.2 Parámetros de cálculo del edificio futuro

A continuación, se describe el procedimiento seguido y los criterios adoptados para el desarrollo de los parámetros de cálculo de la estructura resultante, luego de los refuerzos propuestos.

La comprobación seccional de las columnas para el nuevo edificio se hará a partir de los Ábacos de interacción correspondientes a las nuevas columnas principales de los pórticos propuestas así como el forro o refuerzo que se propone para las vigas V3. Esos diagramas permitirán modificar la arquitectura del nuevo edificio de modo tal que las demandas de resistencia no superen los límites allí previstos. Los criterios generales elaboración de esos diagramas son los siguientes:

- Calidad del hormigón del revestimiento: H25.
- Calidad del hacer de refuerzo: ADN 420.
- Calidad del tensor en el coronamiento de las columnas: Cordón de Acero Grado o barras de acero de alta resistencia tipo SAE 4140 o similar.
- El espesor de revestimiento: 0,12 m para columnas principales y 0,10 m para columnas del sector de oficinas.
- El revestimiento se extiende hasta la fundación y las armaduras se vinculan a la zapata o bloque de fundación mediante anclajes químicos para asegurar la transferencia de cargas.
- Las armaduras previstas para el revestimiento son las indicadas en los planos correspondientes.
- Se considera que la estructura será cerrada en el futuro con cerramientos de mampostería con fundaciones nuevas e independientes de la estructura actual.
- Las columnas nuevas tendrán una fundación nueva e independiente de toda estructura existente.
- Cantidad mínima de columnas nuevas a agregar en la planta, pretensión del tensor superior, áreas tributarias máximas de las columnas existentes, y otros aspectos señalados en los planos correspondientes.

6.2.1 Superestructura

La superestructura está constituida por las columnas, techo, tensor, y vigas. Las columnas serán reforzadas de acuerdo a los planos que se adjuntan, al igual que las vigas y el tensor superior. La cubierta será objeto de una reparación y readecuación integral y se conservará su capacidad resistente nominal.

El diseño arquitectónico deberá asegurar que los esfuerzos que se generen en estos elementos no superen los límites indicados.

El diseño de las columnas reforzadas debe tener en cuenta los esfuerzos máximos indicados por los diagramas de interacción correspondientes.

La viga de coronamiento que sirve de anclaje para el tensor del techo debe reforzarse de acuerdo a los planos adjuntos. Teniendo en cuenta las fuerzas previstas en el tensor, la capacidad flexional de estos elementos, a los efectos de equilibrar las fuerzas en la estructura en su conjunto, surge de su geometría definitiva y sus refuerzos.

Las losas de entepiso de la zona de oficinas deberán alojar nuevos pisos, carpetas de nivelación, mobiliario y carga de uso.

6.2.2 Infraestructura

Tal como se indicó anteriormente, las fundaciones de la estructura no se encontraban accesibles a la inspección visual, pero, de acuerdo con el esquema estático

de los pórticos, ubicación y edad de la construcción, se asume que son superficiales, materializadas mediante bloques o macizos de fundación que presentan suficiente rigidez para empotrar la base de las columnas. Debido a que el edificio funcionó adecuadamente durante varias décadas, se asume que el comportamiento de las fundaciones fue normal para cargas similares a las que estará sometida en el futuro. Esta conclusión se justifica en la ausencia de distorsiones o desplazamientos en columnas y vigas o fisuras atribuibles a asentamientos diferenciales de las fundaciones. Esto es válido para el galpón principal y para el sector de oficinas. En el caso del galpón principal, los pórticos son isostáticos, por lo que un asentamiento diferencial de las columnas no hubiera generado esfuerzos adicionales. Sin embargo, la presencia de un puente grúa de gran porte que recorría todo el largo de la construcción indica que las fundaciones poseen condiciones de rigidez suficientes para garantizar asentamientos reducidos y uniformes ya que estos elementos mecánicos suelen contar con restricciones rigurosas en ese sentido.

Esta situación motivo que la comprobación de las fundaciones se llevara a cabo de manera indirecta a través de un balance de las cargas que la estructura original imponía a las fundaciones y las cargas futuras previstas en la nueva configuración del edificio.

7 Recomendaciones y propuesta de reparación y refuerzo de elementos estructurales

Tal como se desprende de los análisis realizados y los resultados del relevamiento, existe una clara necesidad de reparar y reforzar la estructura debido a las patologías observadas en la construcción. En los siguientes puntos se enumeran todas las tareas que se consideran imprescindibles y que deberán atenderse antes o junto con la construcción del ICCE.

En relación a las columnas de los ejes 12 a 15 y del tímpano del eje 1:

El deterioro de las columnas principales de los ejes 12 a 15 es significativo y las deformaciones que tienen hace que no sea recomendable reparar y aprovechar estos elementos. Es por ello que se recomienda la demolición de estas columnas, y las vigas de hormigón que las vinculan y resolver este sector con construcción nueva. La misma recomendación cabe a las columnas secundarias que existen en el tímpano del eje 1 y sus vigas. Estos elementos presentan una muy baja capacidad de carga y un estado de conservación regular y tienen las deficiencias generales detalladas en este informe. Es por ello que se consideran elementos prescindibles y se recomienda su demolición en virtud de que la construcción de elementos nuevos, con fundaciones apropiadas, podrían aportar una colaboración importante a la estructura nueva, cuando se defina la arquitectura de la nueva construcción. Deberá tenerse especial precaución para la demolición de estos elementos ya que, de acuerdo a este estudio, estarían colaborando en el equilibrio de los empujes horizontales del techo entre ejes 1 y 2 debido a los tensores cortados en ese sector. Es por ello que antes de la intervención, deberá ejecutarse la reparación y refuerzo de los tensores.

En relación al techo:

El techo forma parte de la estructura resistente principal de la construcción, por lo que debe repararse y reforzarse íntegramente para mejorar su seguridad. A continuación, se detallan las recomendaciones de actuación sobre el techo, en el orden recomendado de ejecución.

- Se eliminarán los parapetos remanentes de las luceras del techo y se tratarán estas entradas de luz mediante elementos livianos que no afecten la estructura del Techo.
- Se eliminarán todos los vestigios de la cubierta existente, elementos rotos y en mal estado.
- Se deberá remover todo el cielorraso suelto que se halle y descubrir por completo las armaduras y mampuestos de estos sectores.
- Se colocarán los nuevos tensores según separación mínima indicada en los planos correspondientes y con la tensión mínima recomendada, para lo cual deberán reforzarse, previamente, las vigas de anclaje como se describe más adelante en este apartado. La cantidad, tipo, y tensión de pretensado de estos elementos surgirá del proyecto ejecutivo de detalle de la estructura definitiva, aunque se ofrecen valores preliminares en los planos.
- Se asegurará el trabajo de los tensores limitando sus flechas por peso propio a través de péndolas u otro mecanismo.
- Luego se reemplazarán las armaduras de los nervios del techo con armaduras nuevas en un 100%, en todos los casos en que se detecte, durante las actividades de limpieza de la cara inferior del techo, una pérdida de sección del 15% de la sección nominal o se detecten armaduras cortadas. En caso que la pérdida sea inferior, se recubrirán las armaduras con pintura de base epoxi para detener el proceso corrosivo del acero.
- Una vez reemplazadas las armaduras se restituirá el revestimiento inferior del techo mediante hormigón proyectado o solución constructiva equivalente, en un espesor del orden de 3 cm para asegurar un buen espesor de recubrimiento. Según la solución tecnológica que se adopte se evaluará la necesidad de colocar un puente de adherencia para garantizar la vinculación de la reparación al sustrato existente.
- Restituir la cubierta exterior con pintura hidrófuga y aislante según los requerimientos arquitectónicos y funcionales.
- Disponer el cielorraso, si la solución arquitectónica lo precisara, atendiendo a los límites de carga establecidos en este informe.
- Verificar y reparar con morteros de reparación el arranque del techo en toda su longitud, recubriendo armaduras expuestas, restituyendo armaduras corroídas o deterioradas y asegurando una correcta aislación hidrófuga.
- Existe una junta de dilatación entre los ejes 5 y 6 y se materializará una nueva junta entre los ejes 11 y 12. La primera de ellas se eliminará en toda la altura de las columnas pero se mantendrá la junta en el techo. Para ello se repararán los bordes de la junta en el techo y se rediseñará la misma para garantizar que no existan filtraciones de agua en esta zona a la vez que se asegure un buen comportamiento de la junta en cuanto a su capacidad de acomodar desplazamientos térmicos del techo. Igual tratamiento debe darse a la junta entre ejes 11 y 12.

En relación a las fundaciones:

A pesar de que las fundaciones no estuvieron accesibles a la inspección visual, se concluye en este estudio que su comportamiento ha sido adecuado y el balance de cargas llevado a cabo indica que no se aumentarían las solicitaciones en las bases, si se siguen los lineamientos expuestos en este informe. A pesar de ello, caben las siguientes recomendaciones:

- El revestimiento de las columnas debe tener continuidad con la estructura de fundación para asegurar la transmisión de los esfuerzos al sustrato. Es por ello que durante la ejecución de los refuerzos se procederá a descubrir las bases para anclar los hierros de arranque que se continuarán con el acero de refuerzo de las columnas.
 - Al descubrir las bases se evaluará su estado de conservación y, si fuera malo de modo tal que no es posible aprovecharlas, se ejecutará una nueva fundación para la columna.
Se ofrece una alternativa para estas nuevas fundaciones en los planos que, al igual que el resto de los refuerzos recomendados, deberá verificarse y adaptarse adecuadamente a los requerimientos resistentes y geotécnicos que surjan del proyecto arquitectónico definitivo.
 - Los cerramientos del primer nivel deberán tener fundaciones independientes, de acuerdo a lo recomendado en este informe. Estas fundaciones se diseñarán luego de la ejecución de un adecuado estudio geotécnico que permita definir el tipo y cota de fundación apropiado.
- | | |
|---|--|
| - | Los cerramientos laterales de los niveles superiores deberán ser livianos de modo tal que se respete el balance de cargas elaborado en este estudio. Esto puede conseguirse con diversos materiales disponibles en el mercado o con detalles constructivos que eviten que las cargas de estos muros se trasladen a las columnas. |
|---|--|
- Se recomienda que la tabiquería interna a utilizar en las plantas del nuevo edificio sea liviana de manera tal que se respeten los pesos unitarios por unidad de superficie definidos en este estudio.

En relación a las vigas longitudinales de hormigón:

Las vigas longitudinales de hormigón presentan un mal estado de conservación y no aportan una colaboración significativa al comportamiento de la estructura en su conjunto. De acuerdo a lo observado, su principal función era la de soportar la carga de los cerramientos laterales de mampostería. Es por ello que se propone en este apartado reemplazarlas por elementos nuevos que se dispongan de acuerdo a los requerimientos arquitectónicos y estructurales de la nueva construcción. Las acciones a ejecutar se resumen a continuación:

- Eliminar las vigas longitudinales de hormigón y reemplazarlas por elementos metálicos, cuya capacidad portante se obtenga de los requerimientos arquitectónicos del edificio. Estos nuevos elementos deberán ejecutarse a medida que se ejecuta el refuerzo de las columnas principales para garantizar una adecuada continuidad y rigidez en el nudo. El esquema estático de estos nuevos elementos surgirá del diseño y cálculo estructural del edificio futuro en su conjunto.

- La vinculación de las nuevas vigas con las columnas reforzadas será objeto de un detalle que surgirá del diseño y cálculo estructural atendiendo a los requerimientos arquitectónicos que se definan.
- La cantidad y disposición en altura de estas vigas se definirá como parte de la solución arquitectónica y estructural del nuevo edificio.
- La viga superior de coronamiento de las columnas que provee el anclaje a los tensores del techo se deberá reforzar para resistir los esfuerzos impuestos por los nuevos elementos tensores. Se ofrece una propuesta para este refuerzo que consiste en recrecer los laterales y talón inferior de este elemento, pero la solución definitiva estará sujeta al diseño y cálculo estructural del nuevo edificio. Este refuerzo se ejecutará previo a la reparación de la cubierta y colocación de los nuevos tensores.

En relación a las columnas principales (ejes 1 a 11 y eje 15):

Las columnas de los pórticos típicos de la construcción se encuentran muy deterioradas. Además, se halló que el hormigón no es de buena calidad, debido a la presencia de áridos potencialmente reactivos, por lo que se requiere de una reparación integral de estos elementos.

A continuación se resumen las tareas a ejecutar.

- Eliminar toda parte suelta del hormigón de las columnas y descubrir de esta manera todas las armaduras parcialmente expuestas. Una vez realizado esto, eliminar las barras que, por su posición o deformación, pudieran interferir con la ejecución del refuerzo.
- Ejecutar el refuerzo de las columnas disponiendo las armaduras previstas para el revestimiento y hormigonado. Prever el uso de una mezcla de hormigón adecuada para garantizar que todas las oquedades existentes, y que se generen por la limpieza integral de las columnas, queden perfectamente rellenas del nuevo hormigón. Verificar una correcta continuidad, a través de los empalmes correspondientes, de las armaduras establecidas en las fundaciones y las armaduras del revestimiento de refuerzo.
- Las armaduras del refuerzo ofrecidas en los planos del **Anexo IV** son de carácter preliminar, y deberán verificarse y modificarse de acuerdo a los requerimientos arquitectónicos del edificio resultante.
- Las columnas del eje 15 revisten una situación particular ya que se vieron seriamente afectadas por el colapso del techo entre ejes 12 y 15 pero, a su vez, forman parte de la zona de oficinas que se encuentra en un estado de conservación regular. Esta situación hace que las columnas del eje 15 deban preservarse, para lo cual se aplicará la misma solución que para el resto de columnas similares y, además, la reparación se extenderá a las vigas de la zona de oficinas a las cuales están vinculadas y que se vieron afectadas por el colapso de la estructura.
- Las columnas de los ejes 5 y 6 se revestirán de manera similar al resto de las columnas. En este caso, se generará una columna de grandes proporciones ya que la junta que las separa impide hacer el revestimiento de cada elemento individualmente. De esta manera se generará un elemento de gran porte que

colaborará en la resistencia de cargas en ambas direcciones de la construcción. La junta de dilatación eliminada no afectará el comportamiento del edificio.

- La nueva construcción que se materialice entre ejes 12 y 15 (parte que se demolerá de acuerdo a las recomendaciones de este informe) deberá mantener una separación estructural completa del edificio existente a través de una junta de dilatación similar a la actual.
- El balance de cargas verticales que permite dar por verificadas las fundaciones asume la existencia de una mínima cantidad de columnas nuevas que definen una determinada área de influencia para estos elementos. Esto deberá ser tenido en cuenta en el proyecto definitivo de la construcción nueva.

En relación a la zona de oficinas

La zona de oficinas presenta un estado de conservación “regular” pero debe repararse y reforzarse de acuerdo a las recomendaciones generales que aquí se presentan.

- Se deberán remover todos los escombros y partes de mampostería parcialmente derrumbada del sector antes de iniciar las obras de reparación.
- Se deberán reforzar las columnas, vigas y losas, mediante un revestimiento de hormigón estructural reforzado adecuadamente de acuerdo al cálculo estructural del proyecto ejecutivo resultante. De manera alternativa, se pueden plantear refuerzos de estos elementos mediante placas de acero adecuadamente fijadas al hormigón, mediante brocas o puentes de adherencia.
- Previo a la ejecución de los refuerzos de las losas se procederá a la limpieza, sellado e inyectado de las fisuras y grietas observadas en las losas.
- Las vigas que presentan armaduras expuestas corroídas se limpiarán removiendo todo material suelto de hormigón y de acero. Se reemplazará el 100% de la sección de acero en aquellos lugares en donde se detecte una reducción de, al menos, un 15% de sección resistente.
- Deberá evaluarse la conveniencia de remover y reemplazar el relleno y contrapiso del sector de oficinas para alivianar las columnas y vigas y mejorar su capacidad de carga para el nuevo destino de la edificación.

8 Resumen y conclusiones

En este informe se presentaron los resultados de un estudio detallado sobre el estado de conservación de una estructura existente y abandonada que desea aprovecharse para construir en el lugar un centro educativo de las cuatro fuerzas federales de seguridad.

La construcción presenta un estado de conservación malo y el techo de parte de la misma ha colapsado lo que ha dejado serias afectaciones estructurales en las columnas del sector y pone de manifiesto la falta de redundancia estructural por la cual la estabilidad del techo depende, en gran medida, de la presencia y estado de los tensores que existen en el coronamiento de las columnas.

Los análisis realizados indican que **los tensores constituyen el punto débil** de la edificación actual y debe prestarse especial atención y tratamiento a su reparación y refuerzo para elevar los niveles de seguridad de la estructura en el futuro. El **estado de conservación actual** de estos tensores **es muy malo** y se detectaron numerosos elementos cortados y deformados por lo que no estarían colaborando o cuya

colaboración sería muy reducida. **Esto coloca a la estructura en una situación peligrosa ya que el progreso del deterioro de los tensores podría conducir al colapso de otro sector del techo.** El mecanismo de colapso de la porción de techo entre ejes 12 y 15 se explica por la falta de un número mínimo de tensores y esto es independiente de eventuales actos de vandalismo y podría haberse dado naturalmente por un deterioro progresivo de los tensores.

La conclusión anterior, junto con la cantidad de tensores cuyo estado de conservación es, cuando menos, dudoso (10 tensores, muchos de los cuales se concentran entre los ejes 1 y 5), indica que **debería restringirse el acceso del público al sector y agilizar las acciones de reparación para mejorar el nivel de seguridad del edificio**, antes de la ejecución de la obra de construcción del ICCE. Como medida precautoria **se recomienda** realizar una campaña de **reparación inicial de los tensores a la brevedad**, tendiente a restituir los tensores actualmente cortados, como un modo de detener el deterioro observado.

En términos generales, **el resultado principal de este estudio es que el edificio puede reutilizarse, aunque para ello debe mediar una reparación integral y ejecutar refuerzos importantes en todos sus elementos estructurales.** Todos estos refuerzos están propuestos a nivel preliminar en este informe, con el objeto de asistir en la toma de decisiones de las autoridades pertinentes, ofrecer información elemental para el desarrollo del proyecto de arquitectura que llevará adelante la FADU, y en la elaboración de un presupuesto de las tareas de reparación y refuerzo. Sin embargo, todos estos refuerzos deberán ser diseñados y calculados como parte de la elaboración del proyecto ejecutivo de detalle de la obra a ejecutar una vez que el proyecto arquitectónico se encuentre definido.

Para obtener la conclusión general señalada se llevaron a cabo diversos ensayos in-situ para caracterizar y conocer la calidad y homogeneidad del hormigón, tipo y resistencia del acero de refuerzo y un detallado estudio analítico para indagar sobre el mecanismo resistente principal de la estructura actual, sus niveles de solicitaciones y evaluar la importancia de cada elemento dentro del conjunto estructural. Todas estas tareas, incluyendo el relevamiento detallado geométrico y del estado de la edificación, se desarrolló extensamente en este informe y se documentó a través de los planos que integran el Anexos I.

La intervención de la estructura incluye la reparación y refuerzo del techo, tensores, columnas, vigas y losas existentes pero, a su vez, se asume que la reconversión del edificio en un centro educativo implicará la incorporación de nuevas columnas y vigas según un diseño arquitectónico que se encuentra actualmente en proceso de elaboración.

La elaboración de la propuesta de refuerzos se llevó a cabo asumiendo ciertas condiciones y características arquitectónicas generales que deberán respetarse y cuya solución final condicionará el diseño y cálculo definitivo de los refuerzos a ejecutar.

Teniendo en cuenta lo anterior, el estado de algunos elementos de hormigón, y la necesidad de mejorar la condición estática de la construcción existente, en este estudio se llegó a la conclusión de que las vigas laterales, existentes en fachadas norte y sur, y los elementos del tímpano en eje 1 pueden demolerse y reemplazarse por elementos nuevos, más livianos, y que puedan tenerse en cuenta en la resolución estructural del nuevo conjunto. Además, y con el objeto de asegurar un buen funcionamiento de las fundaciones, se recomiendan valores límite de las cargas de uso que deben respetarse a la hora de seleccionar los materiales de los entepiso y estructura nueva, asignación de espacios según funciones y destinos.

Las columnas de los ejes 12 a 14 deben demolerse como consecuencia de las serias

afectaciones observadas y que se deben al colapso del techo en ese sector. La profundidad del deterioro de estos elementos hace que no sea recomendable su reutilización.

La estructura del techo requiere de una reparación integral para restituir sus características resistentes originales y trabajar en la cubierta para evitar el ingreso del agua que favorece el deterioro observado.

El hormigón de toda la construcción está elaborado con un árido grueso potencialmente reactivo, que se detectó en el análisis petromineralógico llevado a cabo sobre muestras extraídas en el sitio. Esto indica que, a pesar de la homogeneidad del material a lo largo de todo el edificio y que presenta características buenas, presenta en uno de sus elementos componentes un punto débil que ha favorecido la formación de fisuras que permiten el ingreso de la humedad (defecto exacerbado por el ambiente de elevada humedad del sitio donde está enclavada la construcción) que ha ido deteriorando a una elevada velocidad las armaduras de refuerzo. Además, esto se vio agravado por escasa cuantía de armadura, por ejemplo, en el caso de armadura transversal, lo que ha favorecido la formación y ensanchamiento de fisuras y otras patologías. Esta situación requiere de una solución definitiva, como la propuesta en este estudio y debe ser general, ya que la patología se halla en la mezcla del hormigón y no obedece a un mal funcionamiento estructural o falta de resistencia intrínseca de los elementos.

Los actos de vandalismo son evidentes en todo el edificio y se registraron en este estudio. Si bien el estado actual se debe más al paso del tiempo y falta de mantenimiento, la extracción de material de la estructura contribuyó a alcanzar el mal estado general actualmente observado y la limitación del acceso del público en general se recomienda como medida de preservación de la integridad de las personas y del edificio.

9 Memoria de cálculo estructural

9.1 Premisas de para el cálculo

-	Se trabajó con el programa SAP 2000 versión 20.
-	El modelo utilizado consta de 6 pórticos donde las columnas de los pórticos 1, 2, 3, 4 y 6 corresponden a las columnas reales del pórtico simples.
-	El pórtico 5 se corresponde con los pórticos 5 y 6 sin junta de dilatación entre columnas.
-	Desde el punto de vista de resistencia estructural se considera solo el aporte de los forros de H° A°. El aporte de las columnas originales solo se tiene en cuenta a los efectos del cálculo de la fundación como peso muerto.
-	Las vigas V ₁ y V ₂ se consideran articuladas en su empotramiento con las columnas porque depende del diseño definitivo las vigas que se colocarán. De esta forma estamos en una posición más desfavorable para el cálculo estructural.
-	No se consideran las columnas en tímpano del frente Este del edificio.
-	Se consideran trabajando todos los tensores existentes y por reponer.
-	La zona donde está emplazado el edificio no es zona sísmica por lo que no se considera el sismo.
-	Se considera el efecto del viento donde la velocidad básica en esa zona es de 46 m/s según Cirsoc 102.
-	Las combinaciones de carga se corresponden con el Reglamento IMPRES-CIRSOC 103.
-	La viga del puente grúa se elimina.

9.2 Cálculo del efecto del viento

- 1) En la zona de emplazamiento de la construcción la velocidad de ráfaga del viento durante 3 segundos es de 46 m/s, con una probabilidad anual de 0,02 , según Figuras 1.A y 1.B CIRSOC 102.
- 2) Factor de direccionalidad del viento de acuerdo al tipo de estructura en Tabla 6, para edificios y techos abovedados $K_d= 0,85$
- 3) Factor de importancia de Tabla 1 y Tabla A-1 del apéndice A *“Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla...”*

$$I=1,15$$

- 4) Categoría de exposición. En página 37 del Reglamento dice: *“Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición B prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 500 m ó 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.”* Le corresponde exposición B.

- 5) Altura media de la cubierta
 $h=13,20$ m
- 6) De Tabla 5 (pag. 74 CIRCOC 205), Exposición B, caso 2 obtenemos los coeficientes K_z coeficientes de exposición para la presión dinámica y K_h para la altura media de cubierta.

Altura (m)	K_z Coeficientes de exposición para la presión dinámica
0-5	0.59
6	0.62
7.5	0.66
10	0.72
11	0.74
13.2	$0.78 = K_h$

- 7) Factor topográfico K_{zt} : El efecto del aumento de la velocidad del viento se debe incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño mediante el factor K_{zt} :
 $K_{zt} = (1 + K_1.K_2.K_3)^2$
 Los coeficientes K_i salen de tabla 2. En nuestro caso como no hay lomas $K_{zt} = 1$
- 8) Factor de efecto de ráfaga $G= 0,85$ por ser edificio rígido.
- 9) Presión dinámica del viento q_z y q_h

$$q_z = 0,000613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

donde

K_d el factor de direccionalidad del viento definido en el artículo 5.4.4.

