

*UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA*

*FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES*



**PRÁCTICA SUPERVISADA – INGENIERIA CIVIL**

**INFORME TÉCNICO FINAL**

**OBRA: COCHERAS EN SUBSUELO PARA COMPLEJO DE EDIFICIOS**

Alumno: ALMADA Abel Domingo

Tutor docente: Ingeniero HÜNICKEN Diego

Supervisor Externo: Ingeniero ANGULO BOCCO José

## CONTENIDOS

1	CAPITULO I – INTRODUCCIÓN.....	- 6 -
1.1	INTRODUCCIÓN.....	- 6 -
1.2	OBJETIVOS.....	- 9 -
2	CAPÍTULO II - PLANTEO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE CARGAS .....	- 10 -
2.1	PLANTEO ESTRUCTURAL .....	- 10 -
2.1.1	Pórticos sismoresistentes .....	- 11 -
2.1.2	Planteo de columnas.....	- 12 -
2.1.3	Planteo de losas y vigas .....	- 12 -
2.2	ANÁLISIS DE ACCIONES GRAVITATORIAS .....	- 13 -
2.2.1	Cargas permanentes .....	- 13 -
2.2.2	Sobrecargas de uso .....	- 14 -
2.3	ACCIONES SÍSMICAS.....	- 15 -
2.3.1	Zonificación sísmica .....	- 16 -
2.3.2	Clasificación de la estructura y factor de riesgo .....	- 16 -
2.3.3	Tipo de suelo de fundación.....	- 17 -
2.3.4	Ductilidad .....	- 18 -
2.3.5	Espectro de diseño.....	- 18 -
2.4	COMBINACIONES DE CARGAS.....	- 19 -
2.4.1	Combinaciones gravitatorias .....	- 19 -
2.4.2	Combinaciones sísmicas.....	- 20 -
3	CAPÍTULO III - PREDIMENSIONADO .....	- 20 -
3.1	INTRODUCCIÓN.....	- 20 -
3.2	FUNDACIONES.....	- 20 -
3.3	COLUMNAS .....	- 22 -
3.4	VIGAS Y LOSAS .....	- 24 -
4	CAPÍTULO IV – MODELO NUMÉRICO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	- 26 -
4.1	Descripción.....	- 26 -
4.2	Geometría – Modelo unifilar .....	- 27 -
4.3	Secciones y materiales.....	- 29 -
4.4	Estados y combinaciones de cargas .....	- 31 -
4.4.1	Cargas gravitatorias .....	- 31 -
4.4.2	Acciones sísmicas .....	- 32 -
4.5	Resultados.....	- 34 -

4.6	Verificaciones y análisis de resultados.....	35 -
4.6.1	Control de cargas gravitatorias .....	35 -
4.6.2	Modos de vibración a considerar.....	35 -
4.6.3	Período del primer modo.....	36 -
4.6.4	Verificación del corte basal por el Método Estático .....	36 -
4.6.5	Distorsión de piso.....	37 -
4.7	DISEÑO DE ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS Y EFECTOS DEL EMPUJE PASIVO DE SUELOS .....	38 -
4.7.1	Empujes activos dinámicos sobre muros de contención .....	39 -
4.7.2	Efectos de los empujes pasivos generados durante un evento sísmico.....	40 -
4.7.3	Diseño sísmico de estructuras subterráneas .....	41 -
5	MODIFICACION DE PROYECTO POR EMPLAZAMIENTO DE GRÚA EN OBRA.....	44 -
6	CAPÍTULO V - DIMENSIONADO ESTRUCTURAL .....	47 -
6.1	INTRODUCCIÓN.....	47 -
6.2	DIMENSIONADO DE FUNDACIONES.....	48 -
6.2.1	DIMENSIONADO DE PILOTES .....	48 -
6.2.2	DIMENSIONADO DE CABEZALES .....	51 -
6.3	DIMENSIONADO DE COLUMNAS .....	54 -
6.3.1	Introducción .....	54 -
6.3.2	Requerimientos reglamentarios .....	55 -
6.3.3	Proceso de cálculo .....	57 -
6.4	DIMENSIONADO DE VIGAS .....	61 -
6.4.1	Introducción .....	61 -
6.4.2	Flexión gravitatoria .....	63 -
6.4.3	Flexión sísmica .....	65 -
6.4.4	Corte.....	66 -
6.4.5	Requerimientos reglamentarios .....	67 -
6.4.6	Armaduras.....	68 -
6.5	DIMENSIONADO DE LOSAS .....	70 -
6.5.1	Nervuradas armadas en una dirección .....	71 -
6.5.2	Nervuradas armadas en dos direcciones.....	72 -
6.5.3	Macizas armadas en una dirección .....	73 -
6.5.4	Macizas armadas en dos direcciones.....	74 -
7	CONCLUSIONES.....	78 -
8	BIBLIOGRAFÍA.....	80 -

9	ANEXOS .....	- 81 -
9.1	Estudio de suelo .....	- 81 -
9.2	Alternativas de predimensionado de vigas y losas .....	- 100 -
9.3	Materiales utilizados en la modelación .....	- 105 -
9.4	Planillas de cálculo de centros de masas y masas oscilantes totales. ....	- 106 -
9.5	Resultados del análisis dinámico .....	- 107 -
9.6	Control de cargas gravitatorias .....	- 109 -
9.7	Verificación del corte basal por el Método Estático .....	- 110 -
9.8	Planillas de cálculo .....	- 112 -
9.8.1	Planillas de cálculo de pilotes .....	- 112 -
9.8.2	Planillas de cálculo de cabezales.....	- 114 -
9.8.3	Planillas de cálculo de columnas.....	- 118 -
9.8.4	Planillas de cálculo de vigas .....	- 122 -
9.8.5	Planillas de cálculo de losas .....	- 125 -
9.9	Planos de proyecto .....	- 129 -