K_z el coeficiente de exposición para la presión dinámica definido en el artículo 5.6.4.

K_{zt} el factor topográfico definido en el artículo 5.7.2.

q_h la presión dinámica calculada mediante la expresión (13) a la altura media de cubierta h .

V la velocidad básica del viento obtenida de la Figura 1.

I el factor de importancia definido en el artículo 5.5.

Altura (m)	K_z	q_z
0-5	0,59	0,75
6	0,62	0,79
7.5	0,66	0,84
10	0,72	0,91
11	0,74	0,94
13.2	$0,78 = K_h$	$0,99 = q_h$

$$q_z \text{ promedio} = 0.85$$

- 10) Clasificación del edificio. Lo clasificamos como **cerrado**, aunque no sepamos aún su arquitectura definitiva, basándonos en la finalidad que tendrá en su uso y suponiendo una cantidad acotada de aberturas. Dice el Reglamento:
"Edificio abierto: Un edificio que tiene cada pared abierta al menos en un **80%**.
 Esta condición se expresa para cada pared mediante la expresión $A_o \geq 0,8 A_g$,

donde: **Ao** el área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva en m². **Ag** el área total de aquella pared con la cual **Ao** está asociada, en m².

Edificio cerrado: Un edificio que no cumple con las condiciones establecidas para edificios abiertos o parcialmente cerrados."

11) Se determina el coeficiente de presión interna $G.C_{pi}$ de Tabla 7 del Reglamento

Clasificación de cerramiento	$G.C_{pi}$
Abierto	0,00
Parcialmente cerrado	+0,55 / -0,55
Cerrado	+0,18 / -0,18

12) Se determinan los coeficientes de presión externa C_{pe} , para las paredes, de la Figura 3 (pag. 54) el Reglamento.

Superficie	L/B	C_p	Usar con
Pared a barlovento	Todos los valores	0,8	q_z
Pared a sotavento	0 - 1	-0,5	q_h
	2	-0,3	
	≥ 4	-0,2	
Paredes laterales	Todos los valores	-0,7	q_h

Donde $L/B = 7,50 \text{ m} * 5 / 18,85 \text{ m} \sim 2$

13) Clasificación del edificio: Cerrado.

14) Coeficiente de Presión Interna: de Tabla 7, para edificios cerrados
 $G.C_{pi} = + 0.18$

15) Coeficientes de Presión Externa de Figura 7 para las paredes

a) Dirección del viento S - N

- Pared a barlovento $C_p = 0,8$
- Pared a sotavento $C_p = -0,3$
- Paredes laterales $C_p = -0,7$

b) Dirección del viento E - O

-	Pared a barlovento	$C_p = 0,8$
-	Pared a sotavento	$C_p = -0,5$
-	Paredes laterales	$C_p = -0,7$

16) Coeficientes de Presión Externa de Tabla 8 para cubierta bóveda.

Condiciones	Relación flecha/luz de vano, r	C_p		
		Cuarto a barlovento	Mitad central	Cuarto a sotavento
Cubierta sobre una estructura elevada	$0 < r < 0,2$	- 0,9	- 0,7 - r	- 0,5
	$0,2 \leq r < 0,3^*$	$1,5 r - 0,3$	- 0,7 - r	- 0,5
	$0,3 \leq r \leq 0,6$	$2,75 r - 0,7$	- 0,7 - r	- 0,5
Cubierta que arranca a nivel del terreno	$0 < r \leq 0,6$	$1,4 r$	- 0,7 - r	- 0,5

a) Para viento S – N, relación flecha/luz=4,30/11= 0,39 = r Perpendicular a la cumbrera

-	Cuarto a barlovento	$C_p = 2,75 \cdot r - 0,7 = 0,37$
-	Mitad Central	$C_p = -0,7 - r = -0,72$
-	Cuarto a sotavento	$C_p = -0,5$

b) Para viento E – O, $L/B = 18,85 / 67,5 = 0,28 < 0,5$, Paralelo a la cumbrera (Figura 3)

-	Distancia del borde a barlovento 0 a $h=15.30$ m	$C_p = -0,9$
-	Distancia del borde a barlovento h a $2h=15.30$ m a $30,60$ m	$C_p = -0,5$
-	Distancia del borde a barlovento mas de $2h=30,60$ m al extremo a sotavento	$C_p = -0,3$

9.3 Cargas producidas por el viento

17) Tablas de presiones de viento según dirección:

VIENTO SEGÚN X-X Perpendicular a la cumbrera

PARED	G	C_p	q_z (kN/m ²) "o" q_h (kN/m ²)	$C_{pi \times G}$	q_h (kN/m ²)	PRESION (kN/m ²)	PRESION INTERNA
A BARLOVENTO	0,85	0,8	0,85	-0,18	0,99	0,7562	NEGATIVA
	0,85	0,8	0,85	0,18	0,99	0,3998	POSITIVA
PAREDES LATERALES	0,85	-0,7	0,99	-0,18	0,99	-0,41085	NEGATIVA
	0,85	-0,7	0,99	0,18	0,99	-0,76725	POSITIVA
A SOTAVENTO	0,85	-0,3	0,99	-0,18	0,99	-0,07425	NEGATIVA
	0,85	-0,3	0,99	0,18	0,99	-0,43065	POSITIVA

TECHO	G	C_p	q_z (kN/m ²) "o" q_h (kN/m ²)	$C_{pi \times G}$	q_h (kN/m ²)	PRESION (kN/m ²)	PRESION INTERNA
CUARTO A BARLOVENTO	0,85	0,37	0,85	-0,18	0,99	0,445525	NEGATIVA
	0,85	0,37	0,85	0,18	0,99	0,089125	POSITIVA
MITAD CENTRAL	0,85	-0,72	0,99	-0,18	0,99	-0,42768	NEGATIVA
	0,85	-0,72	0,99	0,18	0,99	-0,78408	POSITIVA
CUARTO A SOTAVENTO	0,85	-0,5	0,99	-0,18	0,99	-0,24255	NEGATIVA
	0,85	-0,5	0,99	0,18	0,99	-0,59895	POSITIVA

VIENTO SEGÙN Y-Y Paralelo a la cumbrera

PARED	G	C _p	q _e (kN/m ²) "o" q _h (kN/m ²)	C _{di X G}	q _h (kN/m ²)	PRESION (kN/m ²)	PRESION INTERNA
A BARLOVENTO	0,85	0,8	0,85	-0,18	0,99	0,7562	NEGATIVA
	0,85	0,8	0,85	0,18	0,99	0,3998	POSITIVA
PAREDES LATERALES	0,85	-0,7	0,99	-0,18	0,99	-0,41085	NEGATIVA
	0,85	-0,7	0,99	0,18	0,99	-0,76725	POSITIVA
A SOTAVENTO	0,85	-0,5	0,99	-0,18	0,99	-0,24255	NEGATIVA
	0,85	-0,5	0,99	0,18	0,99	-0,59895	POSITIVA

TECHO	G	C _p	q _e (kN/m ²) "o" q _h (kN/m ²)	C _{di X G}	q _h (kN/m ²)	PRESION (kN/m ²)	PRESION INTERNA
DE 0 m a 15,3 m	0,85	-0,9	0,99	-0,18	0,99	-0,57915	NEGATIVA
	0,85	-0,9	0,99	0,18	0,99	-0,93555	POSITIVA
De 15,30 m a 30,60 m	0,85	-0,5	0,99	-0,18	0,99	-0,24255	NEGATIVA
	0,85	-0,5	0,99	0,18	0,99	-0,59895	POSITIVA
De 30,60 m al final	0,85	-0,3	0,99	-0,18	0,99	-0,07425	NEGATIVA
	0,85	-0,3	0,99	0,18	0,99	-0,43065	POSITIVA

VIENTO SEGÙN X-X Perpendicular a la cumbrera

CARGA DISTRIBUIDA POR COLUMNAS

COLUMNA DE PORTICO	ANCHO DE INFLUENCIA	PRESION (kN/m ²)	CARGA (kN/m)	CARGA (Ton/m)
1 Y 6 A BARLOVENTO	3,75	0,756	2,836	0,284
1 Y 6 A SOTAVENTO	3,75	-0,431	-1,615	-0,161
2, 3, 4, 5 A BARLOVENTO	7,50	0,756	5,672	0,567
2, 3, 4, 5 A SOTAVENTO	7,5	-0,431	-3,230	-0,323
1 Y 6 LATERAL	9,43	-0,767	-7,235	-0,724

CARGA DISTRIBUIDAS EN TECHO

COLUMNA DE PORTICO	ANCHO DE INFLUENCIA	PRESION (kN/m ²)	CARGA (kN/m)	CARGA (Ton/m)
CUARTO A BARLOVENTO	1,07	0,446	0,477	0,048
MITAD CENTRAL	1,07	-0,784	-0,839	-0,084

CUARTO A SOTAVENTO	1,07	-0,599	-0,641	-0,064
--------------------	------	--------	--------	--------

VIENTO SEGÙN Y-Y Paralelo a la cumbrera

CARGA DISTRIBUIDA POR COLUMNAS

COLUMNA DE PORTICO	ANCHO DE INFLUENCIA	PRESION (kN/m ²)	CARGA (kN/m)	CARGA (Ton/m)
1 A BARLOVENTO	9,43	0,756	7,131	0,713
	9,43	0,756	7,131	0,713
6 A SOTAVENTO	9,43	-0,599	-5,648	-0,565
	9,43	-0,599	-5,648	-0,565
1 Y 6 LATERAL	3,75	-0,767	-2,877	-0,288
	3,75	-0,767	-2,877	-0,288
2,3,4 Y 5 LATERAL	7,5	-0,767	-5,754	-0,575
	7,5	-0,767	-5,754	-0,575

CARGA DISTRIBUIDAS EN TECHO

COLUMNA DE PORTICO	ANCHO DE INFLUENCIA	PRESION (kN/m ²)	CARGA (kN/m)	CARGA (Ton/m)
DE 0 m a 15,3 m	1,07	-0,936	-1,001	-0,100
De 15,30 m a 30,60 m	1,07	-0,599	-0,641	-0,064
De 30,60 m al final	1,07	-0,431	-0,461	-0,046

9.4 Cargas masicas

18) Cargas permanentes y vivas de vigas y columnas

	LONG (m)	ALTURA (m)	ANCHO (m)	VOLUMEN (m3)	PESO UNITARIO (ton)	PESO POR M (tn/m)
Mamposteria s/ Viga V1	7,10				3,00	0,42
ENTREPISO	7,10				13,41	1,89
CARGA PERMANENTE DISTRIBUIDA EN V1						2,31

CARGA VIVA DISTRIBUIDA	LONG (m)	ALTURA (m)	ANCHO (m)	VOLUMEN (m3)	PESO UNITARIO (ton)	PESO POR M (tn/m)
ENTREPISO	7,10				7,31	1,03
CARGA VIVA DISTRIBUIDA EN V1						1,03

	LONG (m)	ALTURA (m)	ANCHO (m)	VOLUMEN (m3)	PESO UNITARIO (ton)	PESO POR M (tn/m)
Mamposteria s/ Viga V2	7,10				5,30	0,75
CARGA PERMANENTE DISTRIBUIDA EN V2						0,75

	LONG (m)	ALTURA (m)	ANCHO (m)	VOLUMEN (m3)	PESO UNITARIO (ton)	PESO POR M (tn/m)
VIGA V3 ORIGINAL	7,10				3,20	0,45
CARGA PERMANENTE DISTRIBUIDA EN V3						0,45

CARGA PERMANENTE EN COLUMNAS DE PORTICOS 1,2,3,4 Y 6

	LONG (m)	ALTURA (m)	ANCHO (m)	VOLUMEN (m3)	PESO UNITARIO (ton)	PESO POR M (tn/m)
COLUMNA ORIGINAL	11	0,4	0,75	3,3	7,92	0,72
CARGA PERMANENTE EN COLUMNAS DE PORTICOS 1 Y 6						0,72

CARGA PERMANENTE EN COLUMNAS DE PORTICO 5

	LONG (m)	ALTURA (m)	ANCHO (m)	VOLUMEN (m3)	PESO UNITARIO (ton)	PESO POR M (tn/m)
COLUMNA ORIGINAL	11	0,83	0,75	6,8475	16,43	1,49
CARGA PERMANENTE EN COLUMNAS DE PORTICO 5						1,49

9.5 Combinaciones de carga s/ Cirsoc

19) También cargamos las combinaciones de cargas según Cirsoc

Comb1=CP +CV

Comb2=1,4CP

Comb3=1,2CP+1,6CV

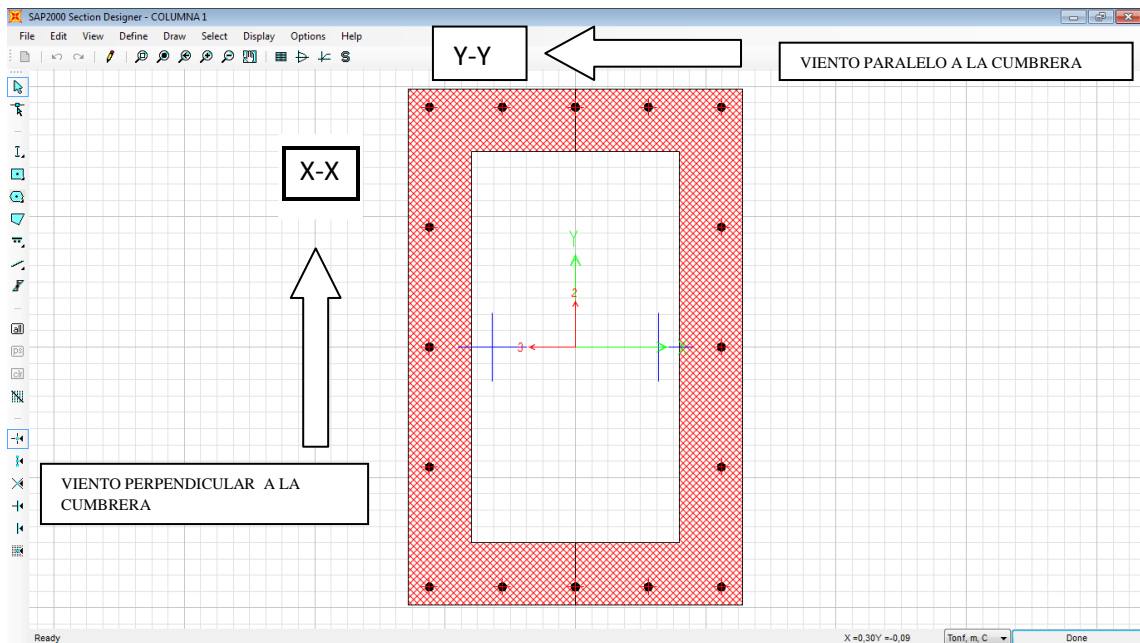
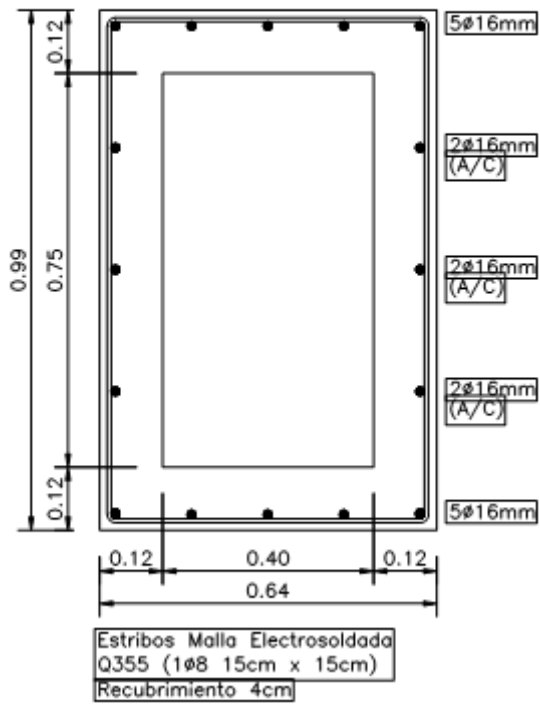
Comb4=1,2CP+0,8V

$$\text{Comb5}=1,2\text{CP}+1,6\text{V}+0,5\text{CV}$$

(CP: carga permanente, CV: carga viva, V: carga del viento)

- 20) Con estos datos cargamos el modelo en el programa SAP 20 Versión 20 y hacemos una corrida, primero con viento Sur (según eje XX) y luego con viento del Este (según ejes YY). Previamente se cargaron la geometría de las columnas y vigas, y los forros de las columnas y viga 3.

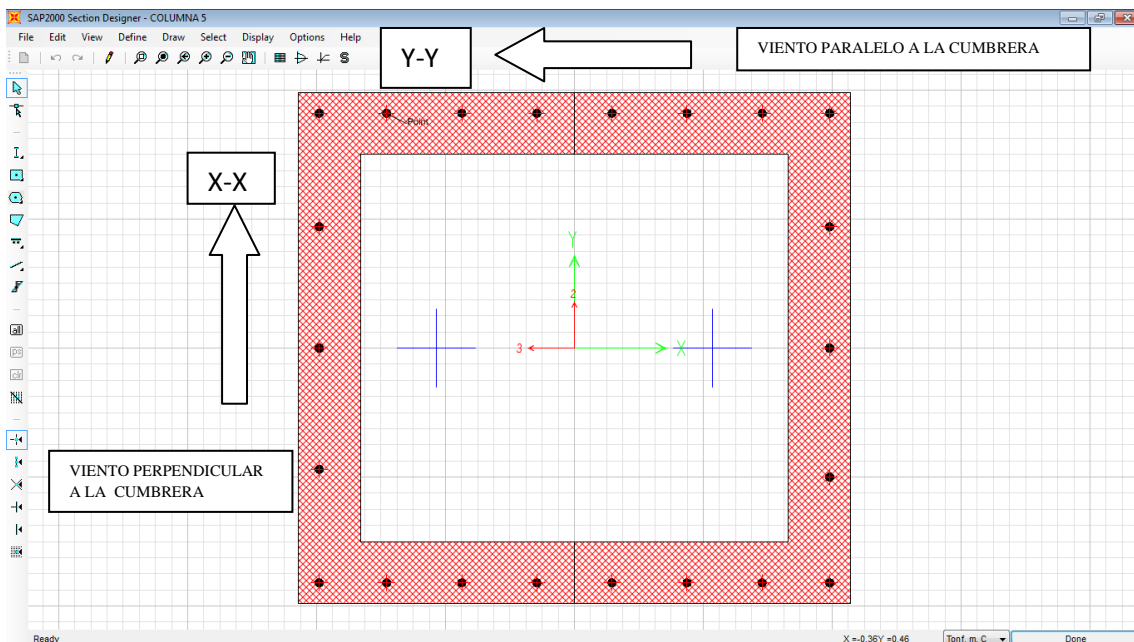
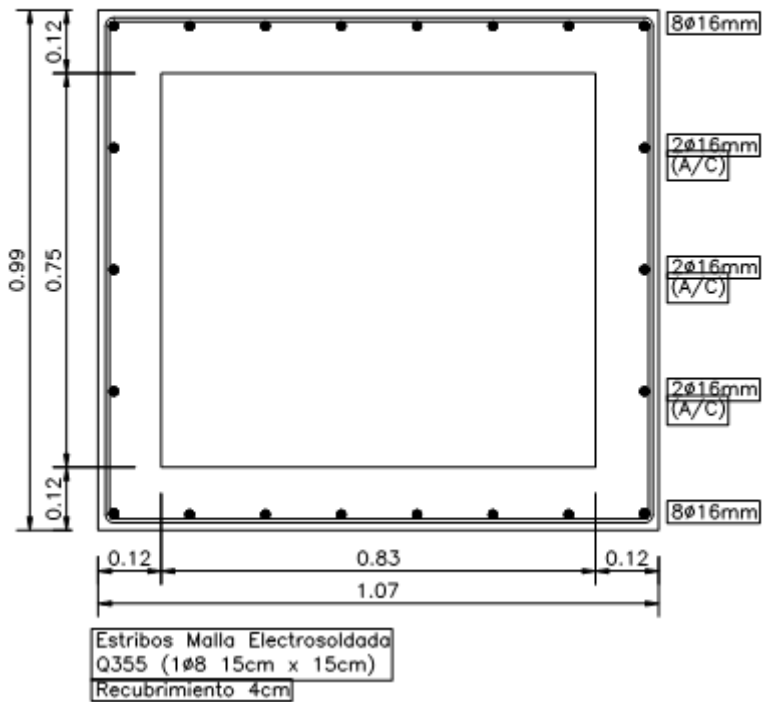
COLUMNA CR01
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



Diseño en Sap 20 de los forros columnas 1,2,3,4 y 6

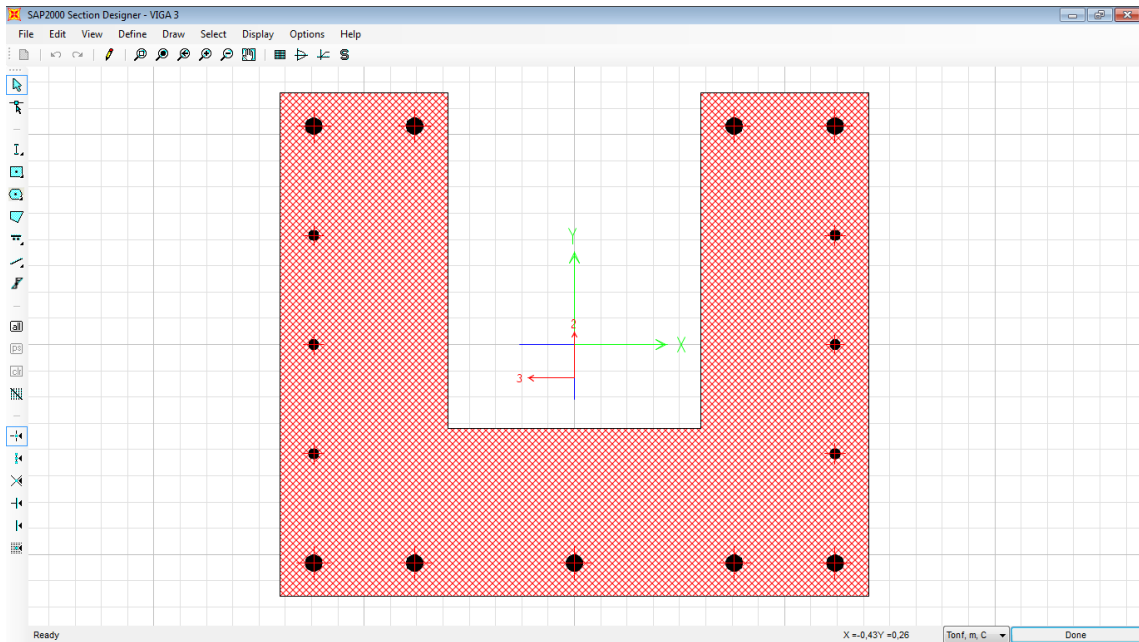
Corte vertical $V_n = 45.3 \text{ t}$ $\phi V_n = 33.9 \text{ t}$
Corte horizontal $V_n = 28.4 \text{ t}$ $\phi V_n = 21.3 \text{ t}$

COLUMNA CR05
 DETALLE ARMADURA
 ESC.: 1:10



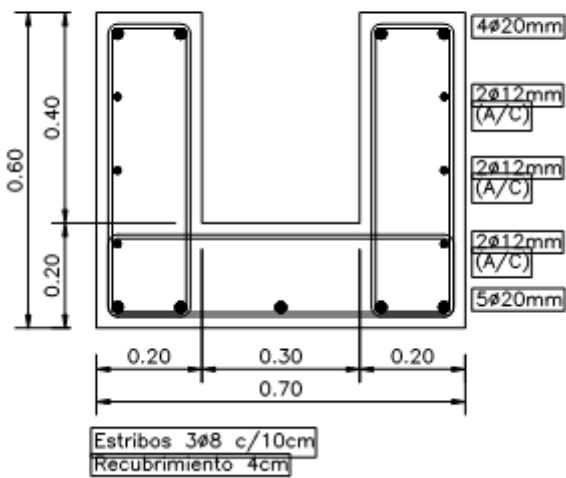
Diseño en SAP 20 de los forros columnas 5

Corte vertical	Vn = 45.3 t	Vn = 33.9 t
Corte horizontal	Vn = 49.1 t	Vn = 36.8 t



Diseño en SAP 20 de los forros viga 3

VIGA VR03
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



Momento positivo:	Mn = 34.0 t.m	ϕ Mn = 30.6 t.m
Momento negativo:	Mn = 28.2 t.m	ϕ Mn = 25.4 t.m
Momento horizontal	Mn = 39.5 t.m	ϕ Mn = 35.6 t.m
Corte vertical:	Vn = 64.8 t	ϕ Vn = 48.6 t
Corte horizontal:	Vn = 36.0 t	ϕ Vn = 27.0 t

9.6 Análisis de resultados de la aplicación de la SAP 2000

Analizando los resultados de Momentos y Esfuerzos axiales configuramos las siguientes tablas de resultados, luego de comparar estos con los diagramas de interacción correspondientes.

COLUMNA	Extremo inferior				
	ESFUERZO AXIAL	Momento 2-2		Momento 3-3	
	(Ton)	(Ton.m)	Verifica	(Ton.m)	Verifica

CON VIENTO X-X (Sur – Norte) PERPENDICULAR A LA CUMBRERA	1 SUR	-63,89	-3,94	VERIFICA	44,07	VERIFICA
	2 SUR	-107,76	-1,37	VERIFICA	59,74	VERIFICA
	3 SUR	-106,23	-0,76	VERIFICA	62,68	VERIFICA
	4 SUR	-106,13	-0,09	VERIFICA	59,66	VERIFICA
	5 SUR	-125,35	1,89	VERIFICA	72,82	VERIFICA
	6 SUR	-68,01	3,05	VERIFICA	39,02	VERIFICA
	1 NORTE	-63,84	-3,77	VERIFICA	44,09	VERIFICA
	2 NORTE	-107,71	-1,14	VERIFICA	56,71	VERIFICA
	3 NORTE	-106,23	-0,53	VERIFICA	59,63	VERIFICA
	4 NORTE	-106,13	-0,12	VERIFICA	56,61	VERIFICA
	5 NORTE	-125,36	2,62	VERIFICA	71,28	VERIFICA
	6 NORTE	-68,01	3,28	VERIFICA	39,10	VERIFICA

COLUMNA	Extremo superior				
	ESFUERZO AXIAL	Momento 2-2		Momento 3-3	
	(Ton)	(Ton.m)	Verifica	(Ton.m)	Verifica

CON VIENTO X-X (Sur – Norte) PERPENDICULAR A LA CUMBRERA	1 SUR	-22,47	18,89	VERIFICA	0,19	VERIFICA
	2 SUR	-53,36	-2,54	VERIFICA	0,37	VERIFICA
	3 SUR	-46,82	-0,16	VERIFICA	-0,19	VERIFICA
	4 SUR	-46,71	-0,14	VERIFICA	-0,08	VERIFICA
	5 SUR	-50,26	6,31	VERIFICA	-0,08	VERIFICA
	6 SUR	-26,59	-22,68	VERIFICA	0,19	VERIFICA
	1 NORTE	-22,42	18,97	VERIFICA	0,23	VERIFICA
	2 NORTE	-48,34	-2,53	VERIFICA	-0,13	VERIFICA
	3 NORTE	-46,82	-0,34	VERIFICA	-0,20	VERIFICA
	4 NORTE	-46,71	-0,16	VERIFICA	-0,10	VERIFICA
	5 NORTE	-50,26	6,29	VERIFICA	0,01	VERIFICA
	6 NORTE	-26,59	-22,69	VERIFICA	0,19	VERIFICA

COLUMNA	Extremo inferior				
	ESFUERZO AXIAL	Momento 2-2		Momento 3-3	
	(Ton)	(Ton.m)	Verifica	(Ton.m)	Verifica

CON VIENTO Y-Y (Este - Oeste) PARALELO A LA CUMBRERA	1 SUR	-52,85	13,27	VERIFICA	18,06	VERIFICA
	2 SUR	-96,67	10,36	VERIFICA	-9,47	VERIFICA
	3 SUR	-95,16	9,93	VERIFICA	-13,06	VERIFICA
	4 SUR	-94,93	9,85	VERIFICA	-13,08	VERIFICA
	5 SUR	-105,17	35,18	VERIFICA	-8,51	VERIFICA
	6 SUR	-63,71	11,55	VERIFICA	15,98	VERIFICA
	1 NORTE	-52,79	12,94	VERIFICA	20,96	VERIFICA
	2 NORTE	-96,72	10,03	VERIFICA	21,46	VERIFICA
	3 NORTE	-95,16	9,93	VERIFICA	18,26	VERIFICA
	4 NORTE	-94,92	9,85	VERIFICA	18,37	VERIFICA
	5 NORTE	-105,17	35,19	VERIFICA	25,02	VERIFICA
	6 NORTE	-63,71	11,55	VERIFICA	17,51	VERIFICA

COLUMNA	Extremo superior				
	ESFUERZO AXIAL	Momento 2-2		Momento 3-3	
	(Ton)	(Ton.m)	Verifica	(Ton.m)	Verifica

CON VIENTO Y-Y (Este - Oeste) PARALELO A LA CUMBRERA	1 SUR	-22,51	19,02	VERIFICA	0,01	VERIFICA
	2 SUR	-48,34	-7,30	VERIFICA	-0,12	VERIFICA
	3 SUR	-46,83	-4,53	VERIFICA	0,11	VERIFICA
	4 SUR	-46,60	-6,74	VERIFICA	0,04	VERIFICA
	5 SUR	-53,02	11,49	VERIFICA	0,03	VERIFICA
	6 SUR	-33,37	-29,16	VERIFICA	-0,03	VERIFICA
	1 NORTE	-22,45	19,11	VERIFICA	-0,28	VERIFICA
	2 NORTE	-48,49	-6,96	VERIFICA	0,17	VERIFICA
	3 NORTE	-46,83	-4,25	VERIFICA	0,11	VERIFICA
	4 NORTE	-46,60	-6,40	VERIFICA	0,14	VERIFICA
	5 NORTE	-53,52	11,47	VERIFICA	-0,03	VERIFICA
	6 NORTE	-33,37	29,16	VERIFICA	0,04	VERIFICA

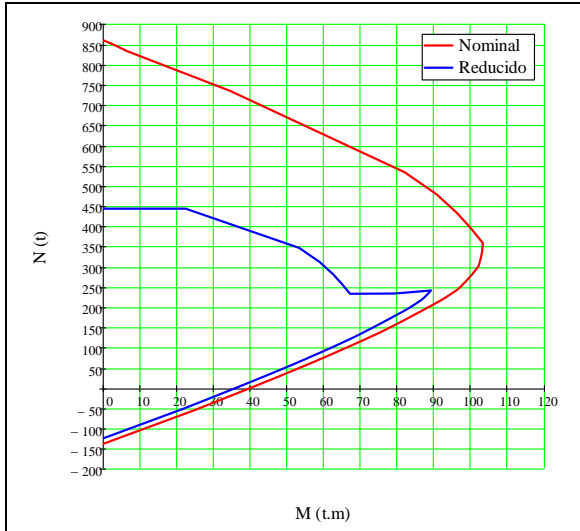


Figura 2. Abaco de interacción alrededor del eje débil 2-2 columnas 1,2,3,4 y 6

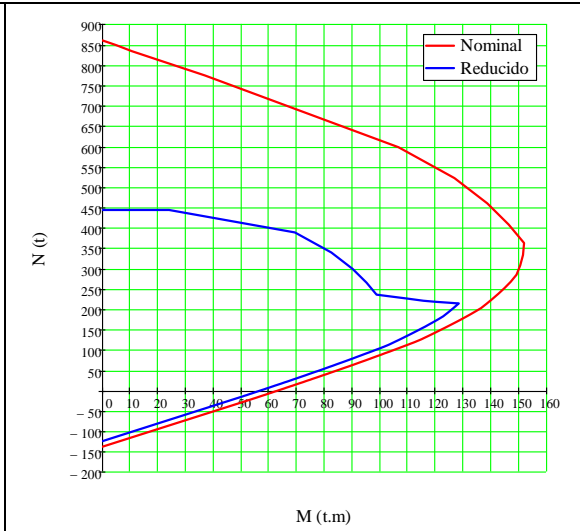


Figura 1. Abaco de interacción alrededor del eje fuerte 3-3, columnas 1,2,3,4 y 6

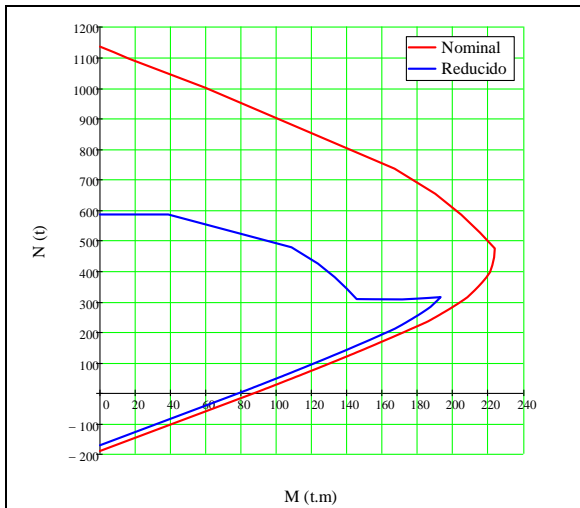


Figura 3. Abaco de interacción alrededor del eje fuerte 3-3 columna 5

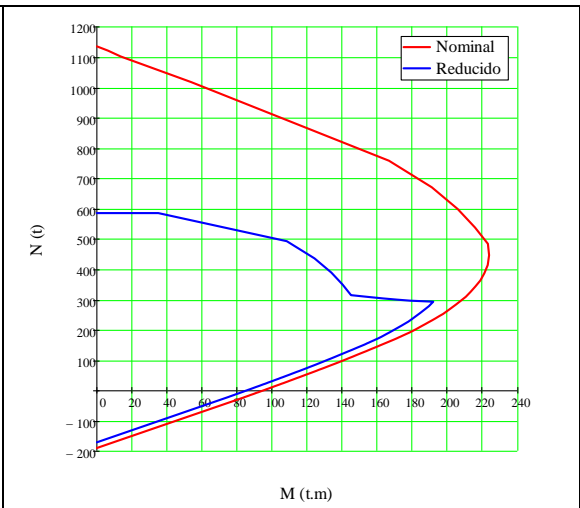


Figura 4. Abaco de interacción alrededor del eje débil 2-2 columna 5

Esfuerzos De corte en columnas de Pòrticos

		Extremo inferior					
COLUMNA	CORTE 2-2	θV_n			CORTE 3-3	θV_n	
	(Ton)	(Ton)	Verifica	(Ton)	(Ton)	Verifica	
CON VIENTO Y-Y PARALELO A LA CUMBRERA	1 SUR	4,19	33,90	VERIFICA	5,32	21,30	VERIFICA
	2 SUR	-5,92	-33,90	VERIFICA	2,27	21,30	VERIFICA
	3 SUR	-6,27	-33,90	VERIFICA	2,04	21,30	VERIFICA
	4 SUR	-6,26	-33,90	VERIFICA	2,01	21,30	VERIFICA
	5 SUR	-5,84	-33,90	VERIFICA	7,04	36,80	VERIFICA
	6 SUR	4,00	33,90	VERIFICA	4,03	21,30	VERIFICA
	1 NORTE	4,48	33,90	VERIFICA	5,26	21,30	VERIFICA
	2 NORTE	6,99	33,90	VERIFICA	2,22	21,30	VERIFICA
	3 NORTE	6,70	33,90	VERIFICA	1,99	21,30	VERIFICA
	4 NORTE	6,71	33,90	VERIFICA	1,96	21,30	VERIFICA
	5 NORTE	7,33	33,90	VERIFICA	6,86	36,80	VERIFICA
	6 NORTE	4,15	33,90	VERIFICA	3,98	21,30	VERIFICA

		Extremo superior					
COLUMNA	CORTE 2-2	θV_n			CORTE 3-3	θV_n	
	(Ton)	(Ton.m)	Verifica	(Ton)	(Ton.m)	Verifica	

CON VIENTO Y-Y PARALELO A LA CUMBRERA	1 SUR	-0,87	-33,90	VERIFICA	-5,18	-21,30	VERIFICA
	2 SUR	4,20	33,90	VERIFICA	1,46	21,30	VERIFICA
	3 SUR	3,85	33,90	VERIFICA	-0,58	-21,30	VERIFICA
	4 SUR	3,86	33,90	VERIFICA	1,17	21,30	VERIFICA
	5 SUR	4,28	33,90	VERIFICA	-3,80	-36,80	VERIFICA
	6 SUR	-1,06	-33,90	VERIFICA	5,06	21,30	VERIFICA
	1 NORTE	-0,58	-33,90	VERIFICA	-5,22	-21,30	VERIFICA
	2 NORTE	-3,13	-33,90	VERIFICA	1,39	21,30	VERIFICA
	3 NORTE	-3,42	-33,90	VERIFICA	0,52	21,30	VERIFICA
	4 NORTE	-3,41	-33,90	VERIFICA	1,09	21,30	VERIFICA
	5 NORTE	-2,79	-33,90	VERIFICA	-3,79	-36,80	VERIFICA
	6 NORTE	-0,92	-33,90	VERIFICA	7,80	21,30	VERIFICA

Extremo inferior						
COLUMNA	CORTE 2-2	θV_n		CORTE 3-3	θV_n	
	(Ton)	(Ton.m)	Verifica	(Ton)	(Ton.m)	Verifica

CON VIENTO X-X PERPENDICULAR A LA CUMBRERA	1 SUR	6,46	33,90	VERIFICA	-3,26	-21,30	VERIFICA
	2 SUR	10,54	33,90	VERIFICA	-0,38	-21,30	VERIFICA
	3 SUR	10,82	33,90	VERIFICA	-0,21	-21,30	VERIFICA
	4 SUR	10,53	33,90	VERIFICA	0,00	21,30	VERIFICA
	5 SUR	11,71	33,90	VERIFICA	0,70	36,98	VERIFICA
	6 SUR	6,01	33,90	VERIFICA	3,00	21,30	VERIFICA
	1 NORTE	5,38	33,90	VERIFICA	-3,24	-21,30	VERIFICA
	2 NORTE	8,08	33,90	VERIFICA	-0,35	-21,30	VERIFICA
	3 NORTE	8,36	33,90	VERIFICA	-0,17	-21,30	VERIFICA
	4 NORTE	8,07	33,90	VERIFICA	0,03	21,30	VERIFICA
	5 NORTE	9,38	33,90	VERIFICA	0,81	36,80	VERIFICA
	6 NORTE	4,93	33,90	VERIFICA	3,05	21,30	VERIFICA

Extremo superior						
COLUMNA	CORTE 2-2	θV_n		CORTE 3-3	θV_n	
	(Ton)	(Ton.m)	Verifica	(Ton)	(Ton.m)	Verifica

CON VIENTO X-X PERPENDICULAR A LA CUMBRERA	1 SUR	1,46	21,30	VERIFICA	-1,39	21,30	VERIFICA
	2 SUR	0,37	21,30	VERIFICA	1,01	21,30	VERIFICA
	3 SUR	0,64	21,30	VERIFICA	0,18	21,30	VERIFICA
	4 SUR	0,35	21,30	VERIFICA	-0,03	21,30	VERIFICA
	5 SUR	1,53	33,90	VERIFICA	-2,28	36,98	VERIFICA
	6 SUR	1,01	21,30	VERIFICA	6,05	21,30	VERIFICA
	1 NORTE	2,55	21,30	VERIFICA	-4,95	21,30	VERIFICA
	2 NORTE	2,29	21,30	VERIFICA	1,09	21,30	VERIFICA
	3 NORTE	2,56	21,30	VERIFICA	0,21	21,30	VERIFICA
	4 NORTE	2,27	21,30	VERIFICA	0,02	21,30	VERIFICA
	5 NORTE	3,58	33,90	VERIFICA	2,28	36,80	VERIFICA
	6 NORTE	2,10	21,30	VERIFICA	6,05	21,30	VERIFICA

Esfuerzo axial y momentos flectores en viga 3

ENTRE	ESFUERZO AXIAL	Momento 2-2 MAX (Horizontal)			Momento 3-3 MAX (Vertical)		
COLUMNAS	(Ton)	(Ton.m)	ϕ Mn	Verifica	(Ton.m)	ϕ Mn	Verifica

CON VIENTO X-X	PERPENDICULAR A LA CUMBRERA	1 - 2 SUR	-4,89	2,13	35,60	VERIFICA	15,91	30,60	VERIFICA
				-2,77	-35,60	VERIFICA	-29,14	-25,40	NO VERIFICA
		2 - 3 SUR	-3,86	1,24	35,60	VERIFICA	12,93	30,60	VERIFICA
				-3,31	-35,60	VERIFICA	-26,61	-25,40	NO VERIFICA
		3 - 4 SUR	-3,72	1,21	35,60	VERIFICA	13,16	30,60	VERIFICA
				-3,07	-35,60	VERIFICA	-26,32	-25,40	NO VERIFICA
		4 - 5 SUR	-3,71	3,90	35,60	VERIFICA	12,94	30,60	VERIFICA
				-2,14	-35,60	VERIFICA	-26,86	-25,40	NO VERIFICA
		5 - 6 SUR	-5,99	1,25	35,60	VERIFICA	19,01	30,60	VERIFICA
				-1,88	-35,60	VERIFICA	-33,17	-25,40	NO VERIFICA
		1 - 2 NORTE	-4,91	2,02	35,60	VERIFICA	15,78	30,60	VERIFICA
				-2,75	-35,60	VERIFICA	-29,12	-25,40	NO VERIFICA
		2 - 3 NORTE	-3,88	1,29	35,60	VERIFICA	12,93	30,60	VERIFICA
				-3,01	-35,60	VERIFICA	-26,59	-25,40	NO VERIFICA
		3 - 4 NORTE	-3,73	0,77	35,60	VERIFICA	13,16	30,60	VERIFICA
				-2,30	-35,60	VERIFICA	-26,31	-25,40	NO VERIFICA
4 - 5 NORTE	-3,71	3,01	35,60	VERIFICA	12,94	30,60	VERIFICA		
		-1,99	-35,60	VERIFICA	-26,87	-25,40	NO VERIFICA		
5 - 6 NORTE	-6,00	1,99	35,60	VERIFICA	18,98	30,60	VERIFICA		
		-1,33	-35,60	VERIFICA	-33,16	-25,40	NO VERIFICA		

ENTRE	CORTE 3 (Horizontal)			CORTE 2 (Vertical)		
COLUMNAS	(Ton)	ϕ Vn	Verifica	(Ton)	ϕ Vn (Ton)	Verifica

CON VIENTO X-X	PERPENDICULAR A LA CUMBRERA	1 - 2 SUR	4,32	27,00	VERIFICA	22,16	48,60	VERIFICA
			-2,68	-27,00	VERIFICA	-19,12	-48,60	VERIFICA
		2 - 3 SUR	3,46	27,00	VERIFICA	20,66	48,60	VERIFICA
			-2,65	-27,00	VERIFICA	-20,70	-48,60	VERIFICA
		3 - 4 SUR	2,66	27,00	VERIFICA	20,68	48,60	VERIFICA
			-1,33	-27,00	VERIFICA	-20,68	-48,60	VERIFICA
		4 - 5 SUR	2,65	27,00	VERIFICA	20,77	48,60	VERIFICA
			-3,45	-27,00	VERIFICA	-20,57	-48,60	VERIFICA
		5 - 6 SUR	3,71	27,00	VERIFICA	23,19	48,60	VERIFICA
			-4,34	-27,00	VERIFICA	-23,98	-48,60	VERIFICA
		1 - 2 NORTE	3,66	27,00	VERIFICA	22,12	48,60	VERIFICA
			-3,2	-27,00	VERIFICA	-19,06	-48,60	VERIFICA
		2 - 3 NORTE	2,26	27,00	VERIFICA	20,66	48,60	VERIFICA

		-3,46	-27,00	VERIFICA	-20,69	-48,60	VERIFICA
3 - 4 NORTE		2,66	27,00	VERIFICA	20,67	48,60	VERIFICA
		-2,66	-27,00	VERIFICA	-20,69	-48,60	VERIFICA
4 - 5 NORTE		3,45	27,00	VERIFICA	20,77	48,60	VERIFICA
		-3,45	-27,00	VERIFICA	-20,57	-48,60	VERIFICA
5 - 6 NORTE		4,34	27,00	VERIFICA	23,19	48,60	VERIFICA
		-3,71	-27,00	VERIFICA	-23,98	-48,60	VERIFICA

ENTRE	ESFUERZO AXIAL	Momento 2-2 MAX (Horizontal)			Momento 3-3 MAX (Vertical)		
COLUMNAS	(Ton)	(Ton.m)	ϕ Mn	Verifica	(Ton.m)	ϕ Mn	Verifica

CON VIENTO Y-Y	PAARALELO A LA CUMBRERA	1 - 2 SUR	-5,12	5,15	35,60	VERIFICA	15,92	30,60	VERIFICA
				-2,10	-35,60	VERIFICA	-29,02	-25,40	NO VERIFICA
		2 - 3 SUR	-4,94	4,48	35,60	VERIFICA	12,93	30,60	VERIFICA
				-0,67	-35,60	VERIFICA	-26,71	-25,40	NO VERIFICA
		3 - 4 SUR	-3,89	4,06	35,60	VERIFICA	13,18	30,60	VERIFICA
				-0,69	-35,60	VERIFICA	-26,46	-25,40	NO VERIFICA
		4 - 5 SUR	-3,91	4,38	35,60	VERIFICA	12,80	30,60	VERIFICA
				-1,20	-35,60	VERIFICA	-27,21	-25,40	NO VERIFICA
		5 - 6 SUR	-7,73	6,70	35,60	VERIFICA	24,12	30,60	VERIFICA
				-9,25	-35,60	VERIFICA	-38,71	-25,40	NO VERIFICA
		1 - 2 NORTE	-5,33	1,89	35,60	VERIFICA	15,78	30,60	VERIFICA
				-0,65	-35,60	VERIFICA	-29,00	-25,40	NO VERIFICA
		2 - 3 NORTE	-4,03	3,11	35,60	VERIFICA	12,93	30,60	VERIFICA
				-1,82	-35,60	VERIFICA	-26,69	-25,40	NO VERIFICA
		3 - 4 NORTE	-3,90	2,72	35,60	VERIFICA	13,18	30,60	VERIFICA
				-1,64	-35,60	VERIFICA	-26,45	-25,40	NO VERIFICA
		4 - 5 NORTE	-3,91	2,57	35,60	VERIFICA	12,80	30,60	VERIFICA
				-1,77	-35,60	VERIFICA	-27,22	-25,40	NO VERIFICA
		5 - 6 NORTE	-7,73	8,07	35,60	VERIFICA	24,15	30,60	VERIFICA
				-3,11	-35,60	VERIFICA	-38,69	-25,40	NO VERIFICA

ENTRE	CORTE 3 (Horizontal)			CORTE 2 (Vertical)		
COLUMNAS	(Ton)	ϕ Vn	Verifica	(Ton)	ϕ Vn (Ton)	Verifica