## **INDICE DE FIGURAS**

Figura 1.1 - Red de cocheras en subsuelo .....	- 7 -
Figura 1.2 - Vista general de proyecto.....	- 8 -
Figura 2.1 - Juntas estructurales y sectores de cocheras .....	- 10 -
Figura 2.2 - Planta con esquemas sismoresistentes.....	- 11 -
Figura 2.3 - Esquema de pórticos transversales.....	- 11 -
Figura 2.4 - Esquema de pórticos longitudinales .....	- 12 -
Figura 2.5 - Módulo típico 4-8-4 cada 5.20 metros.....	- 12 -
Figura 2.6 - Análisis de rellenos sobre 1º subsuelo.....	- 14 -
Figura 2.7 - Zonas de peligrosidad sísmica de Argentina .....	- 16 -
Figura 2.8 - Factores de riesgo.....	- 17 -
Figura 2.9 - Clasificación de los suelos de fundación dinámicamente estables .....	- 17 -
Figura 2.10 - Espectro de diseño .....	- 19 -
Figura 3.1- Áreas de influencia pilotes centrales y perimetrales.....	- 21 -
Figura 4.1 - Modelo 3D de la estructura analizada .....	- 26 -
Figura 4.2 - Modelo unifilar (con empotramientos en base de columnas) .....	- 28 -
Figura 4.3 - Modelo unifilar (con pilotes articulados en la base).....	- 28 -
Figura 4.4 - Asignación de secciones y materiales .....	- 30 -
Figura 4.5 - Asignación de secciones y materiales .....	- 30 -
Figura 4.6 - Estructura modelada "SIN RESORTES vs CON RESORTES" .....	- 40 -
Figura 4.7 - Estructura deformada "SIN RESORTES vs CON RESORTES" .....	- 41 -
Figura 4.8 - Desplazamientos laterales "SIN RESORTES vs CON RESORTES" .....	- 41 -
Figura 5.1 - Croquis de ubicación de grúa y superficie excavada .....	- 44 -
Figura 5.2 - Croquis ubicación grúa y excavación talud vertical .....	- 44 -
Figura 5.3 - Planteo 1º etapa de construcción de cocheras .....	- 45 -
Figura 5.4 - Planteo 1º etapa de construcción de cocheras .....	- 45 -
Figura 5.5 – Modelo estructural 1º etapa.....	- 46 -
Figura 5.6 - Esquema de cargas laterales sobre estructura en 1º etapa.....	- 46 -
Figura 5.7 - Deformación y diagrama de momentos flectores en la estructura sometida a empujes laterales .....	- 46 -
Figura 6.1 - Planta de cabezal doble típico .....	- 51 -
Figura 6.2 - Esquema de fuerzas en cabezales dobles .....	- 51 -
Figura 6.3 - Método de bielas comprimidas .....	- 52 -
Figura 6.4 - Esfuerzos en cabezal .....	- 53 -
Figura 6.5 - Esfuerzos gravitatorios típicos en columna de 1º y 2º subsuelo.....	- 54 -
Figura 6.6 - Esfuerzos sísmicos típicos en columna de 1º y 2º subsuelo.....	- 54 -
Figura 6.7 - Coeficiente $\beta$ para la determinación de las longitudes de pandeo .....	- 56 -
Figura 6.8 - Dimensiones de la columna para los distintos sismos .....	- 57 -
Figura 6.9 - Ábaco de interacción tradicional .....	- 59 -
Figura 6.10 - Ábaco de interacción alternativo adoptado .....	- 60 -
Figura 6.11 - Verificación flecha en viga V105 .....	- 62 -

Figura 6.12 - Continuidad de vigas .....	- 63 -
Figura 6.13 - Diagramas de momentos sísmicos en vigas de pórtico típico.....	- 65 -
Figura 6.14 - Sumatoria de momentos gravitatorios más sísmicos en viga .....	- 66 -
Figura 6.15 - Armadura de vigas.....	- 68 -
Figura 6.16 - Comparación de deformadas losas en una y dos direcciones.....	- 73 -
Figura 6.17 - Armado de losa maciza en una dirección.....	- 74 -
Figura 6.18 - Modulo típico de losas .....	- 75 -
Figura 6.19 – Casos de continuidades en losas macizas en dos direcciones.....	- 75 -
Figura 6.20 - Líneas de rotura de losa simplemente apoyada.....	- 77 -
Figura 9.1 - Masas Sísmicas Oscilantes.....	- 106 -
Figura 9.2 - Fuerzas estáticas adicionales (dirección X) .....	- 110 -
Figura 9.3 - Fuerzas estáticas adicionales (dirección Z).....	- 110 -
Figura 9.4 - Momentos torsores X (Método Estático).....	- 111 -
Figura 9.5 - Momentos torsores Z (Método Estático).....	- 111 -

## 1 CAPITULO I - INTRODUCCIÓN

### 1.1 INTRODUCCIÓN

Con el presente informe, se busca plasmar el trabajo realizado durante 200 horas en las oficinas del estudio de cálculo y proyectos, del Ingeniero José Angulo. Dicho período se completó en el domicilio del ciudad de Córdoba, calle Espora 144 - 1º piso - barrio Alberdi. Bien vale comentar el buen ambiente de trabajo y las personas muy agradables conocidas con las cuales se tuvo participación en el proyecto.

El proyecto general se encuentra emplazado en la ciudad de Córdoba en un predio ubicado sobre avenida Colón, cuenta con una serie de 12 torres en altura de distintas tipologías, vinculadas por una red de cocheras en subsuelos que al mismo tiempo dan acceso a un edificio principal que contiene locales comerciales y oficinas.

Ya se ha terminado la construcción y está en funcionamiento el edificio principal destinado a locales comerciales y oficinas, y se encuentra en finalización el primero de los edificios de viviendas, mientras que hay en ejecución 3 torres más. A medida que se va avanzando en el proyecto se llevan a cabo, por sectores, el entramado de cocheras en subsuelo, de modo que puedan servir a los edificios que vayan entrando en funcionamiento.

El presente informe desarrollará el proyecto de estructura para uno de los sectores de cocheras en subsuelo, particularmente el sector B, que vincula las cocheras del edificio principal con las 3 torres que primero entrarán en servicio.

El proyecto del módulo de cocheras desarrollado abarca una superficie de 2250 m<sup>2</sup>, que incluye dos subsuelos destinados a cocheras, y 3 apéndices que sirven de vinculación a tres torres diferentes de viviendas

En ésta práctica se desarrollará el cálculo detallado los siguientes elementos estructurales:

- Pilotes.
- Cabezales de pilotes.
- Columnas.
- Vigas.
- Losas.