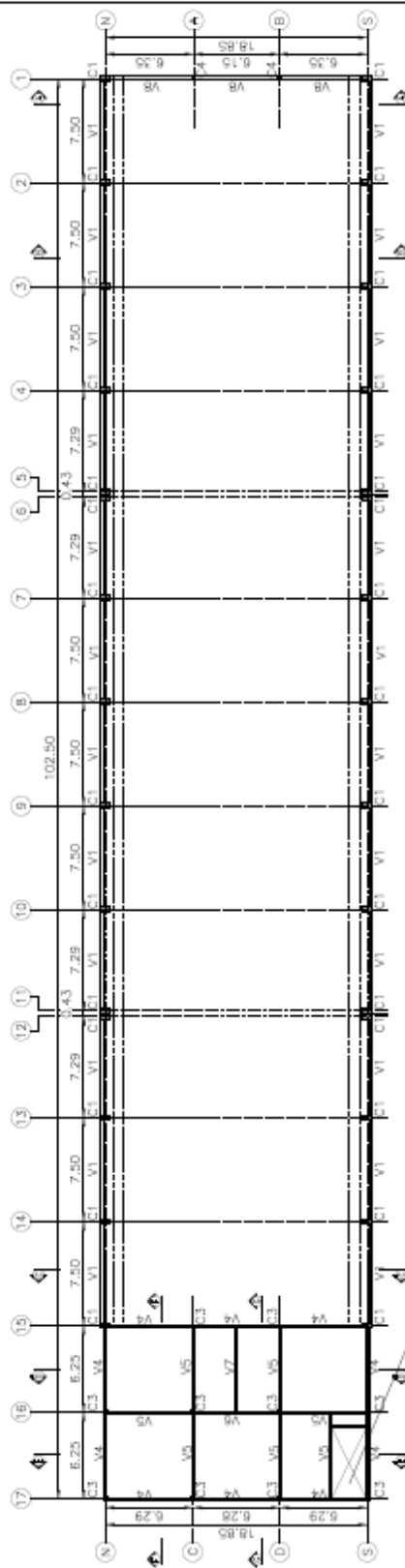
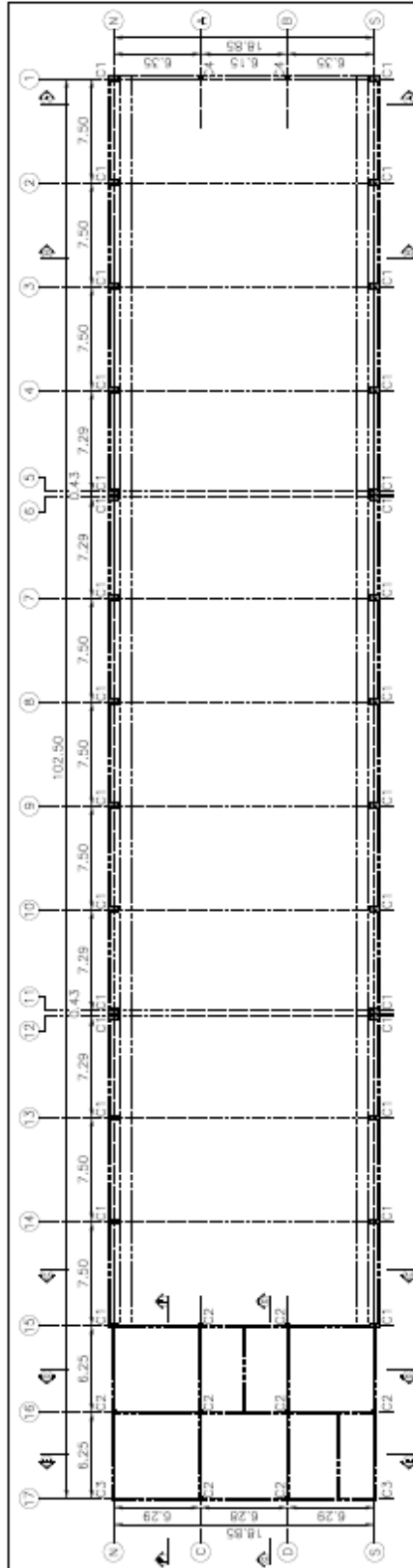
CON VIENTO Y-Y	PAARALELO A LA CUMBRERA	1 - 2 SUR	4,3	27,00	VERIFICA	22,11	48,60	VERIFICA
			-4,5	-27,00	VERIFICA	-19,15	-48,60	VERIFICA
		2 - 3 SUR	3,6	27,00	VERIFICA	20,63	48,60	VERIFICA
			-3,94	-27,00	VERIFICA	-20,73	-48,60	VERIFICA
		3 - 4 SUR	3,63	27,00	VERIFICA	20,63	48,60	VERIFICA
			-5,63	-27,00	VERIFICA	-26,46	-48,60	VERIFICA
		4 - 5 SUR	5,62	27,00	VERIFICA	14,90	48,60	VERIFICA
			-4,16	-27,00	VERIFICA	-20,50	-48,60	VERIFICA

5 - 6 SUR	6,89	27,00	VERIFICA	29,84	48,60	VERIFICA
	-10,55	-27,00	VERIFICA	-26,66	-48,60	VERIFICA
1 - 2 NORTE	5,75	27,00	VERIFICA	22,07	48,60	VERIFICA
	-5,32	-27,00	VERIFICA	-19,16	-48,60	VERIFICA
2 - 3 NORTE	5,64	27,00	VERIFICA	20,63	48,60	VERIFICA
	-5,65	-27,00	VERIFICA	-20,73	-48,60	VERIFICA
3 - 4 NORTE	5,63	27,00	VERIFICA	20,63	48,60	VERIFICA
	-5,65	-27,00	VERIFICA	-20,73	-48,60	VERIFICA
4 - 5 NORTE	6,06	27,00	VERIFICA	20,81	48,60	VERIFICA
	-5,62	-27,00	VERIFICA	-20,50	-48,60	VERIFICA
5 - 6 NORTE	10,55	27,00	VERIFICA	29,94	48,60	VERIFICA
	-6,89	-27,00	VERIFICA	-26,66	-48,60	VERIFICA

10 Conclusiones

Podemos concluir el estudio indicando que el edificio o estructura verifica para todas las condiciones de cargas normales y extremas a excepción del Momento vertical negativo la viga 3 superior. De tablas de resultados podemos observar que los puntos que no verifican necesitan un incremento de resistencia al Momento vertical del 52%. Para ello proponemos reforzar la sección de la armadura superior en al menos el 56%. Cambiamos la armadura superior de 4 Φ 20 a 4 Φ 25 que nos da una sección de armadura superior 0,56 veces la propuesta en el cálculo realizado.

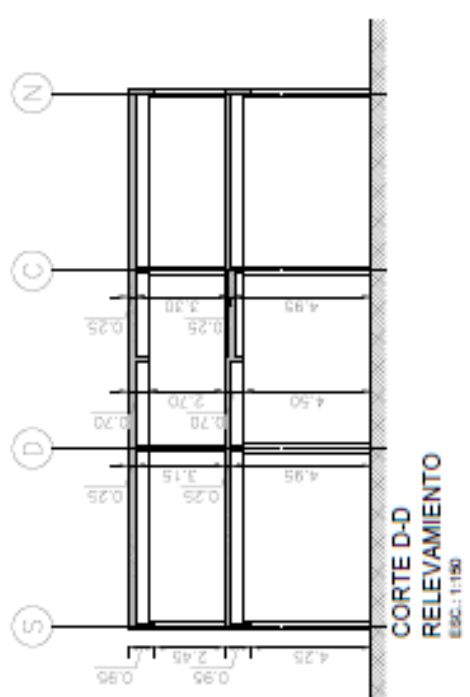
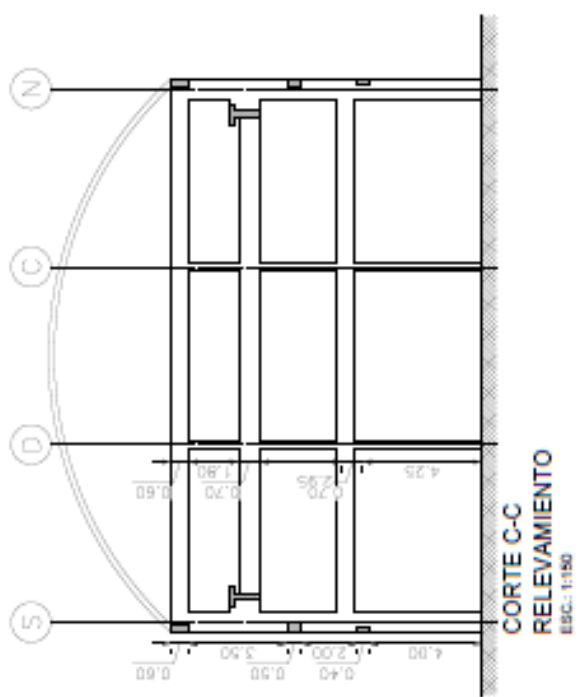
ANEXO I : PLANOS



DIRECCIÓN DE LA LÁMINA: H04 A3 (420X297)
 ICCE - Minsedg

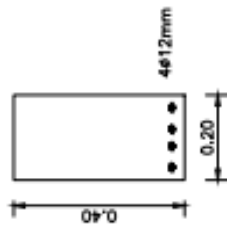
 UNC CENTRO DE VINCULACIÓN DE LA SECRETARÍA DE EXTENSIÓN FCEfyn <small>Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales</small> UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA	GENERAL PLANTA BAJA Y 1º PISO FECHA: 30/12/2017 PLANO Nº: 01	PLANOS DE RELEVAMIENTO GEOMÉTRICO EDIFICIO ICCE MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN
--	---	--

INGENIERO EN LA ESPECIALIDAD DE INGENIERIA CIVIL (420X297)
 DISEÑO DE LA LÍNEA HOJA 43 (420X297)

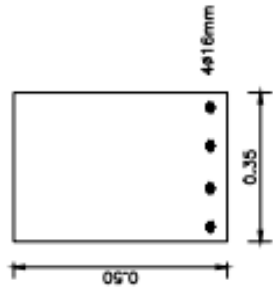


PLANOS DE RELEVAMIENTO GEOMETRICO		GENERAL		UNC	
EDIFICIO ICCE		SECRETARÍA DE EXTENSIÓN		FCEEfyn	
MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN		CORTES C-C Y D-D		UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA	
		FECHA: 30/12/2017		PLANTILLA: 05	

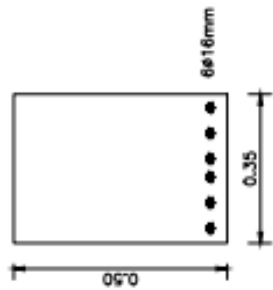
VIGA V1
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



VIGA V2/EXTREMO
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



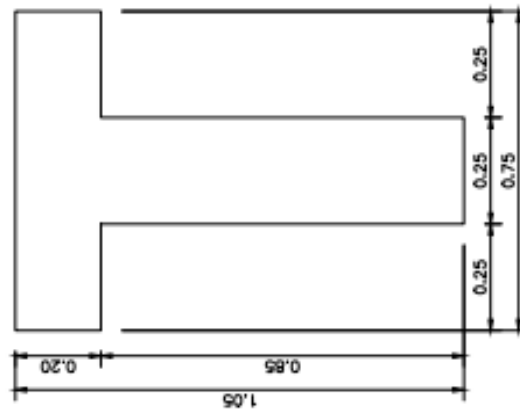
VIGA V2/CENTRO
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



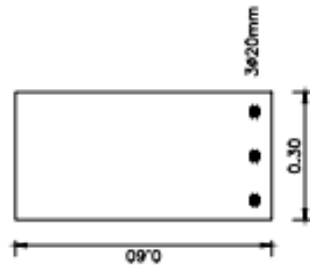
Estribos 16mm c/20cm

Estribos 16mm c/20cm

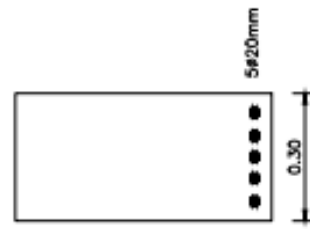
VIGA VT
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



VIGA V3/CENTRO
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



VIGA V3/CENTRO
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



- Medidas aproximadas según relevamiento geométrico



PLANOS DE RELEVAMIENTO GEOMÉTRICO

EDIFICIO ICCE
MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN

DETALLES
VIGAS

FECHA: 30/12/2017 PLANO Nº: 08

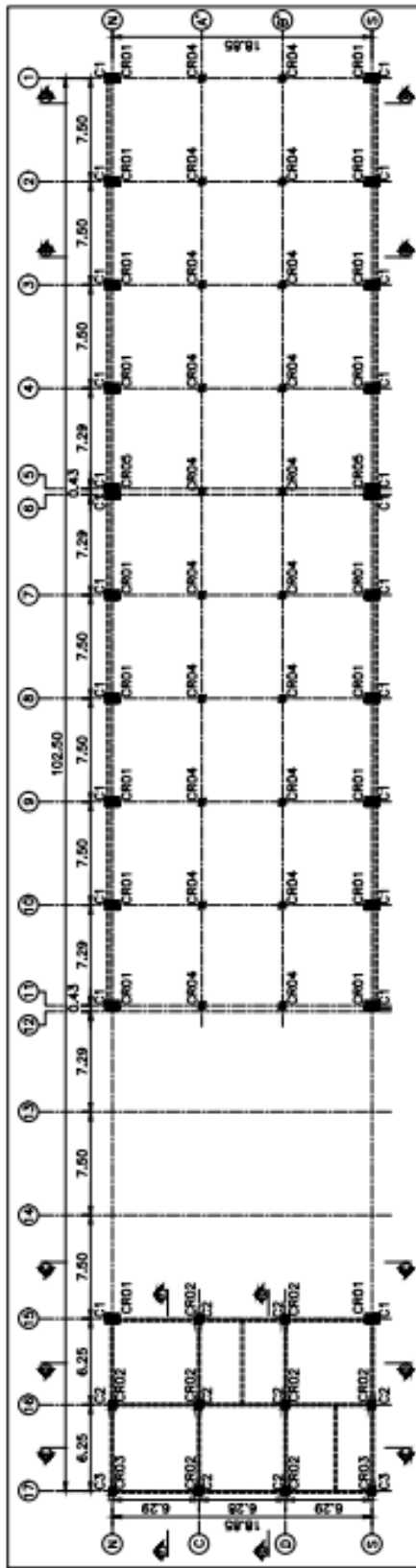
CENTRO DE VINCULACIÓN DE LA
SECRETARÍA DE EXTENSIÓN

FCEfyn
Escuelas de
Ciencias Exactas,
Físicas y Naturales

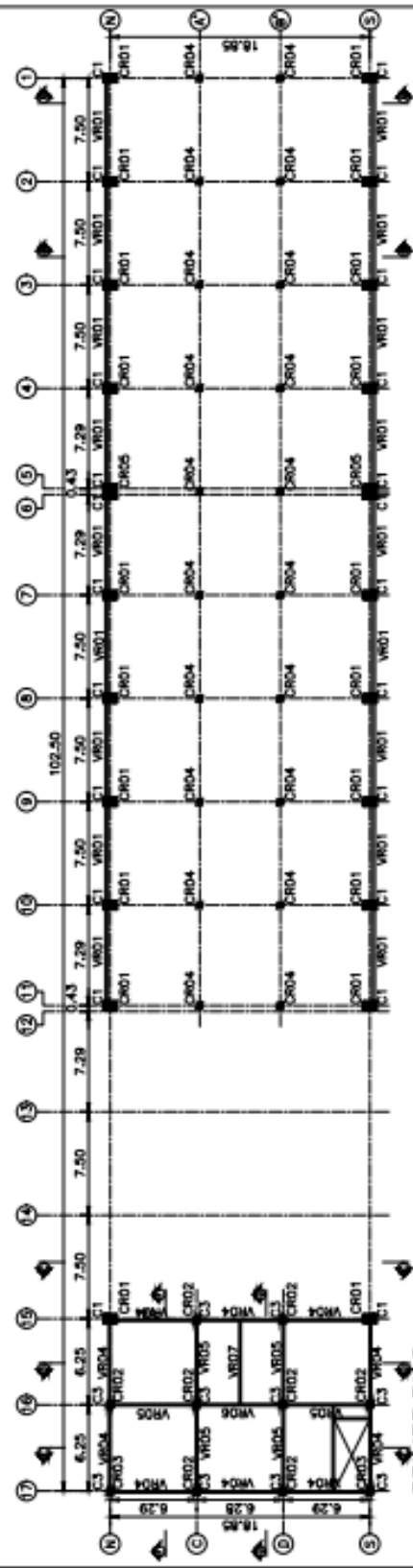
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA



UNC



**PLANTA BAJA
REFUERZO**
ESC.: 1:300



**PRIMER PISO
REFUERZO**
ESC.: 1:300

- Respetar junta de dilatación para dividir construcción existente y construcción nueva entre ejes 11-15



DIMENSION DE LA LAMINA HOJA A3 (420x297)
ICCE Mensajero

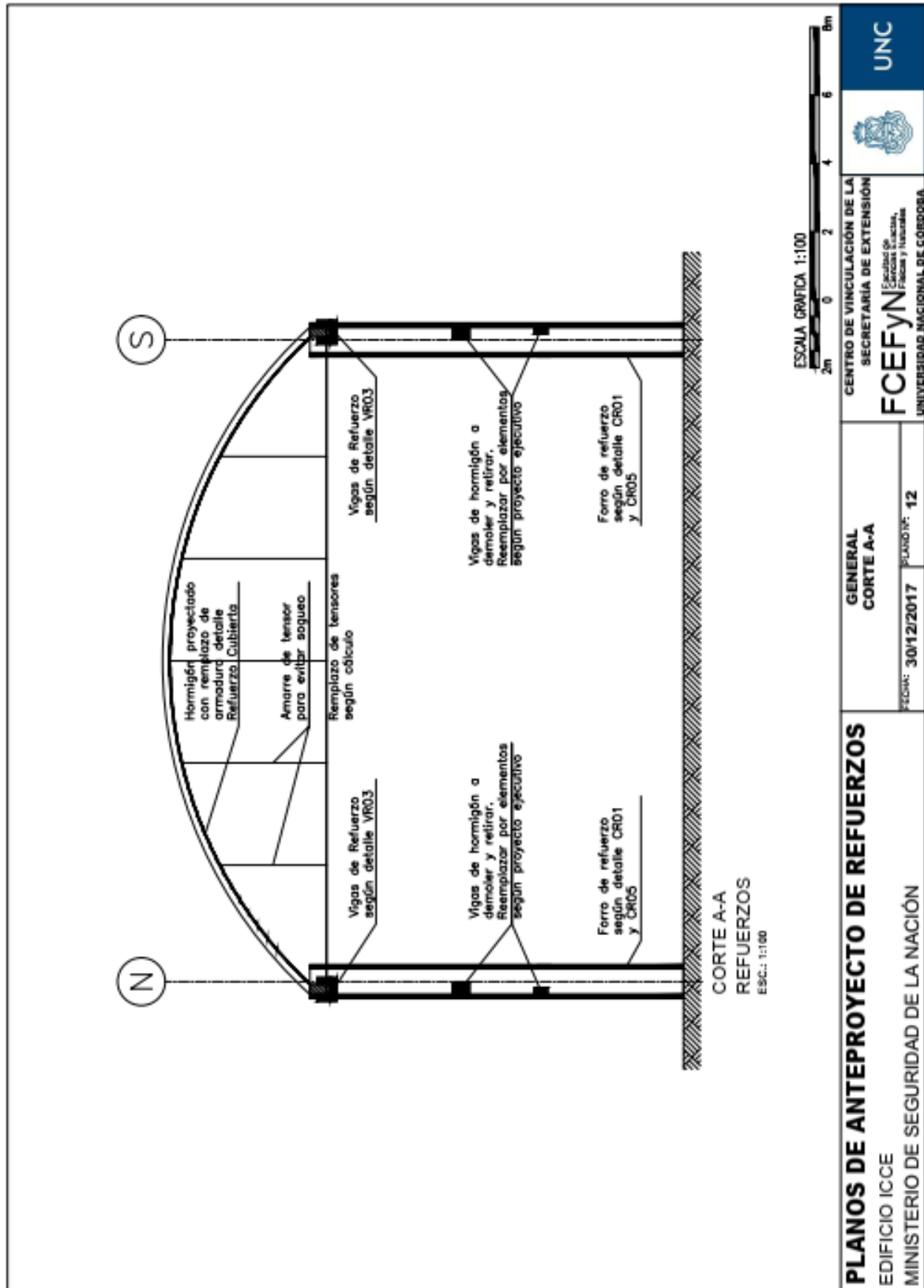
PLANOS DE ANTEPROYECTO DE REFUERZOS
EDIFICIO ICCE
MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN

GENERAL
PLANTA BAJA Y 1º PISO
FECHA: 30/12/2017 PLANTILLA: 10

FCFyN
Facultad de
Ciencias,
Física y Nuclear
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA



UNC

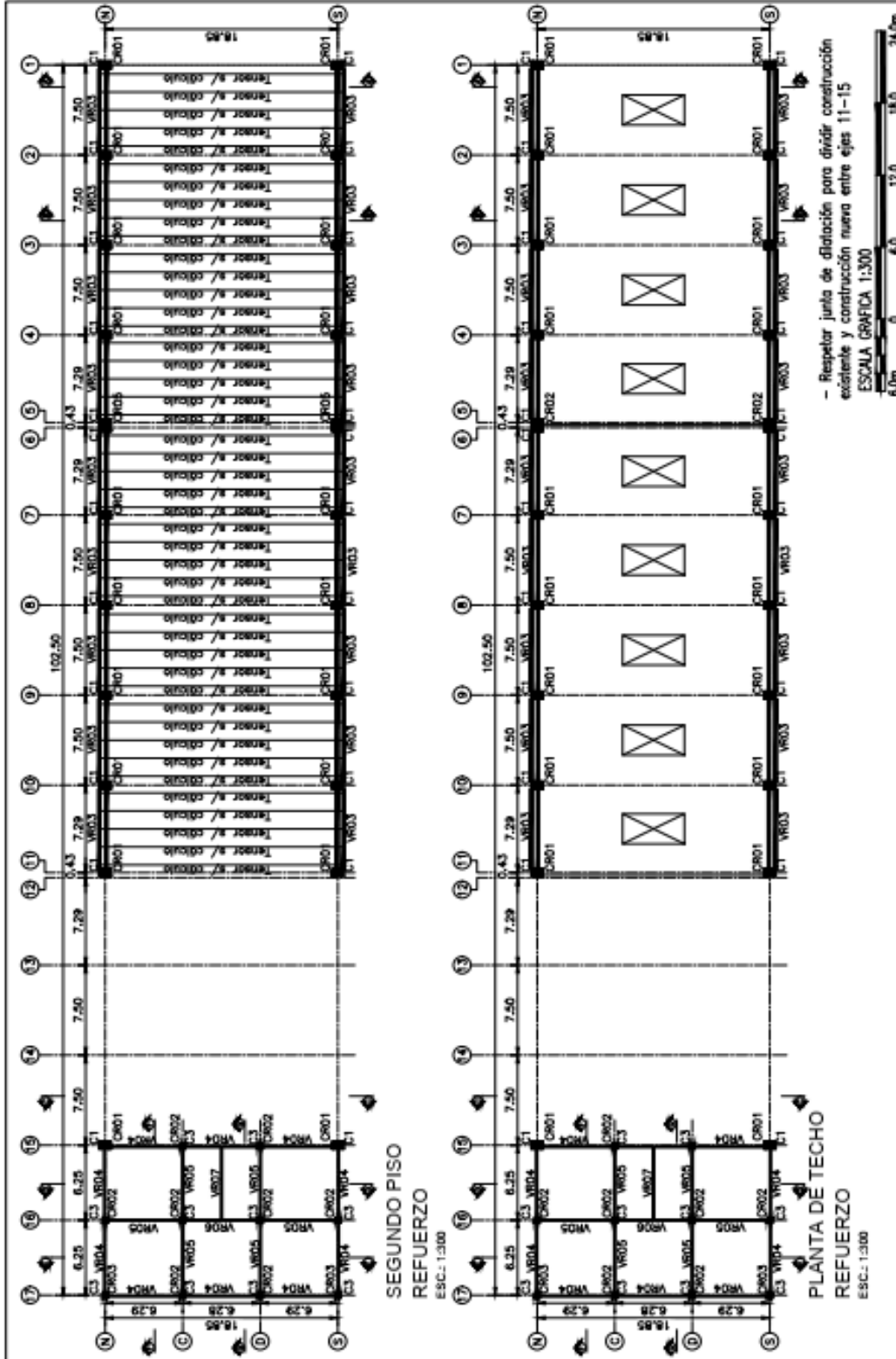


PLANOS DE ANTEPROYECTO DE REFUERZOS
 EDIFICIO ICCE
 MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN

GENERAL
 CORTE A-A
 FECHA: 30/12/2017
 PLANO Nº: 12

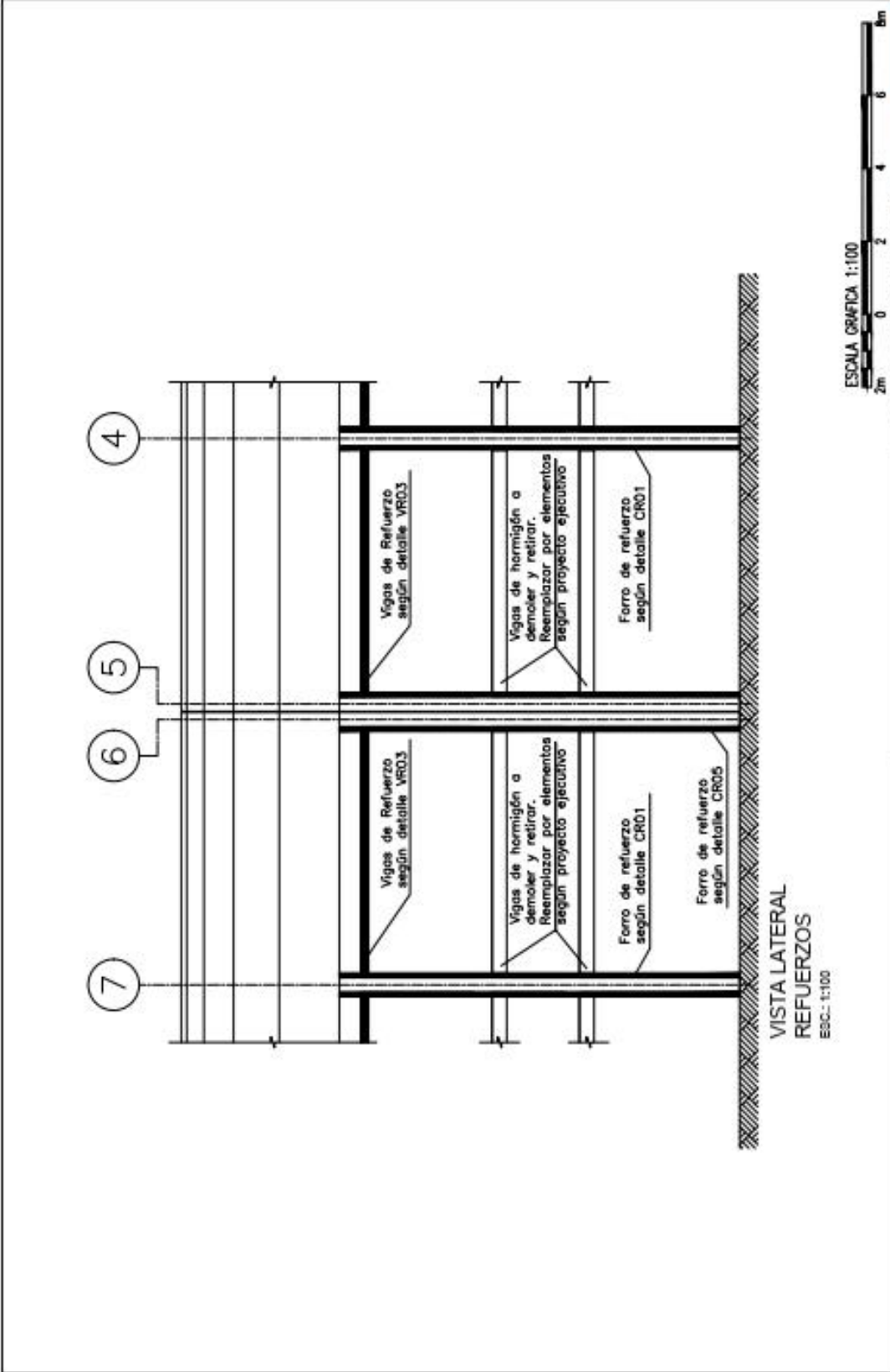
FCEfyn Facultad de Ciencias, Física y Matemática
 CENTRO DE VINCULACIÓN DE LA SECRETARÍA DE EXTENSIÓN
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA



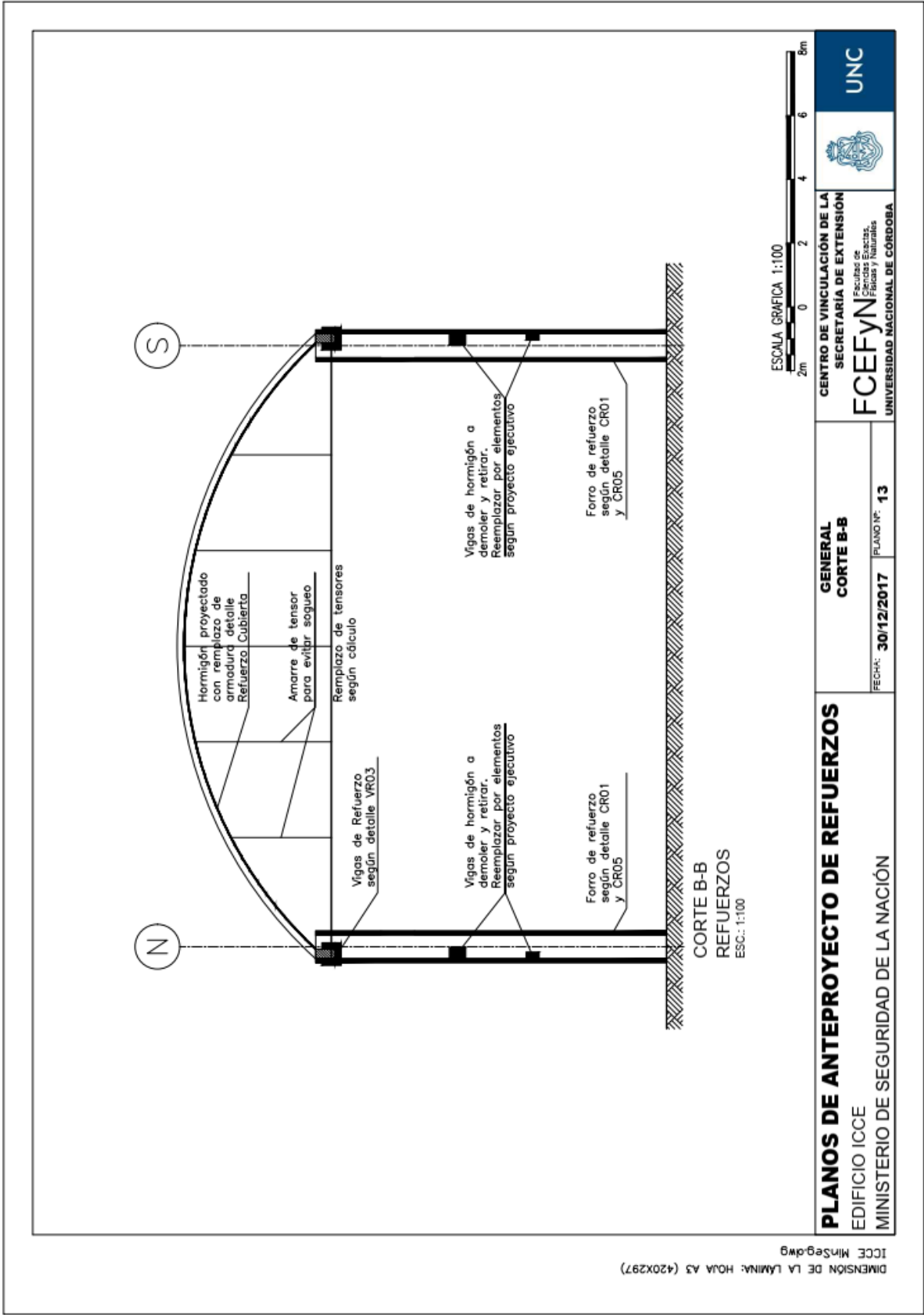


DIMENSION DE LA LÁMINA HOJA A3 (420X297)
ICCE MnsSegde9


PLANOS DE ANTEPROYECTO DE REFUERZOS EDIFICIO ICCE MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN	GENERAL PLANTA 2º PISO Y CUBIERTA	 FCFEFYN <small>Facultad de Ciencias, Física y Matemática</small> UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
	FECHA: 30/11/2017 PLANO Nº: 11	 UNC



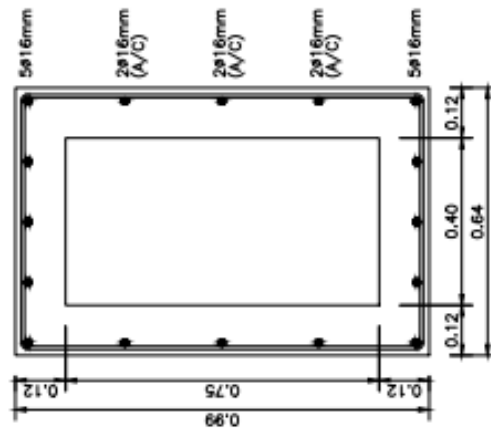
PLANOS DE ANTEPROYECTO DE REFUERZOS EDIFICIO ICCE MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN	GENERAL VISTA LATERAL	CENTRO DE VINCULACIÓN DE LA SECRETARÍA DE EXTENSIÓN CFEFyN Facultad de Filosofía y Letras UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA	UNC
	FECHA: 30/12/2017 PLANO Nº: 15		



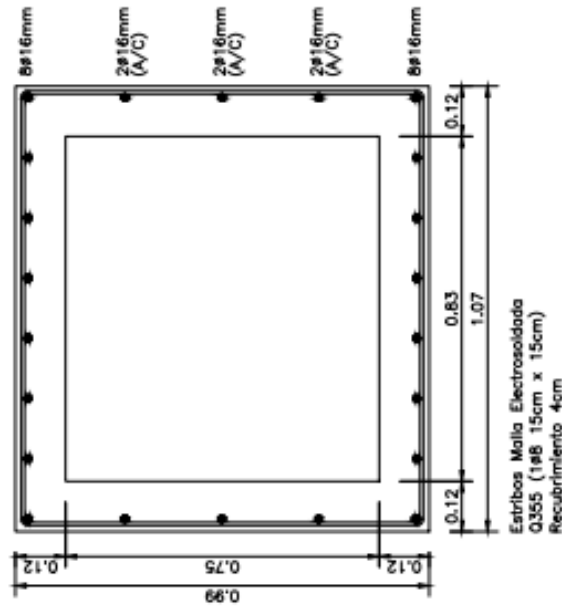
ICCE MinSeg.dwg
 DIMENSION DE LA LAMINA: HOJA A3 (420X297)

PLANOS DE ANTEPROYECTO DE REFUERZOS		GENERAL		 UNC CENTRO DE VINCULACIÓN DE LA SECRETARÍA DE EXTENSIÓN FCEfyn Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA
EDIFICIO ICCE		CORTE B-B		
MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN		FECHA: 30/12/2017	PLANO N°: 13	

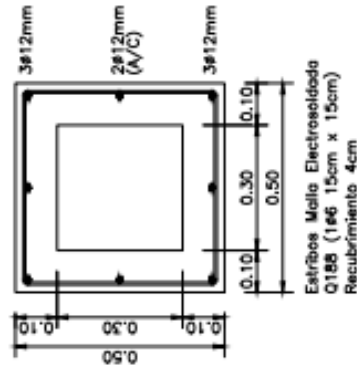
COLUMNA CR01
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



COLUMNA CR05
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



COLUMNA CR02
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10

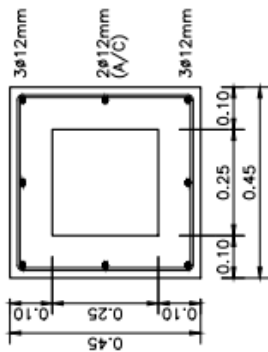


ESCALA GRAFICA 1:10
0.2m 0 0.2 0.4 0.6 0.8m

PLANOS DE ANTEPROYECTO DE REFUERZOS EDIFICIO ICCE MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN	DETALLES COLUMNAS	CENTRO DE VINCULACIÓN DE LA SECRETARÍA DE EXTENSIÓN FCEFYN Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA	UNIC
	FECHA: 30/12/2017		

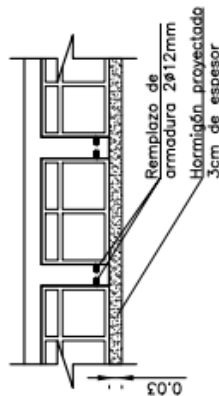
DIMENSIÓN DE LA LÁMINA: HOJA A3 (420X297)
ICCE Minsedeg

COLUMNA CR03
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10

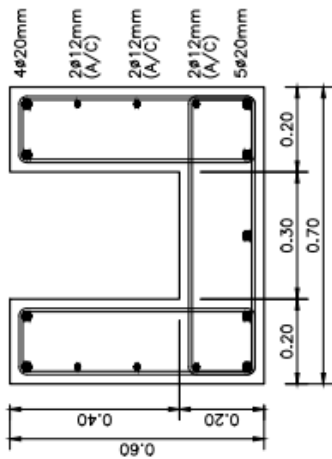


Estribos Malla Electrosoldada
Q188 (1x6 15cm x 15cm)
Recubrimiento 4cm

REFUERZO CUBIERTA
CORTE
ESC.: 1:10

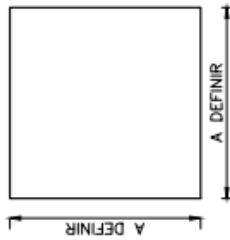


VIGA VR03
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



Estribos 3Ø8 c/10cm
Recubrimiento 4cm

COLUMNA CR04
DETALLE ARMADURA
ESC.: 1:10



Dimensiones y armadura a
definir según proyecto
ejecutivo

ESCALA GRAFICA 1:10
0.2m 0 0.2 0.4 0.6 0.8m

PLANOS DE ANTEPROYECTO DE REFUERZOS
EDIFICIO ICCE
MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN

DETALLES
COLUMNAS, VIGAS Y CUBIERTA

FECHA: 30/12/2017 PLANO Nº: 17

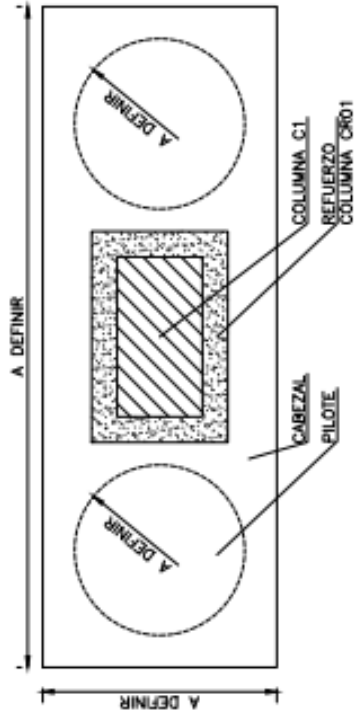
FCEFYn
Facultad de
Ciencias Exactas,
Físicas y Naturales
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA



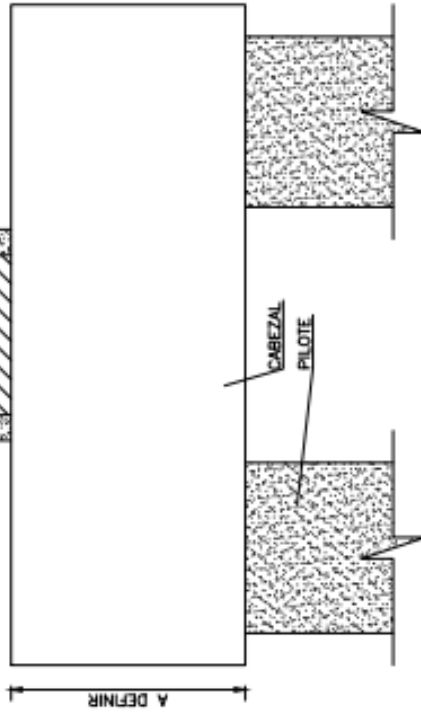
UNC

DIMENSION DE LA LAMINA: HOJA A3 (420X297)
ICCE MinSeg.dwg

ESQUEMA DE FUNDACIÓN
VISTA SUPERIOR
ESCALA: 1:20



ESQUEMA DE FUNDACIÓN
CORTE
ESCALA: 1:20



ESCALA GRAFICA 1:20



PLANOS DE ANTEPROYECTO DE REFUERZOS
EDIFICIO ICCE
MINISTERIO DE SEGURIDAD DE LA NACIÓN

DETALLES
ESQUEMA DE FUNDACIONES

FECHA: 30/12/2017 PLANO Nº: 18

CENTRO DE VINCULACIÓN DE LA
SECRETARÍA DE EXTENSIÓN
FCFyN
Facultad de
Ciencias Exactas,
Físicas y Naturales
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA



UNC

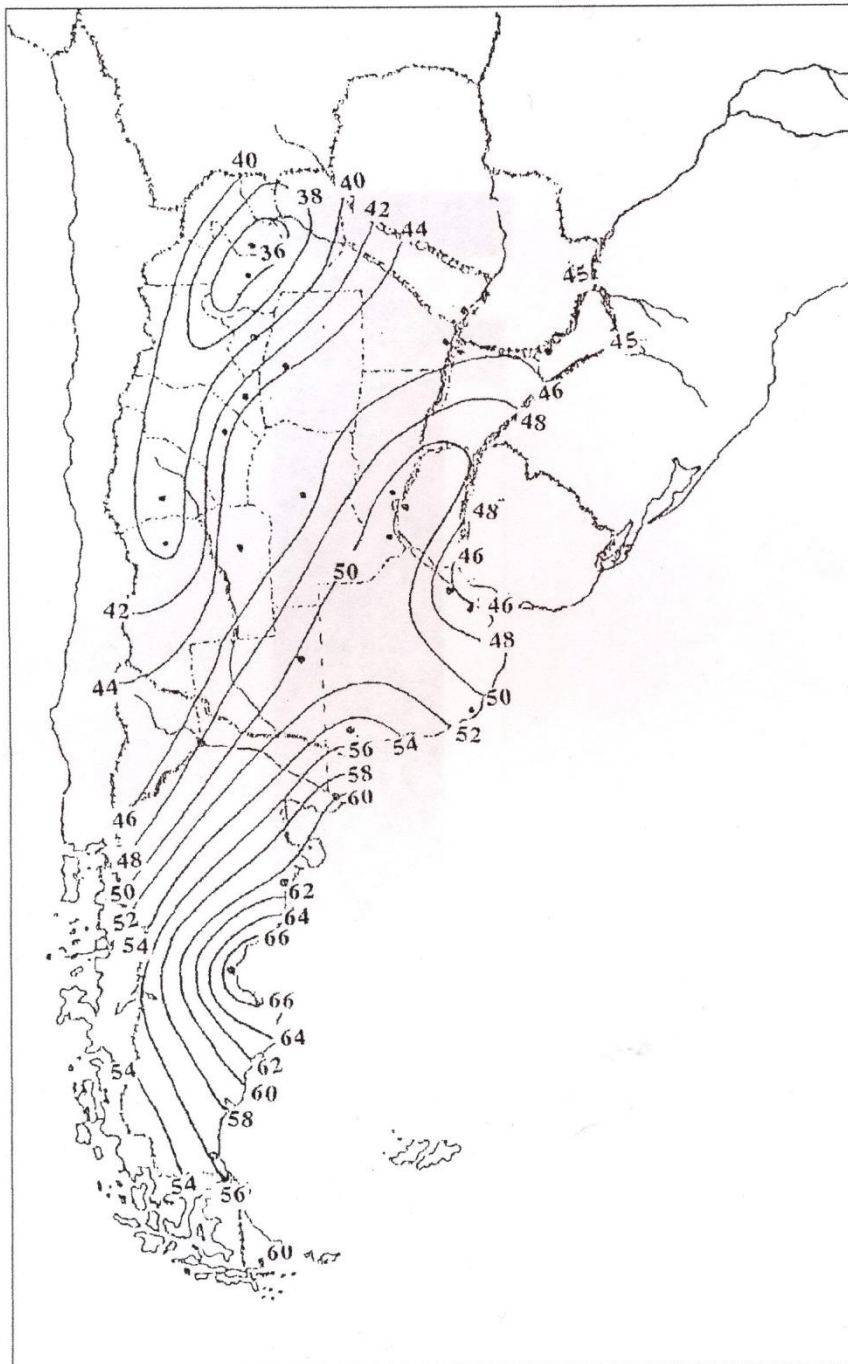
DIMENSION DE LA LÁMINA: HOJA A3 (420X297)
ICCE Minsedmg

ANEXO II

Resumen Reglamento CIRSOC INPRES 2005

Figura 1 A

Velocidad básica del viento



Notas:

1. Los valores se refieren a velocidad de ráfaga de 3 segundos en m/s a 10 m. sobre el terreno para Categoría de Exposición C y están asociadas con una probabilidad anual de 0,02.
2. Es aplicable la interpolación lineal entre contornos de velocidades del viento.
3. Islas y áreas costeras fuera del último contorno se deben usar este último contorno de velocidad del viento del área costera.
4. Los terrenos montañosos, quebradas, promontorios marinos y regiones especiales de viento se deben examinar para condiciones inusuales de viento.

Figura 1 B

Velocidades básicas del viento en ciudades

CIUDAD	V (m/s)
BAHIA BLANCA	55,0
BARILOCHE	46,0
BUENOS AIRES	45,0
CATAMARCA	43,0
COMODORO RIVADAVIA	67,5
CORDOBA	45,0
CORRIENTES	46,0
FORMOSA	45,0
LA PLATA	46,0
LA RIOJA	44,0
MAR DEL PLATA	51,0
MENDOZA	39,0
NEUQUEN	48,0
PARANA	52,0
POSADAS	45,0
RAWSON	60,0
RESISTENCIA	45,0
RIO GALLEGOS	60,0
ROSARIO	50,0
SALTA	35,0
SANTA FE	51,0
SAN JUAN	40,0
SAN LUIS	45,0
SAN MIGUEL DE TUCUMAN	40,0
SAN SALVADOR DE JUJUY	34,0
SANTA ROSA	50,0
SANTIAGO DEL ESTERO	43,0
USHUAIA	60,0
VIEDMA	60,0

Nota:

Los valores se refieren a velocidad de ráfaga de 3 segundos en m/s a 10 m. sobre el terreno para Categoría de Exposición C y están asociadas con una probabilidad anual de 0,02.

Factor de direccionalidad del viento

El factor de direccionalidad del viento, K_d , se debe obtener de la Tabla 6 y se debe aplicar solamente cuando se use conjuntamente con las combinaciones de carga especificadas en los respectivos Reglamentos de aplicación.

FACTOR DE IMPORTANCIA

El factor de importancia I para un edificio u otra estructura que se obtiene de Tabla 1, se debe determinar en base a las categorías de edificios y otras estructuras indicadas en la Tabla A-1, del Apéndice A.

CATEGORÍAS DE EXPOSICIÓN

Generalidades

Para cada dirección de viento considerada, se debe determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades de la superficie del terreno para el lugar en el cual se va a construir el edificio o la estructura.

Para un sitio de emplazamiento ubicado en la zona de transición entre categorías, se debe aplicar aquella que conduzca a las mayores fuerzas de viento. Se deben tener en cuenta las variaciones en la rugosidad superficial del terreno que se generan a partir de la topografía natural y de la vegetación, así como de las construcciones existentes. Para cualquier dirección dada de viento, la exposición en la cual se ubica un edificio específico u otra estructura se debe fijar dentro de las siguientes categorías:

1. **Exposición A.** Centro de grandes ciudades con al menos **50%** de los edificios de altura mayor que **20 m**. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición **A** prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos **800 m** ó **10** veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor. Se tendrán en cuenta los posibles efectos de acanalamiento o presiones dinámicas incrementadas debido a que el edificio o estructura se localiza en la estela de edificios adyacentes.
2. **Exposición B.** Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición esta limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición **B** prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos **500 m** ó **10** veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.
3. **Exposición C.** Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que **10 m**. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.
4. **Exposición D.** Areas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas al viento soplando desde aguas abiertas en una distancia de al menos **1600 m**. Esta exposición se debe aplicar solamente a aquellos edificios y otras estructuras expuestas al viento soplando desde el agua. La exposición **D** se extiende tierra

Tabla 6

Factor de direccionalidad del viento, K_d

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d *
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadradas	0,90
Hexagonales	0,95
Redondas	0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas	
Triangular, cuadrada, rectangular	0,85
Toda otra sección transversal	0,95

* El factor de direccionalidad K_d se ha calibrado con las combinaciones de carga especificadas en el Apéndice B. Este factor se debe aplicar solo cuando se use conjuntamente con las combinaciones de carga especificadas en B.3 o en los respectivos reglamentos de aplicación.

Tabla 1

Factor de importancia, I (Cargas de viento)

Categoría	I
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

Nota:

1. La clasificación de edificios y estructuras en categorías se indican en la Tabla A-1 del Apéndice A.

APÉNDICE A - CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

A los fines de la aplicación del presente Reglamento los edificios y otras estructuras se clasifican, basados en la naturaleza de su ocupación, de acuerdo con la Tabla A-1.

TABLA A-1 - Clasificación de Edificios y Otras Estructuras para Cargas de Viento

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Instalaciones Agrícolas. ▪ Ciertas instalaciones temporarias. ▪ Instalaciones menores para almacenamiento. 	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área. ▪ Edificios y otras estructuras para guarderías, escuelas primarias y secundarias con capacidad mayor que 150 personas. ▪ Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas. ▪ Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 personas para universidades o instalaciones para educación de adultos. ▪ Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. ▪ Instalaciones para cárceles y detenciones. ▪ Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV. Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Instalaciones petroquímicas. ▪ Instalaciones para almacenamiento de combustibles. ▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos. ▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos. Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.	III
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. ▪ Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia. ▪ Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias. ▪ Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias. ▪ Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia. ▪ Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de sub-estaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego). ▪ Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia. ▪ Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios. ▪ Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional. 	IV

Las categorías varían de I a IV, donde la categoría I representa edificios y otras estructuras con bajo peligro para la vida humana en caso de falla y la categoría IV representa instalaciones esenciales. Cada edificio u otra estructura se debe asignar a la categoría aplicable más alta.

Cuando los edificios u otras estructuras tienen usos múltiples, se debe examinar la relación entre los usos de las distintas partes del edificio u otra estructura y la independencia de los sistemas estructurales de aquellas diferentes partes.

La clasificación para cada sistema estructural independiente de un edificio u otra estructura de uso múltiple debe ser aquella del grupo de uso más alto en cualquier parte del edificio u otra estructura que sea dependiente de aquel sistema estructural básico.