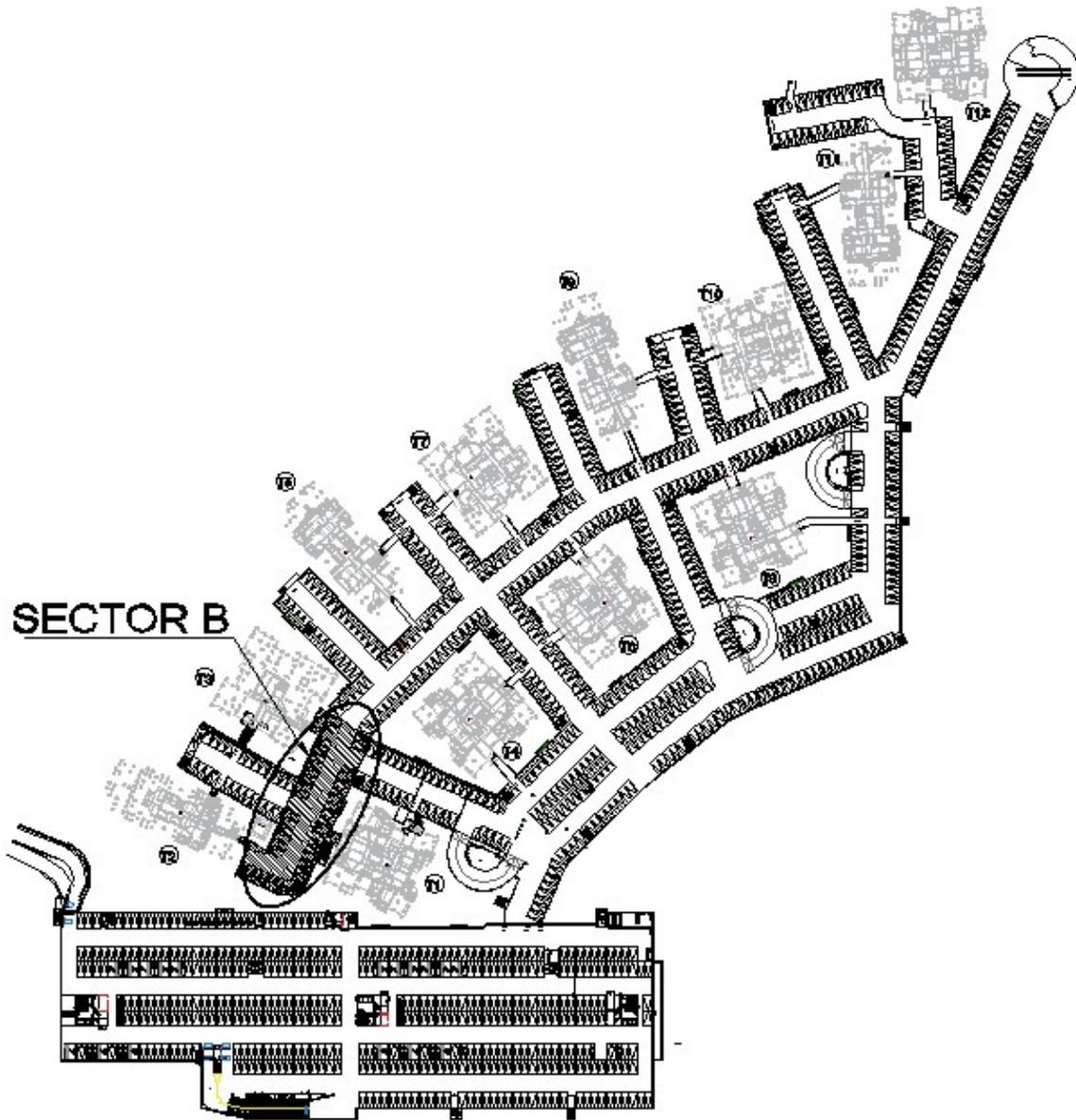


Figura 1.1 - Red de cocheras en subsuelo



Figura 1.2 - Vista general de proyecto

## 1.2 OBJETIVOS

Se plantean a continuación los objetivos buscados con la realización de la práctica supervisada, se enuncian objetivos generales, laborales y profesionales.

Como objetivo general se entiende a la práctica supervisada, como una herramienta que permita la inserción a un ámbito laboral en el cual desarrollar, a futuro, mi actividad profesional.

Como objetivos particulares relacionados a la actividad laboral en general se proponen los siguientes:

- Lograr tener contacto y relacionarse con clientes y profesionales que trabajan en el área de la construcción en general.
- Integrar un grupo de trabajo que toma decisiones y las ejecuta con eficacia.
- Entender que existen responsabilidades y diferentes roles, los cuales se deben respetar para lograr cumplir en tiempo y forma con los proyectos.
- Crecer y buscar siempre mejorar en lo laboral y personal.

Como objetivos particulares relacionados a la actividad profesional se proponen los siguientes:

- Realizar el diseño y cálculo de los elementos estructurales, según los métodos proporcionados por el lugar de trabajo.
- Comprender la respuesta del edificio frente a la excitación de un sismo de diseño.
- Aprender a utilizar los diferentes softwares empleados.
- Aplicar y reforzar conocimientos adquiridos en la facultad en estos años como estudiante.
- Poner en práctica y aplicar criteriosamente todos los requerimientos estructurales dados por los diferentes reglamentos vigentes.
- Conocer los diferentes aspectos que se deben tener en cuenta en el diseño estructural de modo que sea factible su ejecución en obra.
- Entender los diferentes requerimientos que se puedan presentar viniendo del proyecto de arquitectura en cuestión.
- Desarrollar la capacidad de resolver problemas en base criterios correctos y de forma eficiente.
- Lograr habilidades que permitan un análisis global del proyecto, no solo estructural, para de esta forma lograr un proceso de retroalimentación con el área de arquitectura que brinde la capacidad de detectar problemas que se solucionen sin que se generen inconvenientes indeseados en un futuro.

## 2 CAPÍTULO II - PLANTEO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE CARGAS

### 2.1 PLANTEO ESTRUCTURAL

El comienzo del proceso de cálculo es uno de los momentos más importantes en el diseño estructural, es aquí donde se analizan y proponen planteos estructurales y se decide por el que se cree óptimo. La elección de un buen planteo estructural traerá aparejado el correcto funcionamiento de los elementos resistentes frente a sollicitaciones de forma eficiente. Es decir que, con un buen diseño, lograremos economía de materiales, facilidades a la hora del cálculo individual, se evitarán problemas constructivos que puede ocasionar un mal diseño entre otros.

A nivel general la red de cocheras subterráneas, como se ve en la figura 1.1, presenta una geometría en planta de bastante irregularidad, ya que debe ofrecer servicio y conexión a todas las torres de viviendas distribuidas en el terreno. Por tal motivo se han planteado juntas estructurales para dividir dicha red en sectores estructuralmente independientes, de modo que cada módulo tenga un grado de regularidad estructural apropiado. Las juntas estructurales se colocaron en lugares donde se presentan quiebres o vértices, en los cuales podría presentarse una concentración de tensiones si la estructura trabajara toda en conjunto. Con los sectores separados trabajando individualmente esto no ocurre y se evita que se presenten problemas como ser fisuras o grietas indeseadas. Esto fue consensuado en su momento con el área técnica del proyecto, ya que la existencia de juntas posibilita el ingreso de agua desde el exterior, lo cual será resuelto en obra por medio de juntas del tipo waterstop. A continuación se pueden ver las juntas estructurales planteadas y los distintos sectores independientes entre sí.