5.4.4. Factor de direccionalidad del viento

El factor de direccionalidad del viento, K_d , se debe obtener de la Tabla 6 y se debe aplicar solamente cuando se use conjuntamente con las combinaciones de carga especificadas en los respectivos Reglamentos de aplicación.

5.5. FACTOR DE IMPORTANCIA

El factor de importancia I para un edificio u otra estructura que se obtiene de Tabla 1, se debe determinar en base a las categorías de edificios y otras estructuras indicadas en la Tabla A-1, del Apéndice A.

5.6. CATEGORÍAS DE EXPOSICIÓN

5.6.1. Generalidades

Para cada dirección de viento considerada, se debe determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades de la superficie del terreno para el lugar en el cual se va a construir el edificio o la estructura.

Para un sitio de emplazamiento ubicado en la zona de transición entre categorías, se debe aplicar aquella que conduzca a las mayores fuerzas de viento. Se deben tener en cuenta las variaciones en la rugosidad superficial del terreno que se generan a partir de la topografía natural y de la vegetación, así como de las construcciones existentes. Para cualquier dirección dada de viento, la exposición en la cual se ubica un edificio específico u otra estructura se debe fijar dentro de las siguientes categorías:

1. **Exposición A.** Centro de grandes ciudades con al menos **50%** de los edificios de altura mayor que **20 m**. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición **A** prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos **800 m** ó **10** veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor. Se tendrán en cuenta los posibles efectos de acanalamiento o presiones dinámicas incrementadas debido a que el edificio o estructura se localiza en la estela de edificios adyacentes.
2. **Exposición B.** Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición esta limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición **B** prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos **500 m** ó **10** veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.
3. **Exposición C.** Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que **10 m**. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.
4. **Exposición D.** Areas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas al viento soplando desde aguas abiertas en una distancia de al menos **1600 m**. Esta exposición se debe aplicar solamente a aquellos edificios y otras estructuras expuestas al viento soplando desde el agua. La exposición **D** se extiende tierra

adentro desde la costa a una distancia de **500 m** ó **10** veces la altura del edificio o estructura, la que sea mayor.

5.6.2. Categoría de exposición para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento

5.6.2.1. Edificios y otras estructuras

Para cada dirección de viento considerada, las cargas de viento para el diseño de sistemas principales resistentes a la fuerza del viento determinadas de la Figura 3 se debe basar en las categorías de exposición definidas en el artículo 5.6.1.

5.6.2.2. Edificios de baja altura

Las cargas de viento para el cálculo de sistemas principales resistentes a la fuerza del viento para edificios de baja altura se deben calcular usando una presión dinámica q_h basada en la exposición que conduzca a las cargas de viento más elevadas para cualquier dirección del viento en el sitio de emplazamiento cuando se usen los coeficientes de presión externa GC_{pf} dados en la Figura 4.

5.6.3. Categoría de exposición para componentes y revestimientos

5.6.3.1. Edificios con altura media de cubierta h igual o menor que 20 m

Los componentes y revestimientos para edificios con una altura media de cubierta h igual o menor que **20 m**, se deben calcular usando una presión dinámica q_h basada en la exposición que conduzca a las cargas de viento más elevadas para cualquier dirección del viento en el sitio de emplazamiento.

5.6.3.2. Edificios con una altura media de cubierta h mayor que 20 m y otras estructuras

Los componentes y revestimientos para edificios con altura media de cubierta que excedan los **20 m**, y para otras estructuras se deben calcular usando la exposición que conduzca a las cargas de viento más elevadas para cualquier dirección del viento en el sitio de emplazamiento.

5.6.4. Coeficiente de exposición para la presión dinámica

En base a la categoría de exposición determinada en el artículo 5.6.1., se debe obtener de la Tabla 5 un coeficiente de exposición para la presión dinámica K_z o K_h , según corresponda.

5.7. EFECTOS TOPOGRÁFICOS

5.7.1. Velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas

Los efectos del aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas aisladas que constituyen cambios abruptos en la topografía general en cualquier categoría de exposición, se deben incluir en el diseño toda vez que los edificios y otras condiciones del terreno y localización de las estructuras verifiquen los siguientes aspectos:

1. La loma, escarpa o colina se encuentra aislada y sin obstrucciones a barlovento generadas por otros rasgos topográficos de similar altura, en una distancia igual a 100 veces la altura del rasgo topográfico **100 H** ó **3000 m**, según cuál sea el menor valor. Esta distancia se medirá horizontalmente desde el punto en el cual se determina la altura **H** de la loma, escarpa o colina.
2. La loma, escarpa o colina sobresale un factor de dos o más veces la altura de cualquier rasgo topográfico del terreno a barlovento, dentro de un cuadrante cualquiera de radio igual a **3000 m**.
3. La estructura se localiza como se indica en la Figura 2 en la mitad superior de una loma o colina o cerca del borde de una escarpa.
4. $H/L_h \geq 0,2$
5. $H \geq 5$ m para exposiciones **C** y **D** y $H \geq 20$ m para exposiciones **A** y **B**.

5.7.2. Factor topográfico

El efecto del aumento de la velocidad del viento se debe incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño mediante el factor K_{zt} :

$$K_{zt} = (1 + K_1 \cdot K_2 \cdot K_3)^2 \quad (1)$$

donde K_1 , K_2 y K_3 se incluyen en la Figura 2.

5.8. FACTOR DE EFECTO DE RÁFAGA

5.8.1. Estructuras rígidas

Para las estructuras rígidas definidas en el Capítulo 2, el factor de efecto de ráfaga se debe adoptar igual a **0,85** o se debe determinar mediante la expresión:

$$G = 0,925 \left(\frac{1 + 1,7g_Q I_z Q}{1 + 1,7g_v I_z} \right) \quad (2)$$

donde:

$$I_z = c \left(\frac{10}{z} \right)^{1/6} \quad (3)$$

siendo:

I_z la intensidad de la turbulencia a la altura z .

z la altura equivalente de la estructura (**0,6h** pero no menor que z_{min} para todos los edificios de altura **h**).

Los valores de z_{min} y c están indicados para cada tipo de exposición en la Tabla 4. Las magnitudes g_Q y g_v se adoptarán igual a **3,4**. La respuesta base **Q** está dada por:

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,63 \left(\frac{B+h}{L_z} \right)^{0,63}}} \quad (4)$$

donde:

B y h se definen en el Capítulo 3;

L_z escala de longitud integral de la turbulencia a la altura equivalente.

$$L_z = \ell \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^\varepsilon \quad (5)$$

donde ℓ y ε están indicados en la Tabla 4.

5.8.2. Estructuras flexibles o dinámicamente sensibles

Para estructuras flexibles o dinámicamente sensibles como se definen en el Capítulo 2, el factor de efecto de ráfaga está dado por la expresión (6)

$$G_f = 0,925 \left(\frac{1 + 1,7 I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1,7 g_v I_z} \right) \quad (6)$$

Las magnitudes g_Q y g_v se deben adoptar igual a 3,4, en tanto que g_R se debe determinar mediante la expresión (7)

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600 n_1)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(3600 n_1)}} \quad (7)$$

El factor de respuesta resonante R , se obtiene de la expresión (8)

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0,53 + 0,47 R_L)} \quad (8)$$

$$R_n = \frac{7,47 N_1}{(1 + 10,3 N_1)^{5/3}} \quad (9)$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{V_z} \quad (10)$$

$$R_\ell = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \quad \text{para } \eta > 0 \quad (11a)$$

$$R_\ell = 1 \quad \text{para } \eta = 0 \quad (11b)$$

El subíndice ℓ en las expresiones (11a) y (11b) se refiere a h , B o L respectivamente.

siendo:

n_1	la frecuencia natural del edificio.
$R_\ell = R_h$	cuando $\eta = 4,6n_1h/\bar{V}_z$
$R_\ell = R_B$	cuando $\eta = 4,6n_1B/\bar{V}_z$
$R_\ell = R_L$	cuando $\eta = 15,4n_1L/\bar{V}_z$
β	la relación de amortiguamiento, porcentaje del crítico.
h, B y L	definidas en el Capítulo 3.
\bar{V}_z	la velocidad media horaria del viento a la altura z , en m/seg, según la expresión (12).

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left(\frac{z}{10} \right)^{\bar{\alpha}} V \quad (12)$$

donde:

\bar{b} y $\bar{\alpha}$ están listados en la Tabla 4,

V velocidad básica del viento en m/seg.

5.8.3. Análisis racional

En lugar del procedimiento definido en los artículos 5.8.1. y 5.8.2., se puede determinar el factor de efecto de ráfaga mediante un análisis racional propuesto en bibliografía reconocida.

5.8.4. Limitaciones

Cuando se presentan combinados los factores de efecto de ráfaga y coeficientes de presión (GC_{pi} , GC_{pe} y GC_{pr}) en las Figuras y Tablas, los factores de efecto de ráfaga no se determinarán separadamente.

5.9. CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTOS

5.9.1. Generalidades

Para la determinación de los coeficientes de presión interna todos los edificios se clasifican en cerrados, parcialmente cerrados o abiertos, como se define en el Capítulo 2.

5.9.2. Aberturas

A fin de determinar la clasificación de cerramientos definida en el artículo 5.9.1., se debe establecer la cantidad de aberturas en la envolvente del edificio.

5.9.3. Materiales arrastrados por el viento

El vidrioado en los 20 m inferiores de edificios de categorías II, III y IV (ver Tabla A-1 del Apéndice A) ubicados en regiones susceptibles de ser afectadas por partículas arrastradas por el viento, debe ser resistente a impactos o protegido por una cobertura que lo sea, o tal vidrioado se debe asimilar a una abertura cuando reciba presiones externas positivas.

5.9.4. Clasificaciones múltiples

Si un edificio por definición cumple simultáneamente con la clasificación "abierto" o "parcialmente cerrado", se debe clasificar como "abierto". Si un edificio no cumple ni con la clasificación de "abierto" ni "parcialmente cerrado", se debe considerar "cerrado".

5.10. PRESIÓN DINÁMICA

La presión dinámica q_z , evaluada a la altura z , se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad [\text{N/m}^2] \quad (13)$$

siendo:

- K_d el factor de direccionalidad del viento definido en el artículo 5.4.4.
- K_z el coeficiente de exposición para la presión dinámica definido en el artículo 5.6.4.
- K_{zt} el factor topográfico definido en el artículo 5.7.2.
- q_h la presión dinámica calculada mediante la expresión (13) a la altura media de cubierta h .
- V la velocidad básica del viento obtenida de la Figura 1.
- I el factor de importancia definido en el artículo 5.5.

Se debe usar el coeficiente numérico **0,613**, excepto donde se disponga de suficientes datos climáticos como para justificar la selección de un valor diferente de este factor para una aplicación de diseño específica.

5.11. COEFICIENTES DE PRESIÓN Y FUERZA

5.11.1. Coeficientes de presión interna

Los coeficientes de presión interna GC_{pi} se determinan de la Tabla 7 en base a la clasificación de cerramientos presentada en el artículo 5.9.

5.11.1.1. Factor de reducción para edificios de gran volumen

Para un edificio parcialmente cerrado que contiene un gran volumen único, no dividido, el coeficiente de presión interna GC_{pi} se debe multiplicar por el siguiente factor de reducción R_i :

$$R_i = 1,0 \quad \text{ó} \quad R_i = 0,5 \left(1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_i}{6954 A_{og}}}} \right) \leq 1,0 \quad (14)$$

siendo:

- A_{og} el área total de aberturas en la envolvente del edificio (paredes y cubierta), en m^2 ;

V_i el volumen interno no dividido, en m^3 .

5.11.2. Coeficientes de presión externa

5.11.2.1. Sistemas principales resistentes a la fuerza del viento

Los coeficientes de presión externa para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento C_p están dados en la Figura 3 y Tabla 8. Las combinaciones de factor de efecto de ráfaga y coeficiente de presión externa GC_{pf} están dadas en la Figura 4 para edificios de baja altura. Los valores del coeficiente de presión y del factor de efecto de ráfaga en la Figura 4 no deben separarse.

5.11.2.2. Componentes y revestimientos

Las combinaciones del factor de efecto de ráfaga y el coeficiente de presión externa GC_p para componentes y revestimientos están dadas en las Figuras 5 a 8. Los valores del coeficiente de presión y del factor de efecto de ráfaga no se deben separar.

5.11.3. Coeficientes de fuerza

Los coeficientes de fuerza C_f están dados en las Tablas 9 a 13.

5.11.4. Voladizos de cubiertas

5.11.4.1. Sistema principal resistente a la fuerza del viento

Los voladizos de cubiertas ubicados a barlovento se deben diseñar para presiones positivas correspondientes a un coeficiente de presión $C_p = 0,8$, actuando sobre su superficie inferior en combinación con las presiones indicadas en las Figuras 3 y 4.

5.11.4.2. Componentes y revestimientos

Para todos los edificios, los voladizos de cubiertas se deben diseñar para presiones determinadas a partir de los coeficientes de presión dados en la Figura 5B.

5.12. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN EDIFICIOS CERRADOS Y PARCIALMENTE CERRADOS

5.12.1. Generalidades

5.12.1.1. Convención de signos

Las presiones positivas actúan hacia la superficie y las presiones negativas actúan desde la superficie (succión).

5.12.1.2. Condición crítica de carga

Los valores de las presiones externa e interna se deben combinar algebraicamente para determinar la carga más crítica.

5.12.1.3. Áreas tributarias mayores que 70 m²

Este Reglamento permite diseñar elementos componentes y de revestimientos con áreas tributarias mayores que 70 m² usando las disposiciones para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento.

5.12.2. Sistemas principales resistentes a la fuerza del viento

5.12.2.1. Edificios rígidos de todas las alturas

Las presiones de diseño para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento de edificios de todas las alturas se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = q GC_p - q_i (GC_{pi}) \quad [N/m^2] \quad (15)$$

siendo:

- $q = q_z$ para paredes a barlovento evaluada a la altura z sobre el terreno;
- $q = q_h$ para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, evaluada a la altura media de cubierta, h ;
- $q_i = q_h$ para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados;
- $q_i = q_z$ para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura z está definida como el nivel de la abertura mas elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados en regiones donde se pueda dar el arrastre de partículas por el viento, el vidriado en los 20 m inferiores que no sea resistente a impactos o no esté protegido con una cubierta resistente a impactos, se debe tratar como una abertura de acuerdo con el artículo 5.9.3. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede calcular conservativamente a la altura h ($q_i = q_h$);
- G el factor de efecto de ráfaga según el artículo 5.8.;
- C_p el coeficiente de presión externa de la Figura 3 o de la Tabla 8;
- (GC_{pi}) el coeficiente de presión interna de la Tabla 7.

q y q_i se deben evaluar usando la exposición definida en el artículo 5.6.2.1.

5.12.2.2. Edificios de baja altura

Como alternativa, las presiones de diseño para el sistema principal resistente a la fuerza del viento de edificios de baja altura, se pueden determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = q_h [(GC_{pe}) - (GC_{pi})] \quad [N/m^2] \quad (16)$$

siendo:

- q_h la presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta h usando la exposición definida en el artículo 5.6.2.2.;
- (GC_{pe}) el coeficiente de presión externa de la Figura 4;
- (GC_{pi}) el coeficiente de presión interna de la Tabla 7.

5.12.2.3. Edificios flexibles

Las presiones de viento de diseño para el sistema principal resistente a la fuerza del viento de edificios flexibles se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = q G_r C_p - q_i (GC_{pi}) \quad [N/m^2] \quad (17)$$

donde:

q , q_i , C_p y (GC_{pi}) se definieron en el artículo 5.12.2.1.,
 G_r factor de efecto de ráfaga definido en el artículo 5.8.2.

5.12.3. Carga parcial y total

El sistema principal resistente a la fuerza del viento de edificios con altura media de cubierta mayor que 20 m. se debe calcular para momentos torsores resultantes de las cargas de viento de diseño calculadas según el artículo 5.12. y actuando en las combinaciones indicadas en la Figura 9.

5.12.4. Componentes y revestimientos

5.12.4.1. Edificios de baja altura y edificios con $h \leq 20$ m

Las presiones de viento de diseño sobre los elementos componentes y de revestimiento de los edificios de baja altura y de los edificios con $h \leq 20$ m se deben determinar a partir de la siguiente expresión:

$$p = q_h [(GC_p) - (GC_{pi})] \quad [N/m^2] \quad (18)$$

siendo:

q_h la presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta h usando la exposición definida en el artículo 5.6.3.1.;

(GC_p) el coeficiente de presión externa dado en las Figuras 5 a 7;

(GC_{pi}) el coeficiente de presión interna dado en la Tabla 7.

5.12.4.2. Edificios con $h > 20$ m

Las presiones de viento de diseño sobre componentes y revestimientos para todos los edificios con $h > 20$ m se deben determinar a partir de la siguiente expresión:

$$p = q (GC_p) - q_i (GC_{pi}) \quad [N/m^2] \quad (19)$$

siendo:

$q = q_z$ para paredes a barlovento, calculada a la altura z sobre el terreno;

$q = q_h$ para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, calculada a la altura media de cubierta h ;

$q_i = q_h$ para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados;

$q_i = q_z$ para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados, donde la altura z se define como el nivel de la abertura más elevada en el edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados en regiones donde se pueda producir el arrastre de partículas por el viento, el vidriado en los **20 m** inferiores que no sea resistente a impactos o no esté protegido con una cubierta resistente a impactos, se debe tratar como una abertura de acuerdo con el artículo 5.9.3. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i puede calcularse conservativamente a la altura h ($q_i = q_h$);

(GC_p) el coeficiente de presión externa de la Figura 8;

(GC_{pi}) el coeficiente de presión interna dado en la Tabla 7.

q y q_i se deben evaluar usando la exposición definida en el artículo 5.6.3.2.

5.12.4.3. Presiones de viento de diseño alternativas para componentes y revestimientos en edificios con $20\text{ m} < h < 30\text{ m}$

Como alternativa a los requisitos del artículo 5.12.4.2., en el diseño de componentes y revestimientos para edificios con altura media de cubierta mayor que **20 m** y menor que **30 m** se pueden usar los valores de las Figuras 5 a 7 solamente si la relación altura/ancho es uno o menor que uno, utilizándose la expresión (18) (con excepción de los casos permitidos por la nota 6 de la Figura 8).

5.13. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE EDIFICIOS ABIERTOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

La fuerza de viento de diseño para edificios abiertos y otras estructuras se debe determinar mediante la siguiente expresión:

$$F = q_z GC_r A_r \quad [N] \quad (20)$$

siendo:

- q_z la presión dinámica evaluada a la altura z del baricentro del área A_r usando la exposición definida en el artículo 5.6.3.2.;
- G el factor de efecto de ráfaga del artículo 5.8.;
- C_r el coeficiente de fuerza neta de las Tablas 9 a 13 ;
- A_r el área proyectada normal al viento, excepto cuando C_r es referido al área de la superficie real, en m^2 .

Tabla 5 Coeficientes de exposición para la presión dinámica, K_h y K_z

Altura sobre el nivel del terreno, z (m)	Exposición (Nota 1)					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 – 5	0,68	0,33	0,72	0,59	0,87	1,05
6	0,68	0,36	0,72	0,62	0,90	1,08
7,50	0,68	0,39	0,72	0,66	0,94	1,12
10	0,68	0,44	0,72	0,72	1,00	1,18
12,50	0,68	0,48	0,77	0,77	1,05	1,23
15	0,68	0,51	0,81	0,81	1,09	1,27
17,50	0,68	0,55	0,84	0,84	1,13	1,30
20	0,68	0,57	0,88	0,88	1,16	1,33
22,50	0,68	0,60	0,91	0,91	1,19	1,36
25	0,68	0,63	0,93	0,93	1,21	1,38
30	0,68	0,68	0,98	0,98	1,26	1,43
35	0,72	0,72	1,03	1,03	1,30	1,47
40	0,76	0,76	1,07	1,07	1,34	1,50
45	0,80	0,80	1,10	1,10	1,37	1,53
50	0,83	0,83	1,14	1,14	1,40	1,56
55	0,86	0,86	1,17	1,17	1,43	1,59
60	0,89	0,89	1,20	1,20	1,46	1,61
75	0,98	0,98	1,28	1,28	1,53	1,68
90	1,05	1,05	1,35	1,35	1,59	1,73
105	1,12	1,12	1,41	1,41	1,64	1,78
120	1,18	1,18	1,46	1,46	1,69	1,82
135	1,23	1,23	1,51	1,51	1,73	1,86
150	1,29	1,29	1,56	1,56	1,77	1,89

Notas:

- Caso 1:**

 - Todos los componentes y revestimientos.
 - Sistema principal resistente a la fuerza del viento en edificios de baja altura diseñados usando la Figura 4.

Caso 2:

 - Todos los sistemas principales resistentes a la fuerza de viento con excepción de aquellos en edificios de baja altura diseñados usando la Figura 4.
 - Todos los sistemas principales resistentes a la fuerza de viento en otras estructuras.
- El coeficiente de exposición para la presión dinámica se puede determinar mediante la siguiente expresión:

Para $5 \text{ m} \leq z \leq z_g$: $K_z = 2,01(z / z_g)^{2/\alpha}$	Para $z < 5 \text{ m}$: $K_z = 2,01(5 / z_g)^{2/\alpha}$
--	--

Observación: No se debe tomar z menor que 30 m para el Caso 1 en exposición A, ni menos que 10 m para el caso 1 en exposición B.
- α y z_g se obtienen de la Tabla 4.
- Se permite la interpolación lineal para valores intermedios de la altura z. Las categorías de exposición están definidas en el artículo 5.6.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento		$h \leq 10$ m
Tabla 2	Presiones del viento de diseño	Procedimiento simplificado
Edificios cerrados total y parcialmente		Paredes y cubierta

PRESION DEL VIENTO DE DISEÑO (N/m ²)									
Ubicación	Clasificación del edificio	Velocidad básica del viento (m/seg)							
		38	40	45	49	54	58	63	67
Cubierta	Cerrado	-670	-766	-958	-1150	-1389	-1580	-1868	-2155
	Parcialmente cerrado	-910	-1006	-1245	-1485	-1772	-2107	-2443	-2778
Paredes	Cerrado total o parcialmente	575	671	814	958	1150	1389	1580	1820

Notas:

- Las presiones del viento indicadas representan lo siguiente:
Cubierta: Presión neta (suma de las presiones externa e interna) aplicada normalmente a todas las superficies de la cubierta.
Paredes: Presión neta combinada (suma de las presiones a barlovento y sotavento, externas e internas) aplicada normalmente a toda superficie de pared a barlovento.
- Los valores indicados son para exposición B. Para otras exposiciones, estos valores se deben multiplicar por los siguientes factores:

Exposición	Factor
C	1,40
D	1,66

- Los valores indicados para la cubierta se basan en un área tributaria menor o igual que 10 m². Para áreas tributarias mayores, los valores se deben multiplicar por los siguientes factores de reducción:

Area (m ²)	Factor de reducción (Se permite interpolación lineal)
≤ 10	1,0
25	0,9
≥ 100	0,8

- Los valores indicados corresponden a un factor de importancia $I = 1,0$. Para otros valores de I , los mismos se deben multiplicar por I .
- Los signos más y menos indican presiones que actúan hacia y desde la superficie exterior, respectivamente.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento		$h \leq 10 \text{ m}$
Tabla 2	Presiones del viento de diseño	Procedimiento simplificado
Edificios cerrados total y parcialmente		Paredes y cubierta

PRESION DEL VIENTO DE DISEÑO (N/m ²)									
Ubicación	Clasificación del edificio	Velocidad básica del viento (m/seg)							
		38	40	45	49	54	58	63	67
Cubierta	Cerrado	-670	-766	-958	-1150	-1389	-1580	-1868	-2155
	Parcialmente cerrado	-910	-1006	-1245	-1485	-1772	-2107	-2443	-2778
Paredes	Cerrado total o parcialmente	575	671	814	958	1150	1389	1580	1820

Notas:

- Las presiones del viento indicadas representan lo siguiente:
Cubierta: Presión neta (suma de las presiones externa e interna) aplicada normalmente a todas las superficies de la cubierta.
Paredes: Presión neta combinada (suma de las presiones a barlovento y sotavento, externas e internas) aplicada normalmente a toda superficie de pared a barlovento.
- Los valores indicados son para exposición B. Para otras exposiciones, estos valores se deben multiplicar por los siguientes factores:

Exposición	Factor
C	1,40
D	1,66

- Los valores indicados para la cubierta se basan en un área tributaria menor o igual que 10 m². Para áreas tributarias mayores, los valores se deben multiplicar por los siguientes factores de reducción:

Area (m ²)	Factor de reducción (Se permite interpolación lineal)
≤ 10	1,0
25	0,9
≥ 100	0,8

- Los valores indicados corresponden a un factor de importancia $I = 1,0$. Para otros valores de I , los mismos se deben multiplicar por I .
- Los signos más y menos indican presiones que actúan hacia y desde la superficie exterior, respectivamente.