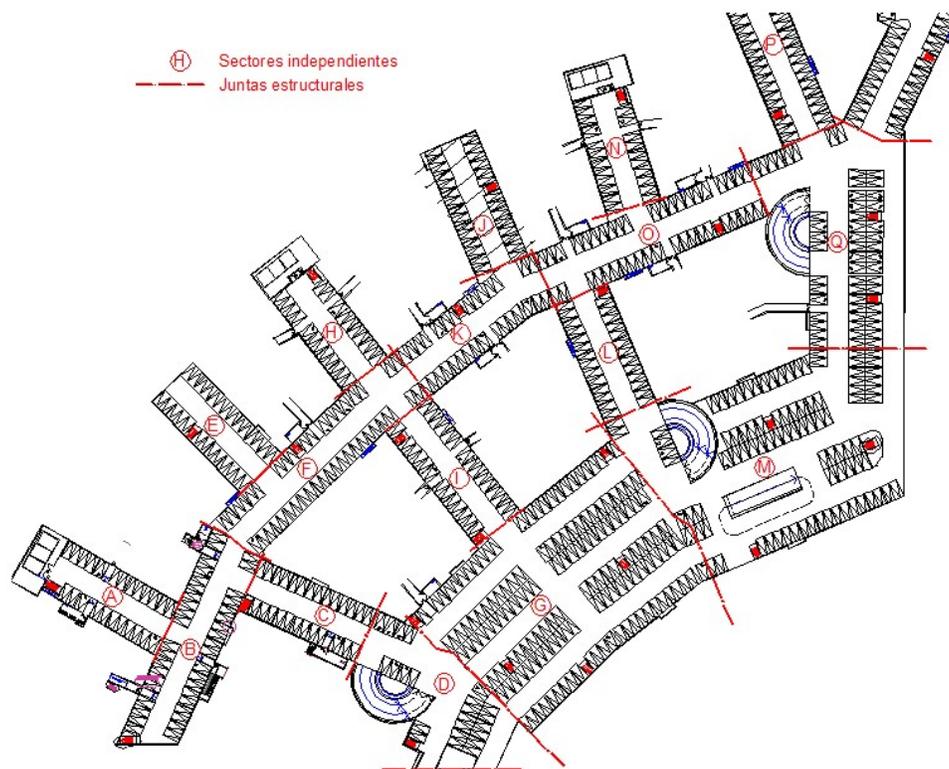


Figura 2.1 - Juntas estructurales y sectores de cocheras

### 2.1.1 Pórticos sismoresistentes

Dadas las dimensiones en planta del sector en estudio de forma rectangular y bastante alargada, el esquema sismoresistente estará formado por 12 pórticos transversales de cuatro columnas de dos niveles vinculadas por vigas, y en el otro sentido 2 pórticos longitudinales de 12 columnas vinculadas por vigas. En dicho sentido longitudinal es muy importante marcar la presencia de muros de contención laterales que representan un mecanismo de elevada resistencia frente a las acciones sísmicas actuando en su plano, por este motivo es que se han dispuesto las columnas con su dimensión fuerte orientadas transversalmente, de este modo se logra aumentar la rigidez en el sentido de menor dimensión de la estructura.