Tabla 7

Coeficientes de presión interna para edificios, GC_{pi}

Clasificación de cerramiento	GC_{pi}
Edificios abiertos	0,00
Edificios parcialmente cerrados	+ 0,55 - 0,55
Edificios cerrados	+ 0,18 - 0,18

Notas:

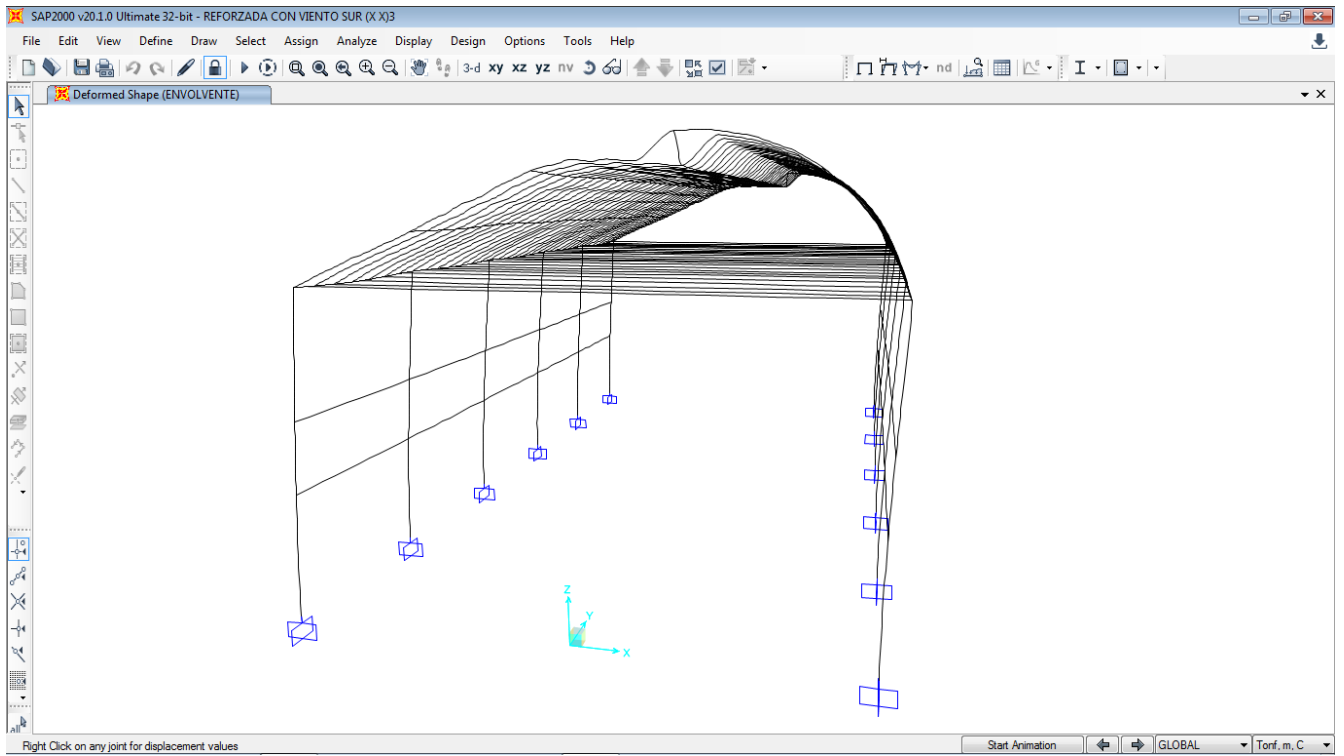
1. Los signos más y menos significan presiones actuando hacia y desde las superficies internas.
2. Los valores de GC_{pi} se deben usar con q_z o q_h como se especifica en el artículo 5.12.
3. Para determinar los requisitos de carga crítica para la condición apropiada, se deben considerar dos casos:
 - I. un valor positivo de GC_{pi} aplicado a todas las superficies internas.
 - II. un valor negativo de GC_{pi} aplicado a todas las superficies internas.

ANEXO III

Resultados de pantalla de SAP 2000

Con viento sur (X-X)

Deformada



Deformada

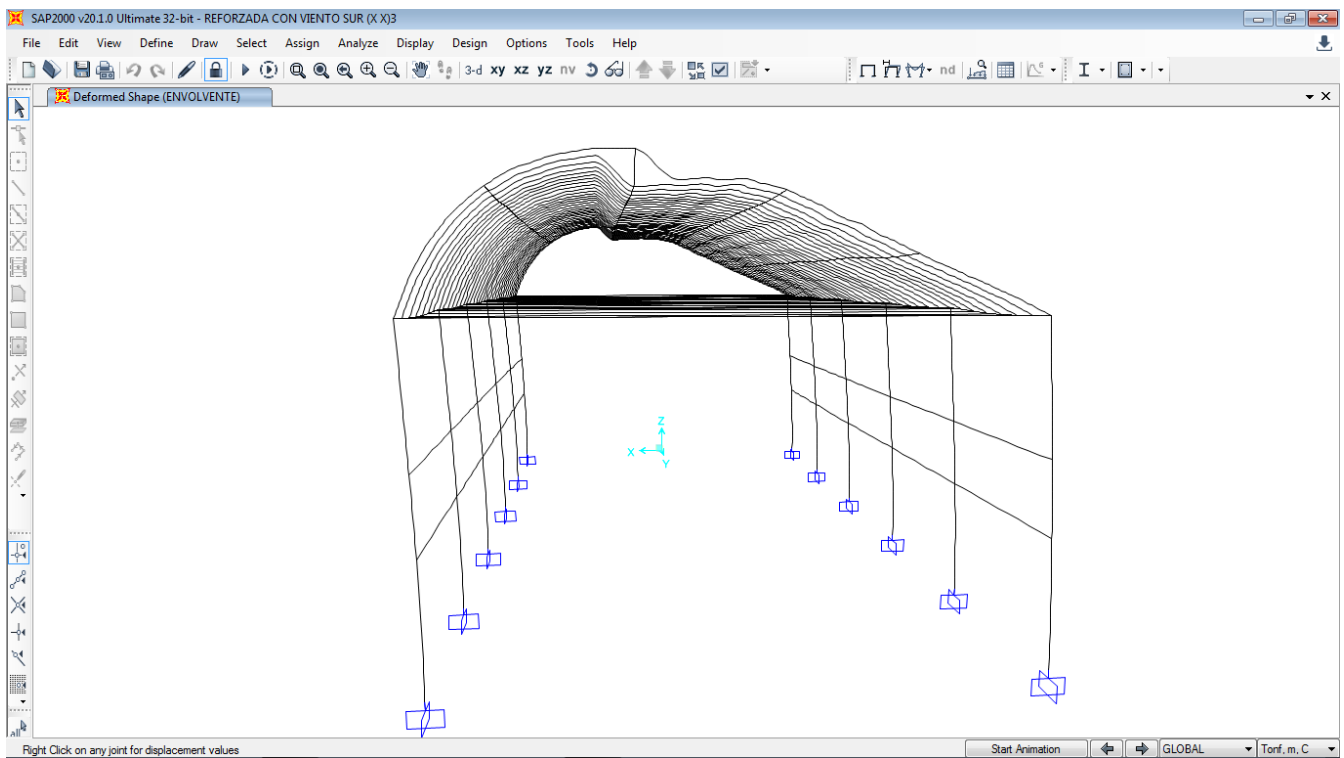


Diagrama de fuerzas axiales

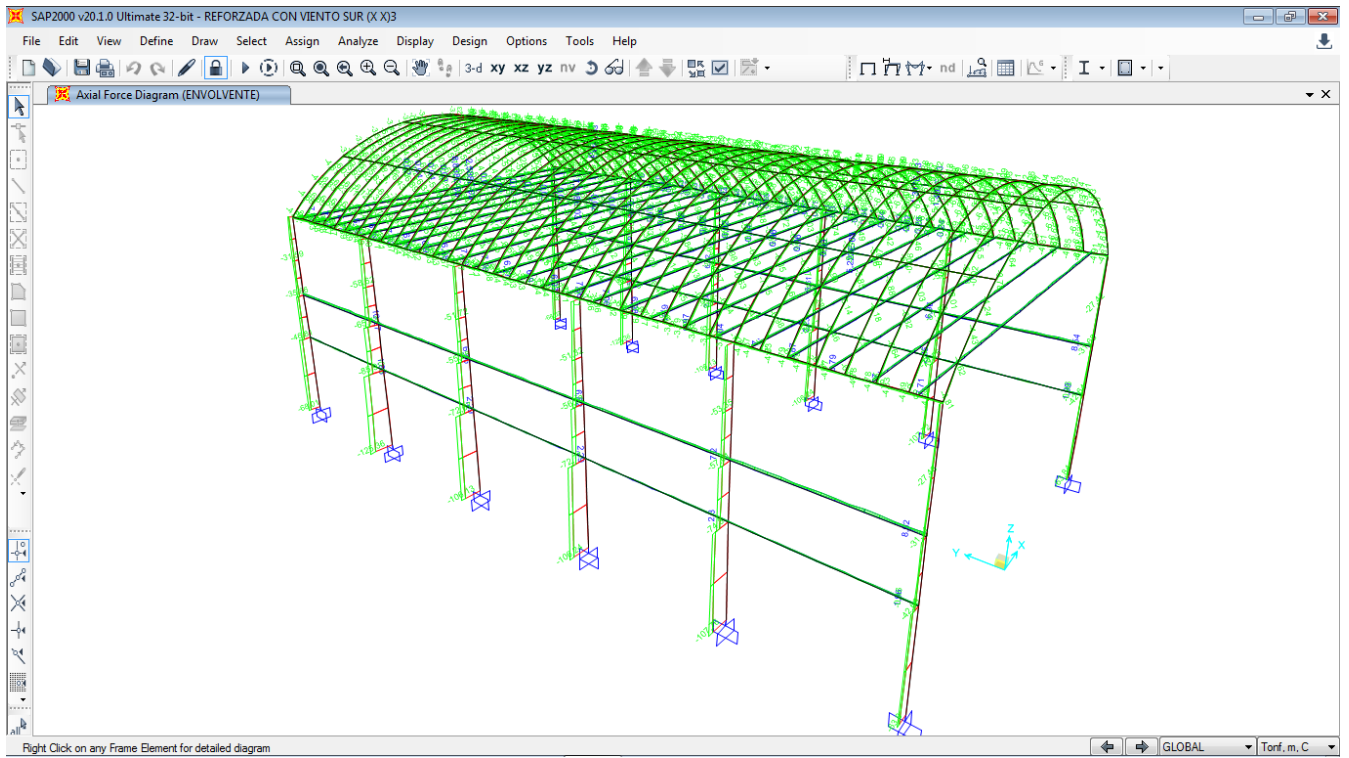


Diagrama de fuerzas axiales

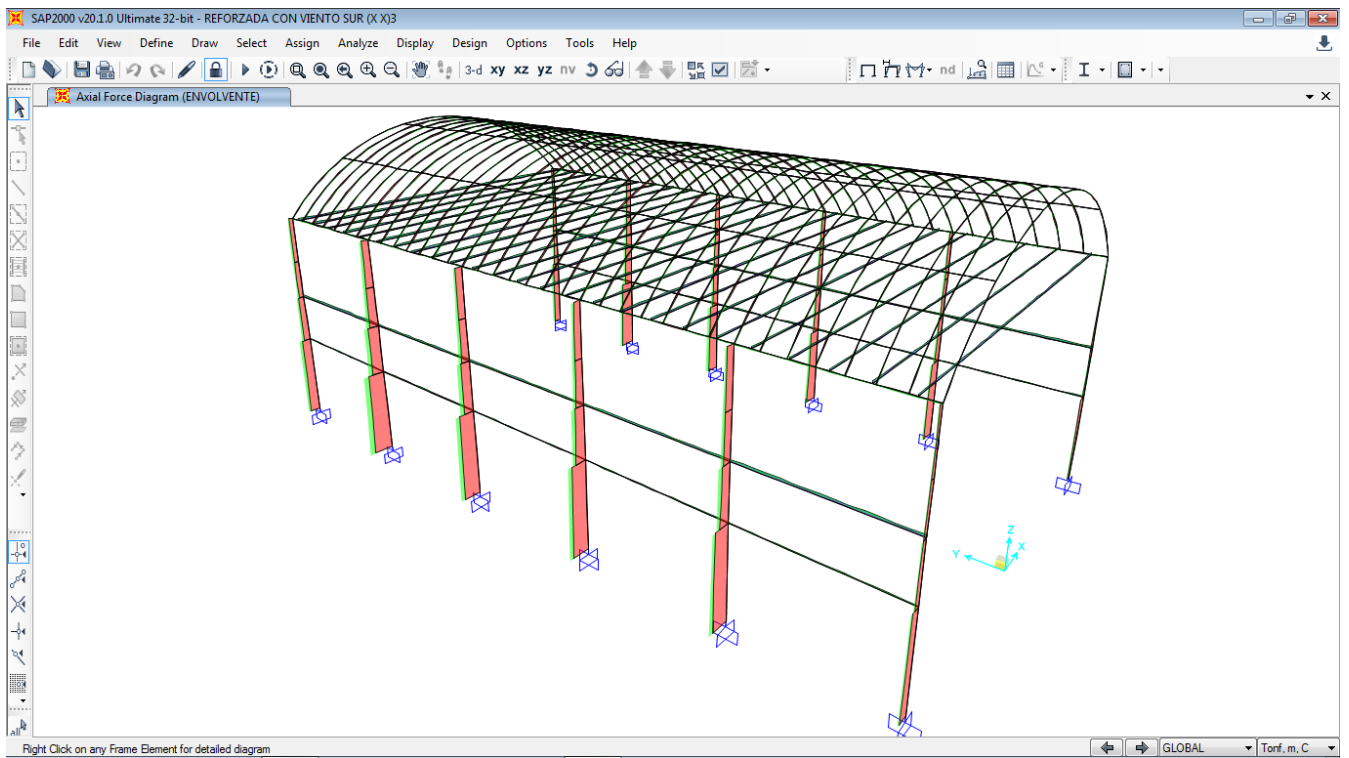


Diagrama de Momentos (2-2)

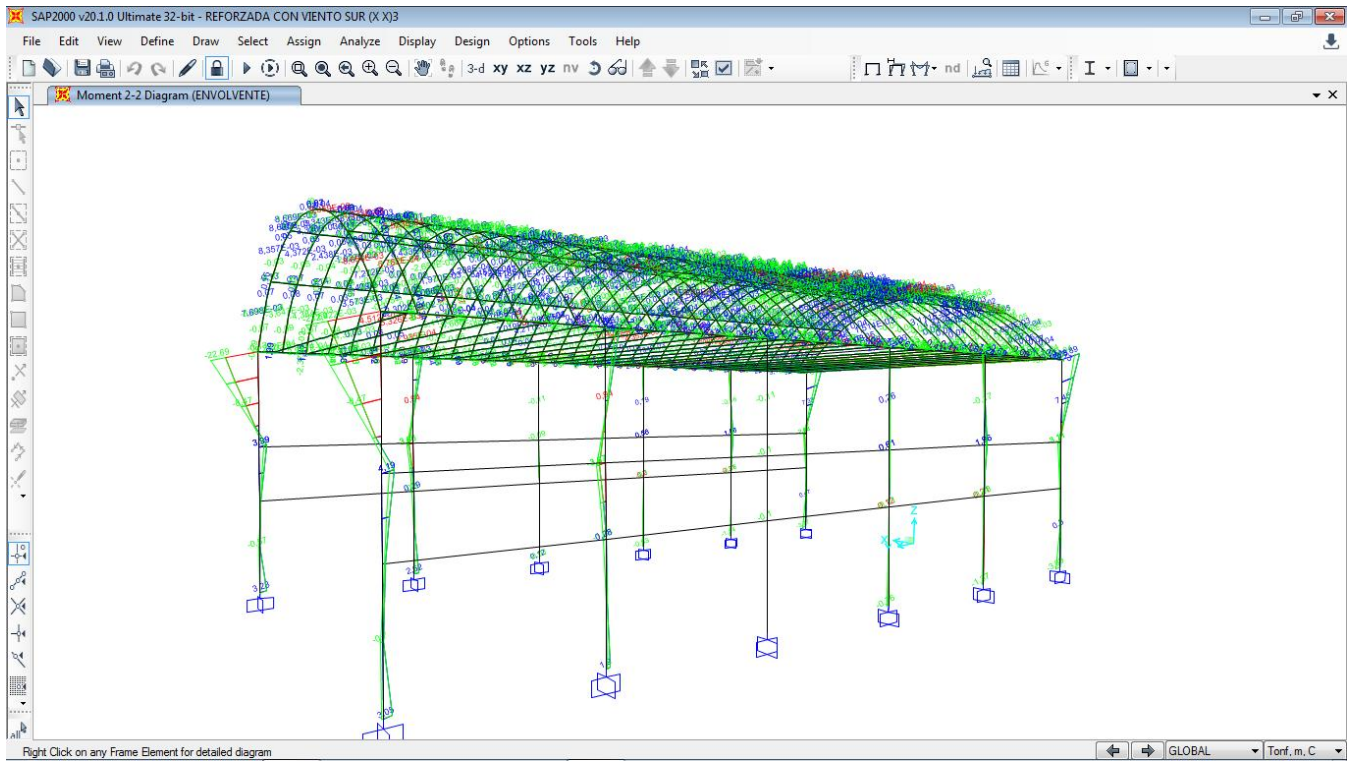


Diagrama de Momentos (3-3)

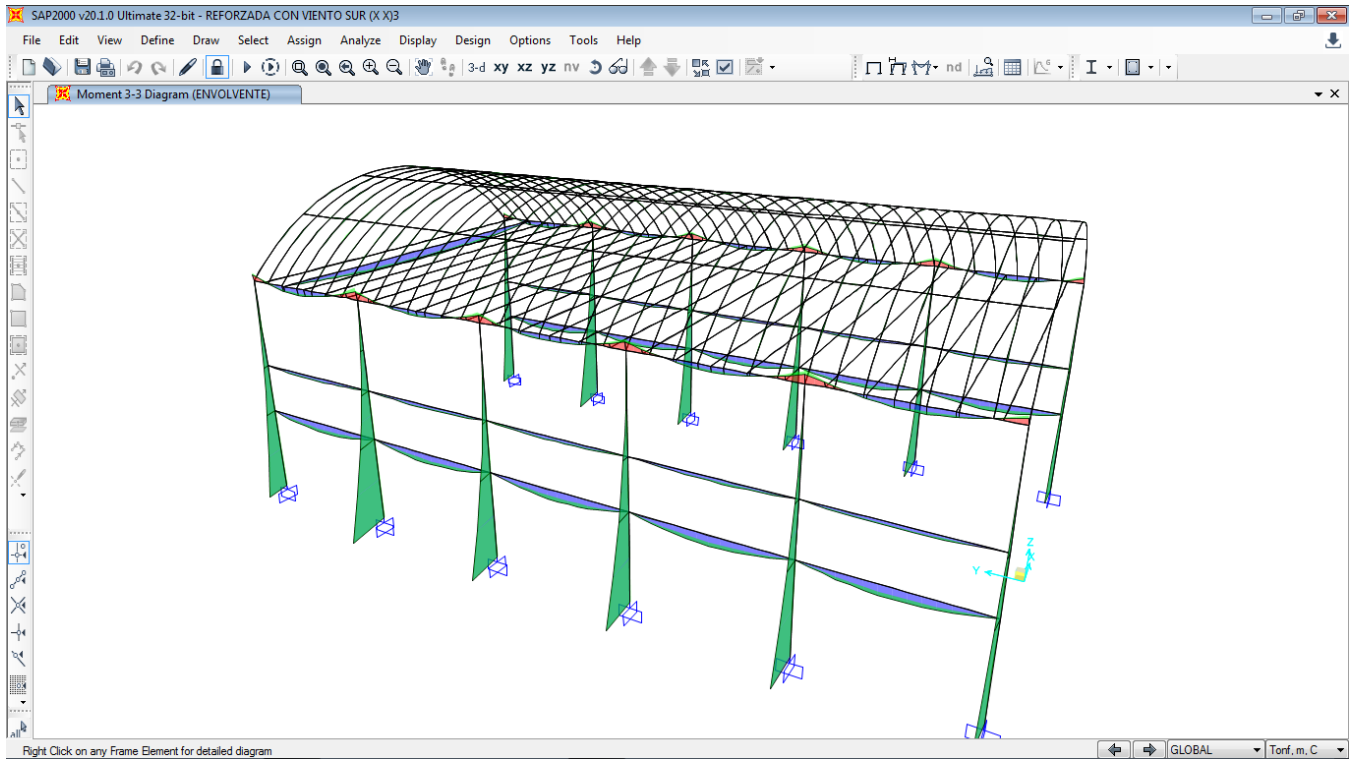


Diagrama de Corte (2-2)