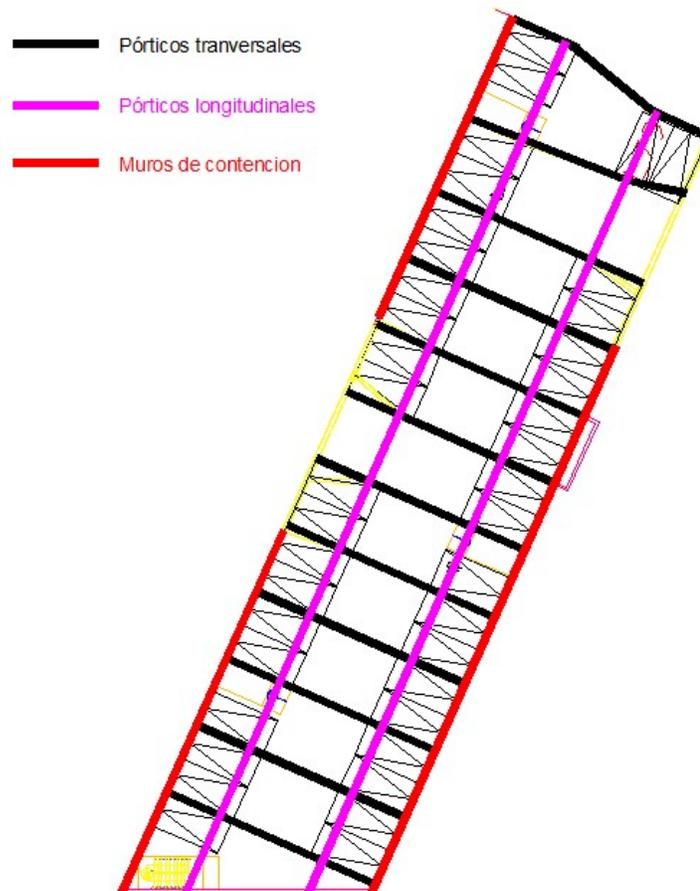


Figura 2.2 - Planta con esquemas sismoresistentes

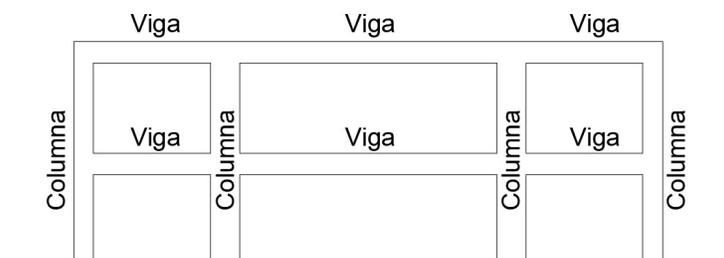


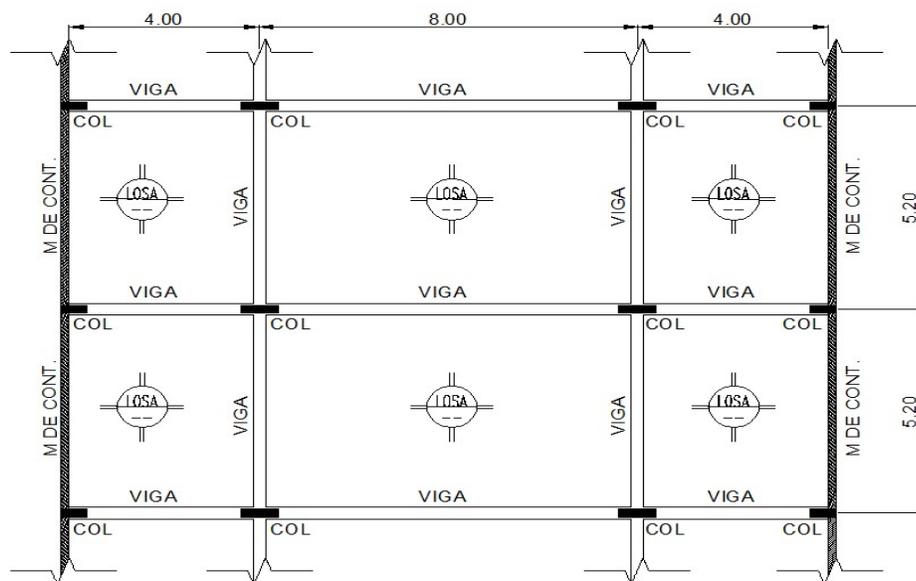
Figura 2.3 - Esquema de pórticos transversales



**Figura 2.4 - Esquema de pórticos longitudinales**

**2.1.2 Planteo de columnas**

Gravitatoriamente, el planteo estructural está condicionado por la presencia de cocheras para estacionamiento de autos en subsuelo y calles para circulación de los mismos, por tal motivo no existe flexibilidad respecto a la ubicación de las columnas, que se ubican en la mayoría de los casos entre dos cocheras quedando distanciadas entre sí en 5.20 metros, lo que da lugar a dos cocheras entre columnas. Y en el otro sentido la separación es tal que permita una calle central para circulación, esta distancia es de 8 metros. En la siguiente figura se muestra la modulación típica que tendremos en planta.



**Figura 2.5 - Módulo típico 4-8-4 cada 5.20 metros**

**2.1.3 Planteo de losas y vigas**

En una primera etapa, se hicieron análisis de factibilidad y conveniencia del tipo de losa a usar en los módulos típicos. Se calcularon losas macizas y nervuradas, armadas en una y dos direcciones; para cada una de las alternativas se calcularon cuantías necesarias para de esta forma tener un punto de comparación y poder tomar una decisión. Además se planteó un esquema del pórtico típico cada 3 espacios de cocheras en lugar de 2 como se adoptó, ya que para esa alternativa las vigas necesarias resultaban muy altas, lo que no era factible ya que se debía respetar alturas mínimas para circulación y colocación de instalaciones contra incendio.

Finalmente se optó por la utilización de losas macizas en los módulos típicos, dada la conveniencia de los costos respecto a las cantidades de acero, como así también, la mayor

simpleza de encofrado y mano de obra, ya que en una losa nervurada se deben tener en cuenta la utilización de casetones y el armado de estribos para los nervios los cuales no son necesarios en una losa maciza. Un aspecto importante y que tuvo mucho peso a la hora de seleccionar el uso de losas macizas, fue un requerimiento de bomberos, en el cual no se permite la utilización de molones de poliestireno expandido en losas de cocheras en subsuelo como es nuestro caso, dado el elevado riesgo que esto traería frente a posibles incendios.

Por otro lado, con la opción de losas macizas se lograba mayor economía respecto al ítem de cielorraso, ya que en losa maciza no era necesario la realización adicional del mismo, es decir que la terminación es el mismo hormigón del fondo de losa, mientras que en losas nervradas esto no es conveniente por cuestiones de protección contra incendio y la realización de un cielorraso aplicado conlleva mayores costos de materiales y mano de obra para su colocación, como así también mayores tiempos de ejecución.

## 2.2 ANALISIS DE ACCIONES GRAVITATORIAS

En esta etapa del proceso de cálculo comenzamos a utilizar los reglamentos para determinar las cargas que actuarán sobre nuestra estructura. Diferenciamos dos tipos de cargas gravitatorias; existirán cargas muertas o permanentes y cargas vivas o sobrecargas de uso, para cada una se utiliza un apartado distinto del reglamento CIRSOC 101-2005.

### 2.2.1 Cargas permanentes

Para la obtención de estas acciones, se analizan cada uno de los elementos (estructurales y no estructurales) que mantienen su posición fija en la estructura a lo largo del tiempo y la vida de servicio de la obra. Entre estos elementos, además del peso propio de la estructura, tenemos paquetes de piso y contra piso, revestimientos, muros y tabiques divisorios, instalaciones etc. El peso propio de cada uno de los anteriores se obtiene multiplicando los volúmenes o superficies, por los correspondientes pesos unitarios. Dichos pesos unitarios se obtienen de los datos del proyecto o en caso de no contar con la información fehaciente, se usarán los valores aportados por el reglamento. A continuación se enuncian los pesos utilizados:

#### LOSAS SOBRE SEGUNDO SUBSUELO

Losas macizas esp.: 15cm .....	360 kg/m <sup>2</sup>
Losas nervradas esp.: 40cm .....	450 kg/m <sup>2</sup>
Cielorraso .....	50 kg/m <sup>2</sup>
Contrapiso mas carpeta de rodamiento .....	150 kg/m <sup>2</sup>

#### LOSAS SOBRE PRIMER SUBSUELO

Losas macizas esp.: 18cm .....	430 kg/m <sup>2</sup>
Losas nervradas esp.: 40cm .....	450 kg/m <sup>2</sup>
Cielorraso .....	50 kg/m <sup>2</sup>
Contrapiso mas carpeta de rodamiento .....	150 kg/m <sup>2</sup>
Relleno de hormigón alivianado en espacios de circulación .....	1200 kg/m <sup>3</sup>
Relleno de tierra en espacios verdes .....	1600 kg/m <sup>3</sup>
Mamposterías (ladrillo cerámico hueco esp.: 20cm) .....	200 kg/m <sup>2</sup>

A nivel de planta baja, el paquete de piso terminado es variable dadas las condiciones del proyecto. Existen zonas de tránsito vehicular donde la terminación es con pavimento articulado sobre cama de arena y zonas de recreación, que presentan una superficie de cubierta verde con distintos niveles de relleno, a continuación se muestra como están sectorizados estos sitios y cuanto es la carga que se considera en cada uno.