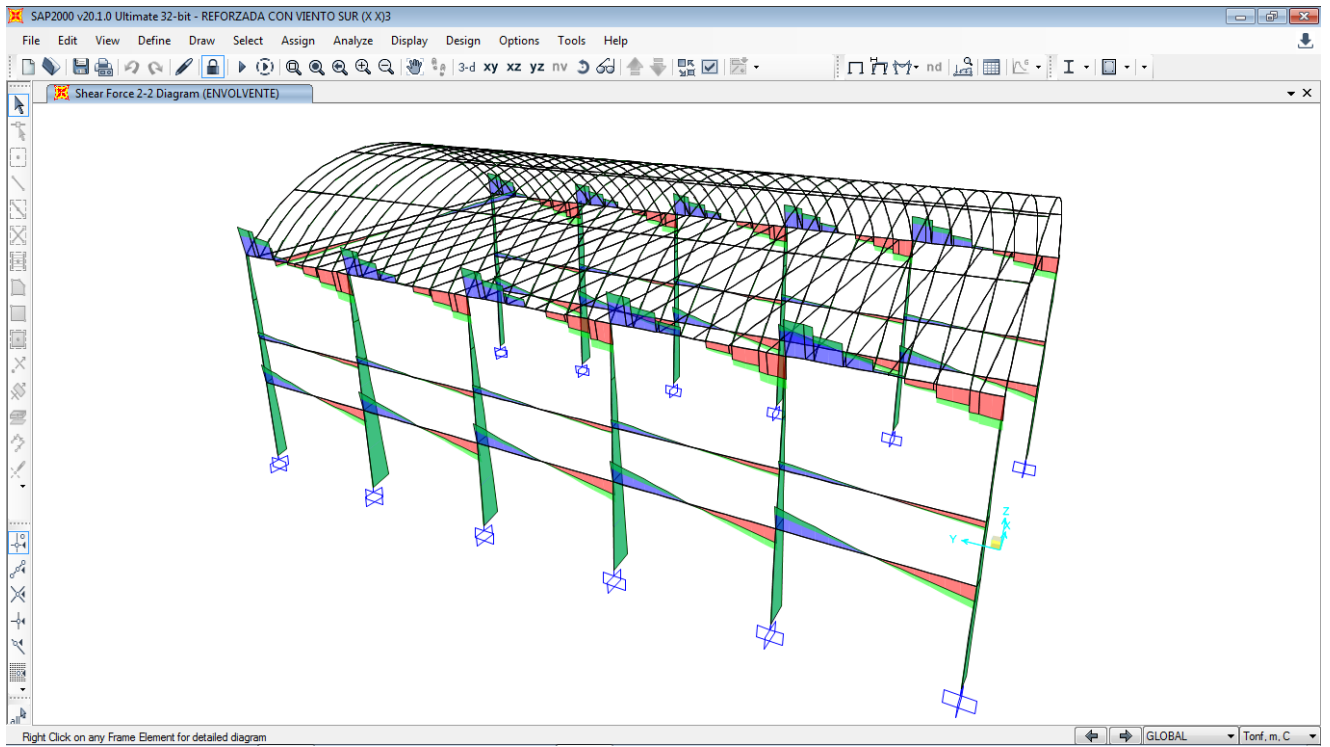
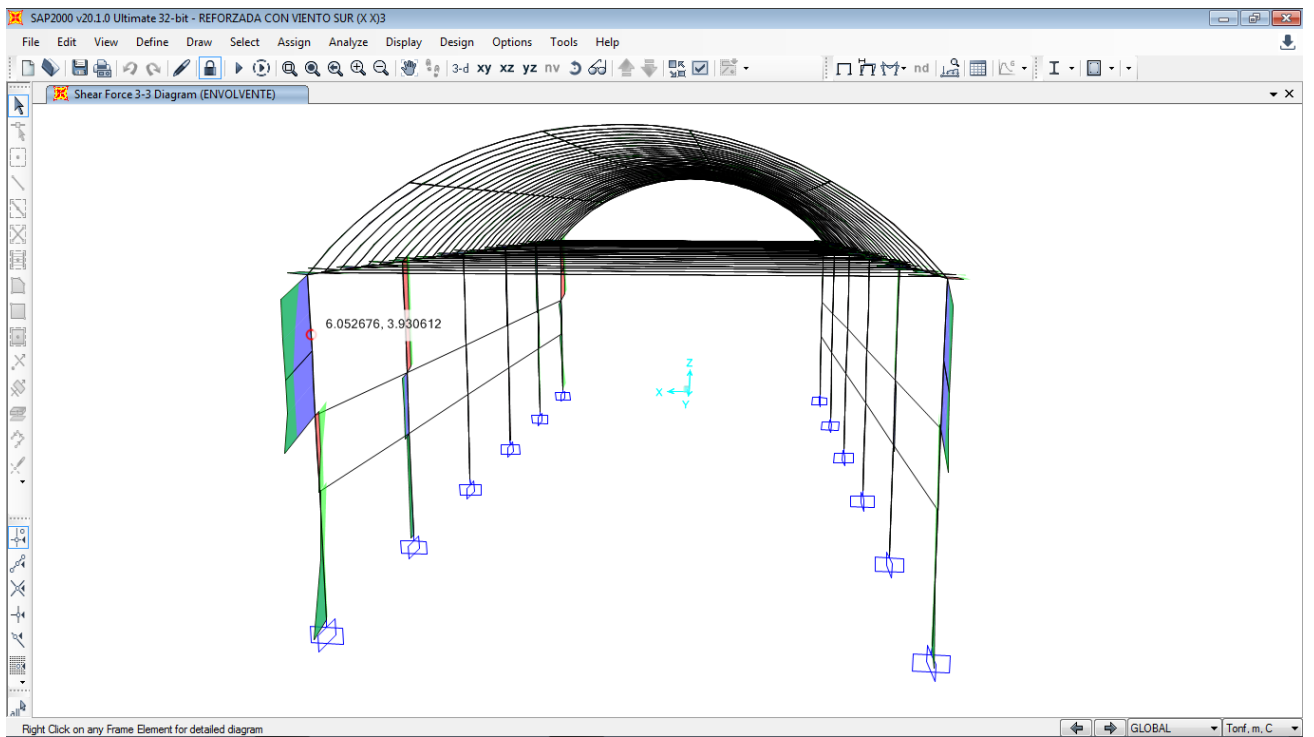
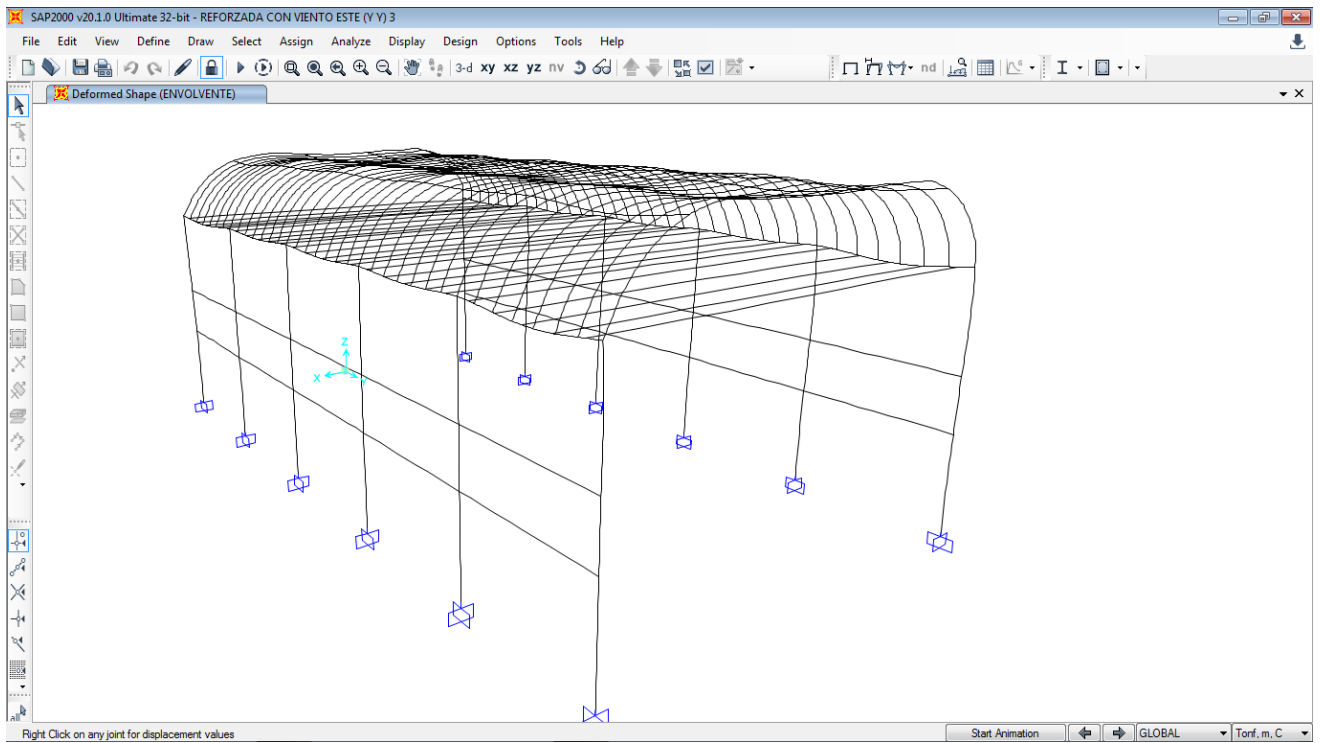


Diagrama de Corte (3-3)



Con viento Este (Y-Y)

Deformada



Deformada

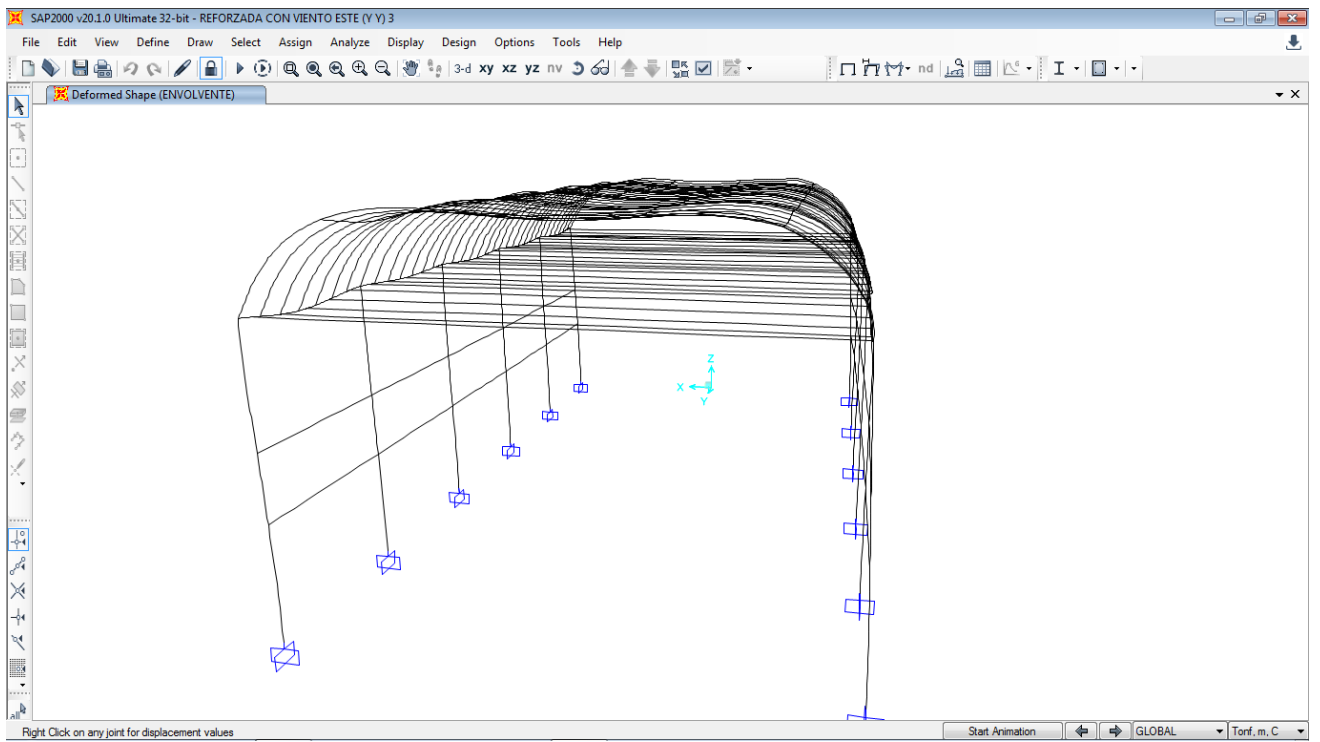


Diagrama de fuerzas axiales

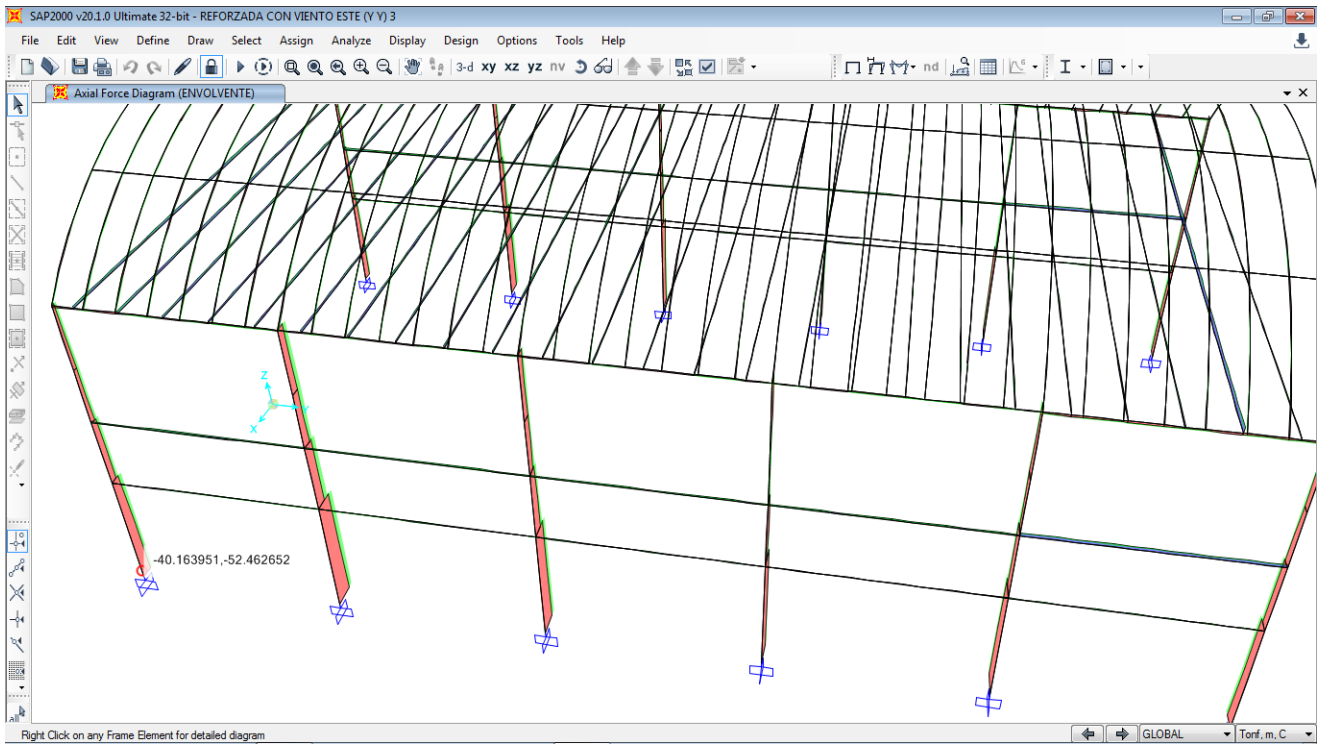


Diagrama de fuerzas axiales

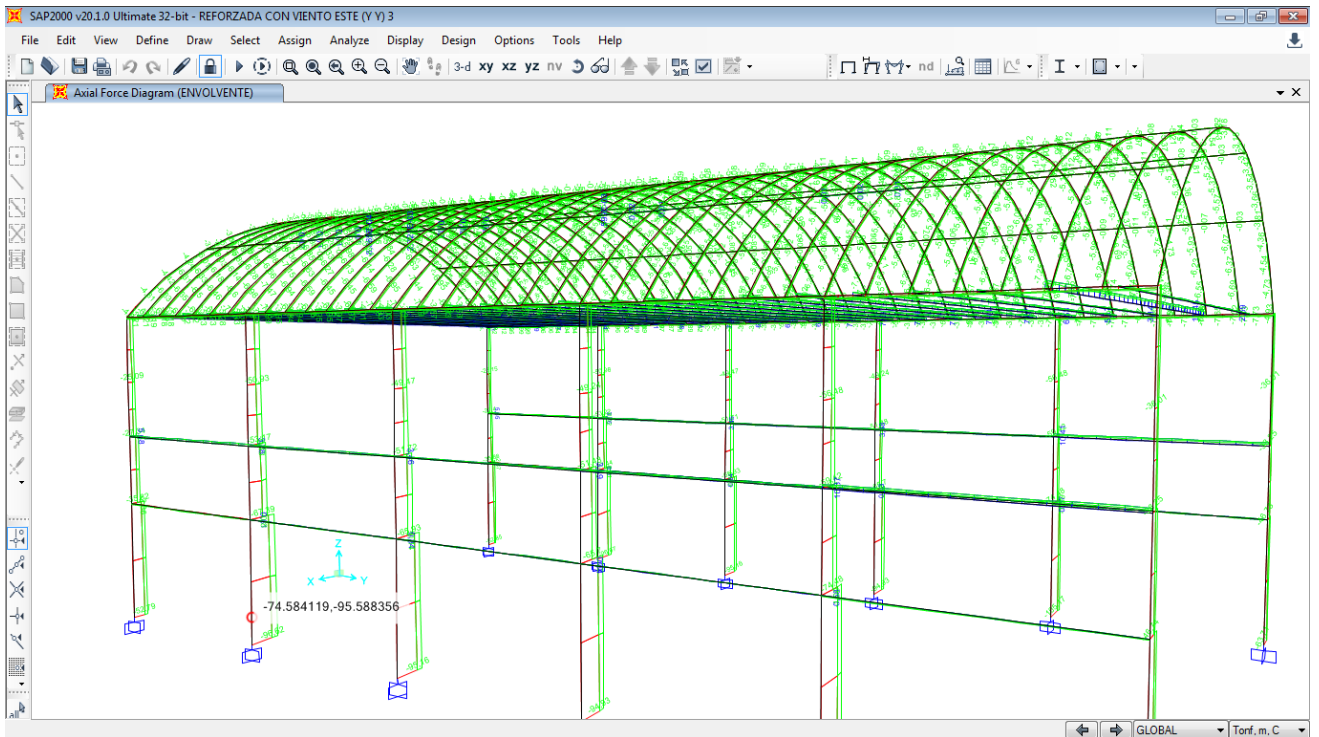


Diagrama de Momentos (2-2)

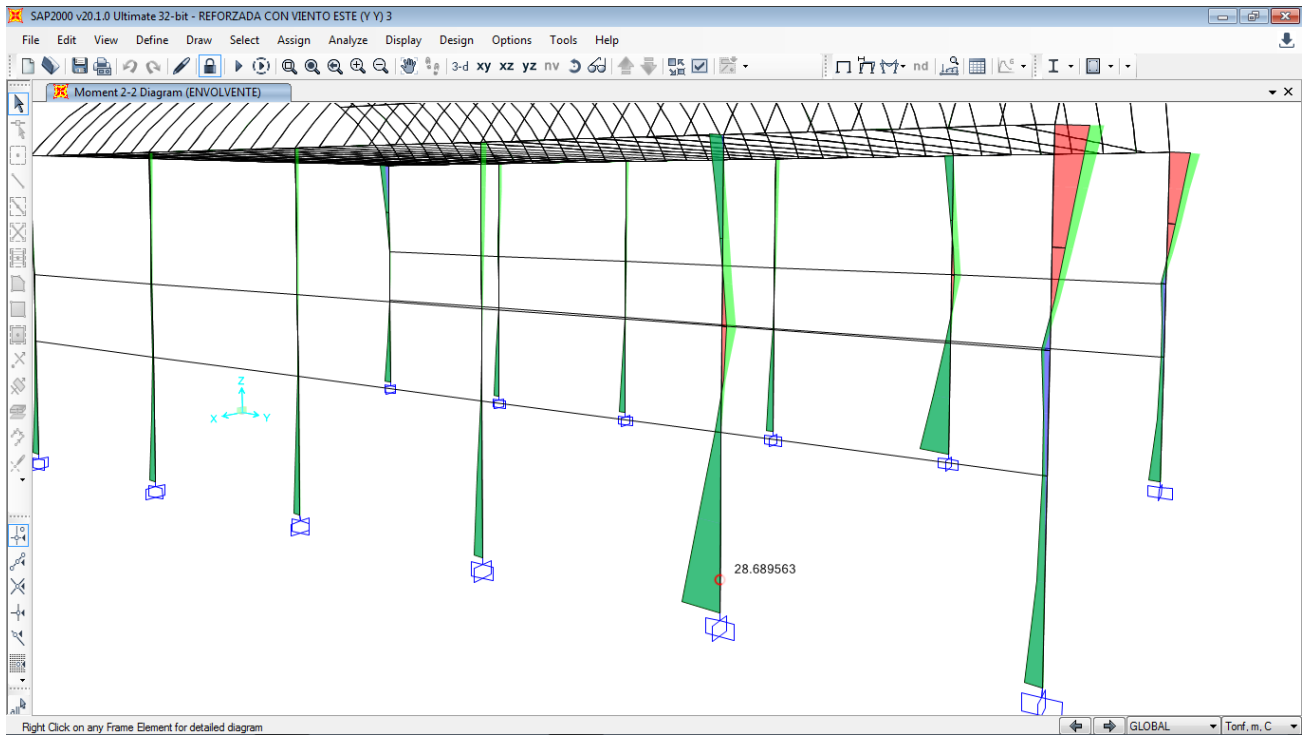


Diagrama de Momentos (3-3)

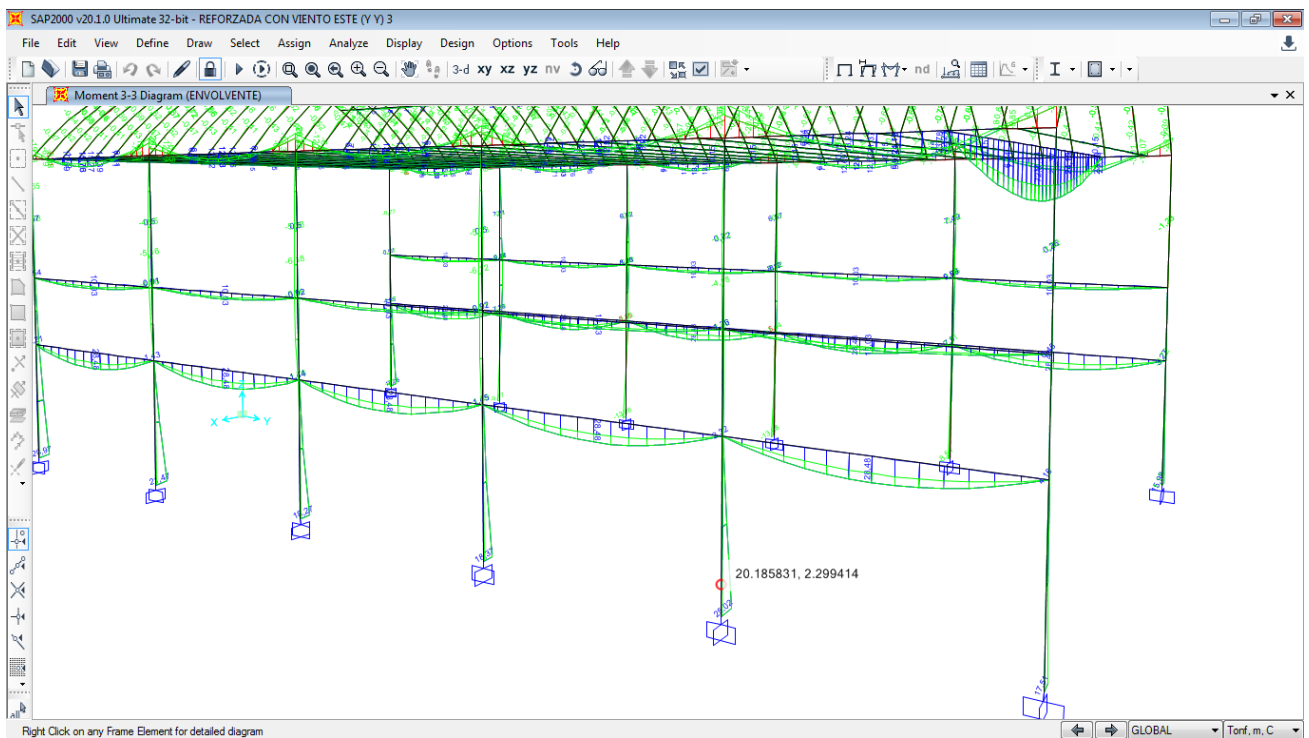


Diagrama de Corte (2-2)

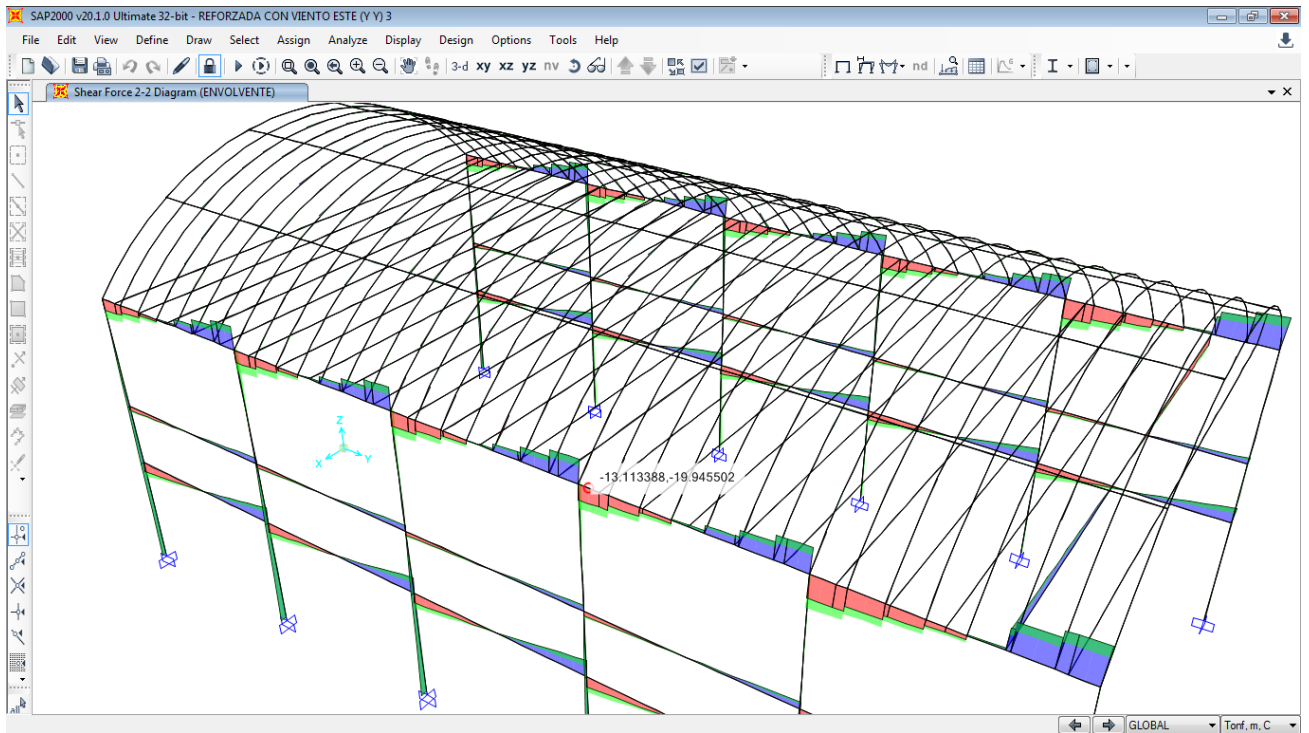


Diagrama de Corte (3-3)