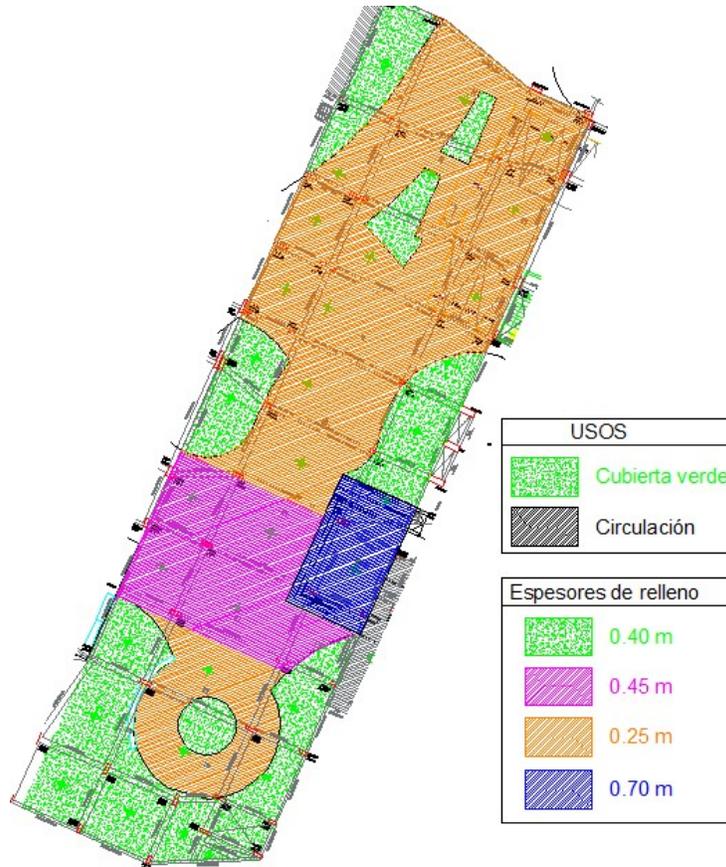


Figura 2.6 - Análisis de rellenos sobre 1º subsuelo

Cargas de relleno sobre 1º subsuelo			
ESPESOR DE RELLENO	Componente	Peso esp. x espesor	Carga total
0.40 m	Tierra	1600 kg/m <sup>3</sup> x 0.40m	640 kg/m <sup>2</sup>
0.45 m	Relleno alivianado	1200 kg/m <sup>3</sup> x 0.35m	570 kg/m <sup>2</sup>
	Carpeta	1500 kg/m <sup>3</sup> x 0.10m	
0.25 m	Relleno alivianado	1200 kg/m <sup>3</sup> x 0.15m	330 kg/m <sup>2</sup>
	Carpeta	1500 kg/m <sup>3</sup> x 0.10m	
0.70 m	Tierra	1600 kg/m <sup>3</sup> x 0.70m	1120 kg/m <sup>2</sup>

### 2.2.2 Sobrecargas de uso

Se definen reglamentariamente como aquellas cargas originadas por el uso y ocupación de un edificio u otra estructura, y no incluye cargas debidas a la construcción o provocadas por efectos ambientales, tales como nieve, viento, acumulación de agua, sismo, etc. Las

sobrecargas en cubiertas son aquellas producidas por materiales, equipos o personal durante el mantenimiento, y por objetos móviles o personas durante la vida útil de la estructura.

En resumen las sobrecargas son acciones variables debidas al uso o destino de la construcción. Se tuvieron en cuenta para nuestro caso las siguientes:

#### SOBRE CARGAS DE USO

Escaleras o caminos de escape .....	300 kg/m <sup>2</sup>
Garages (para automóviles solamente) .....	350 kg/m <sup>2</sup>
Zonas de recreación donde pueden congregarse personas .....	500 kg/m <sup>2</sup>
Patios y lugares de paseo .....	500 kg/m <sup>2</sup>

### 2.3 ACCIONES SÍSMICAS

Se clasifican como cargas dinámicas, por lo que producen sollicitaciones reversibles sobre la estructura. Estas acciones tienen una baja probabilidad de ocurrencia, por lo que se las denomina accidentales, y corto período de duración. Aunque sean bien estudiadas, son de difícil cuantificación, aun así, su efecto es devastador si no se toman los recaudos necesarios.

La estructura en estudio se encuentra enterrada en su totalidad, por lo que en un simple análisis se puede pensar que no existirán sobre ésta, esfuerzos inducidos por sismos, ya que para que estos ocurran deben existir desplazamientos laterales que se encuentran impedidos por el suelo que rodea a las cocheras. Esto resulta cierto si el suelo que rodea a la estructura es totalmente rígido y se encuentra cien por ciento en contacto directo a los elementos estructurales, pero teniendo en cuenta que el movimiento de suelos en la obra es de gran magnitud y que una vez concretados los sectores se rellenarán los sitios donde sea necesario alcanzar los niveles finales de proyecto, no se garantizan las condiciones de rigidez y contacto directo antes mencionadas. Por otra parte pueden ocurrir situaciones durante la ejecución de la construcción, donde la misma no se encuentre completamente enterrada, y en esos casos también las acciones sísmicas producirán esfuerzos a la estructura. Es por estos motivos que se ha cargado a la estructura con acciones sísmicas correspondientes.

Para la determinación de los esfuerzos sísmicos nos valemos del reglamento INPRES-CIRSOC 103, en el cual se tienen en cuenta los siguientes aspectos para el cálculo:

- Zonificación sísmica.
- Agrupamiento de las construcciones según su destino y funciones.
- Condiciones locales del suelo de fundación.
- Espectros de diseño.
- Influencia de la capacidad de disipación de energía de la estructura mediante deformaciones anelásticas.

Para cada uno de los puntos anteriores, el reglamento ofrece una serie de figuras y tablas, que se utilizaron en el proceso de diseño como se muestra a continuación.

Una vez analizados y determinados los valores propios de nuestra construcción, se obtiene un espectro de respuesta que es el que luego se cargará en el modelo matemático usado, el cual luego nos devuelve los esfuerzos sísmicos para cada uno de los elementos de la estructura.

### 2.3.1 Zonificación sísmica

El territorio de la República Argentina se divide en cinco zonas de acuerdo con el grado de peligrosidad sísmica, la obra en análisis se encuentra ubicada en la ciudad de Córdoba capital, por lo que nos encontramos en **zona 1 “peligrosidad reducida”**, con esta definición, el reglamento es íntegramente aplicable en todos sus requisitos, tal como se enuncia en el mismo.



REFERENCIAS	
Zona	Peligrosidad sísmica
①	muy reducida
①	reducida
②	moderada
③	elevada
④	muy elevada

Figura 1. Zonificación sísmica en la República Argentina

Figura 2.7 - Zonas de peligrosidad sísmica de Argentina

### 2.3.2 Clasificación de la estructura y factor de riesgo

Con el objeto de establecer los requerimientos de previsiones sismorresistentes, las construcciones se agrupan de acuerdo con sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapsos de las mismas en caso de ocurrencia de sismos.

#### Grupo A0

Construcciones o instalaciones que cumplen funciones esenciales en caso de ocurrencia de sismos destructivos; o su falla produciría efectos catastróficos sobre vastos sectores de población. Por ejemplo hospitales, centros militares, centrales de bomberos, etc.

#### Grupo A

Construcciones o instalaciones de gran densidad de ocupación, contenido de gran valor, funciones importantes para la comunidad; o que resultan de interés para la producción y seguridad nacional. Por ejemplo escuelas, templos, estadios, etc.

#### Grupo B

Construcciones e instalaciones cuyo colapso produciría pérdidas de magnitud intermedia (normal densidad de ocupación, contenido de valor normal). Por ejemplo Edificios privados de habitación, viviendas, etc.

#### Grupo C

Construcciones o instalaciones cuya falla produciría pérdidas de muy escasa magnitud y no causaría daños a construcciones de los grupos anteriores (construcciones aisladas o provisionales no destinadas a habitación).

Nuestra estructura que se encuadra en el “**grupo B**”, ya que se trata de una construcción que da servicio a edificios de viviendas en los cuales se puede encontrar una elevada densidad ocupacional durante la ocurrencia de un sismo.

Dada esta clasificación, se establece un **factor de riesgo  $\gamma_d = 1$** , que luego se utilizará para la determinación de las acciones sísmicas.

Construcción	Factor de riesgo $\gamma_d$
Grupo $A_0$	1,4
Grupo A	1,3
Grupo B	1

Figura 2.8 - Factores de riesgo

### 2.3.3 Tipo de suelo de fundación

Las condiciones locales del suelo sobre el que se apoya la construcción, son de mucha influencia sobre la respuesta sísmica de la misma. Es por esto que el reglamento nos brinda una serie de clasificaciones para los distintos tipos de suelos según lo indicado en la siguiente tabla.

SUELO	IDENTIFICACIÓN		CARACTERÍSTICAS		
			Velocidad de propagación de ondas de corte	Prueba de penetración normalizada P.P.N.	Tensión admisible del suelo, $\sigma_{sadm}$
			(m/s)	(n° de golpes)	(MN/m <sup>2</sup> )
Tipo I	Muy firmes y compactos	a) Rocas firmes y formaciones similares	$\geq 700$	---	$\sigma_{sadm} \geq 2$
		b) Suelos rígidos sobre roca firme, con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m <sup>2</sup> )	$< 700$ y $\geq 400$	$\geq 30$	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
Tipo II	Intermedios	a) Suelos rígidos con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m <sup>2</sup> )	$< 700$ y 400	$\geq 30$	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
		b) Suelos de características intermedias con profundidad de manto mayor que 8 m (por ejemplo: suelos granulados medianamente densos; suelos cohesivos de consistencia dura con cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m <sup>2</sup> )	100 a 400	granulares $\geq 15$ y $< 30$ cohesivos $\geq 10$ y $< 15$	$0,1 \leq \sigma_{sadm} < 0,3$
Tipo III	Blandos	Suelos granulados poco densos; suelos cohesivos blandos o semiduros (cohesión menor que 0,05 MN/m <sup>2</sup> ); suelos colapsibles	$< 100$	$< 10$	$\sigma_{sadm} < 0,1$

Figura 2.9 - Clasificación de los suelos de fundación dinámicamente estables

Con esta tabla y los datos del estudio de suelo (Ver anexo 9.1 Estudio de suelo), nuestra estructura se fundará en un suelo **“Tipo III – Blando”**.

### 2.3.4 Ductilidad

Se trata aquí, la capacidad que tiene la estructura para disipar energía mediante deformaciones plásticas. Se determina un factor de reducción R, que es función de la ductilidad global “μ” del tipo de estructura y del período de vibración considerado. La ductilidad a adoptar será **μ =4** por tratarse de *sistemas de pórticos y tabiques sismo resistentes de Hormigón Armado asociados entre sí por vigas que permitan su funcionamiento en conjunto*.

$$R = 1 + (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$R = \mu \quad \text{para } T \geq T_1$$

### 2.3.5 Espectro de diseño

Las excitaciones sísmicas se definen a través de los espectros de pseudoaceleraciones **“Sa”**. Las cuales representan aceleraciones equivalentes a fracciones de la aceleración de la gravedad. Su forma y magnitud, depende de la zona sísmica en la cual se emplace la obra, y del tipo de suelo sobre el cual se funde. El reglamento ofrece las siguientes formas para su determinación.

$$s_a = a_s + (b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$s_a = b \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_2$$

$$s_a = b \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2\alpha} \quad \text{para } T \geq T_2$$

ZONA SÍSMICA	SUELO	a <sub>s</sub>	b	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>
4	Tipo I	0,35	1,05	0,20	0,35
	Tipo II	0,35	1,05	0,30	0,60
	Tipo III	0,35	1,05	0,40	1,00
3	Tipo I	0,25	0,75	0,20	0,35
	Tipo II	0,25	0,75	0,30	0,60
	Tipo III	0,25	0,75	0,40	1,00
2	Tipo I	0,16	0,48	0,20	0,50
	Tipo II	0,17	0,51	0,30	0,70
	Tipo III	0,18	0,54	0,40	1,10
1	Tipo I	0,08	0,24	0,20	0,60
	Tipo II	0,09	0,27	0,30	0,80
	Tipo III	0,10	0,30	0,40	1,20

Una vez obtenidos los valores de pseudoaceleraciones (Sa), se calcula el coeficiente sísmico (C), según la siguiente expresión:

$$C = \frac{S_a \cdot \gamma d}{R}$$

Este valor es el que luego introducimos en el modelo numérico, con el cual determina los esfuerzos producidos por las acciones sísmicas sobre nuestra estructura.

Todas estas fórmulas se encuentran cargadas en una planilla de Excel, que se muestra a continuación y con la cual se trabajó, en la que debemos cargar cada uno de los datos antes identificados para nuestro caso y de esta forma obtenemos el espectro de respuesta y los valores de coeficientes C sísmico.

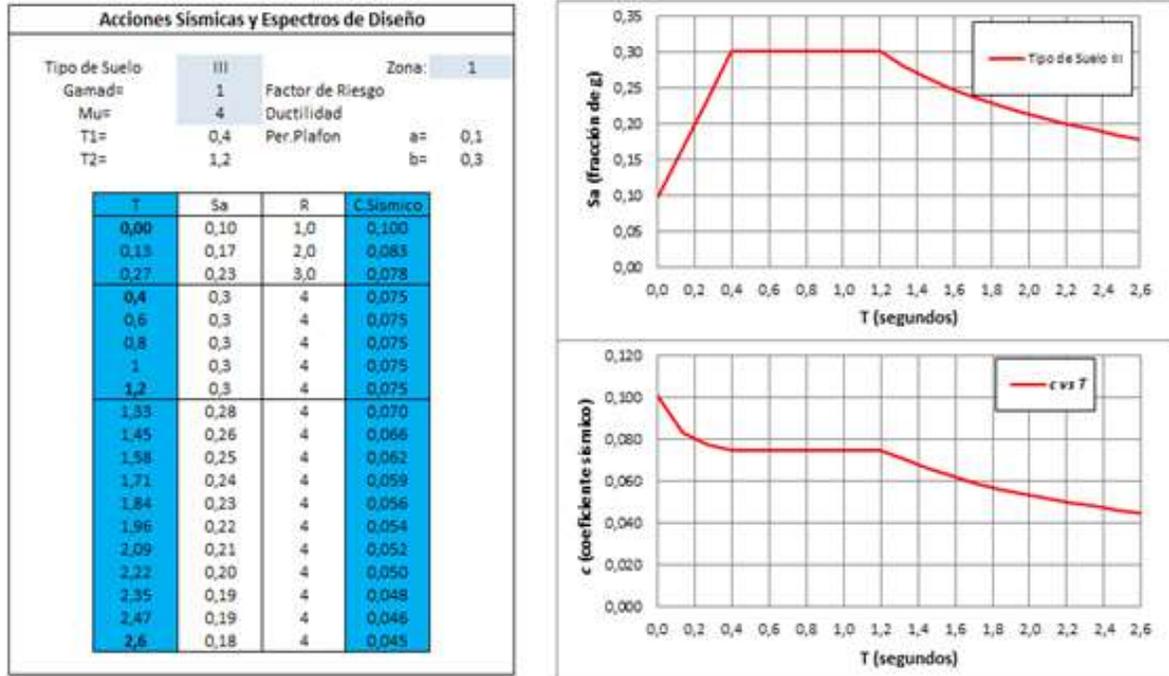


Figura 2.10 - Espectro de diseño

## 2.4 COMBINACIONES DE CARGAS

En este apartado se debe mencionar que, debido a que nos encontramos en un momento en el cual se han puesto en vigencia recientemente los nuevos reglamentos de cálculo y diseño estructurales; el trabajo realizado se encuentra con una mezcla de aplicaciones de distintos reglamentos, ya que se están adecuando planillas y procesos, que llevan su tiempo de desarrollo y puesta a punto. Esto permite realizar comparaciones de resultados obtenidos con los reglamentos antiguos y los que han entrado en vigencia últimamente. A continuación se enuncian las combinaciones utilizadas y los reglamentos a los cuales pertenecen cada una.

Dónde:

**D:** Carga gravitatoria permanente.

**L:** Sobrecarga de servicio.

**S:** Acciones sísmicas de diseño.

### 2.4.1 Combinaciones gravitatorias

CIRSOC 201 – año 1984

$$1,75 * (D + L)$$

CIRSOC 201 – año 2005

$$1,40 * D$$

$$1,20 * D + 1,60 * L$$

## 2.4.2 Combinaciones sísmicas

INPRES CIRSOC 103 – Año 1991

$$\begin{aligned} & 1,3 * (D + 0,25 * L) \pm S \\ & 0,85 * (D + 0,25 * L) \pm S \end{aligned}$$

INPRES CIRSOC 103 – Año 2005

$$\begin{aligned} & 1,20 * D + 1,00 * L \pm 1,00 * S \\ & 0,90 * D \pm 1,00 * S \end{aligned}$$

## 3 CAPÍTULO III - PREDIMENSIONADO

### 3.1 INTRODUCCIÓN

La etapa del predimensionado estructural es tan importante como todas las demás, es aquí donde se analizan de manera rápida y sencilla las solicitaciones aproximadas que tendrán los diferentes elementos estructurales. Esto permite obtener un orden de las dimensiones seccionales de los elementos que, según el criterio del calculista, serán los más cargados y los más representativos, por lo tanto serán los condicionantes.

Obtener una primera aproximación de las secciones, sirve para poder estimar pesos propios y rigideces. Un buen predimensionado es valioso ya que son estas dimensiones las que se usarán en el paso siguiente que es la modelación estructural. El modelo numérico debe ser cargado en lo posible con secciones próximas a las definitivas, de no ser así, el proceso de retroalimentación hasta llegar a las dimensiones finales puede ser tedioso y traer aparejado errores no deseados. Es aquí donde se aprecia la experiencia y capacidad del ingeniero calculista.

Además es útil porque se analiza si se cumple con los condicionantes que puede tener el proyecto en sus bases respecto a alturas mínimas, luces libres, y dimensiones máximas de elementos; de modo que no interrumpan ni estorben en la arquitectura. En nuestro caso los limitantes surgieron de las dimensiones que debe tener una cochera para no obstaculizar la circulación en la misma, se tuvieron en cuenta radios de giro de vehículos y alturas mínimas de paso.

La estructura debe poseer ciertas características de rigidez que hagan posible una íntegra transmisión de esfuerzos hacia los vínculos y apoyos sin excesivas deformaciones. A raíz de esto, el reglamento CIRSOC, ha determinado ciertos criterios de rigidez, considerando la luz y la relación de dimensiones de los elementos, a fin de guiar el predimensionado.

### 3.2 FUNDACIONES

Los primeros números para aproximarnos a los valores de carga que llegarán a la fundación se realizan haciendo un análisis de áreas de influencia para los casos típicos. Como ya se mostró tendremos módulos típicos, en los cuales podemos diferenciar notablemente dos situaciones bien diferenciadas, por un lado tendremos pilotes centrales y por el otro pilotes perimetrales. En la siguiente figura se muestra el esquema de áreas de influencia por las

cuales se multiplican por las cargas ya mencionadas y se obtiene el orden de magnitud de los esfuerzos en los pilotes.

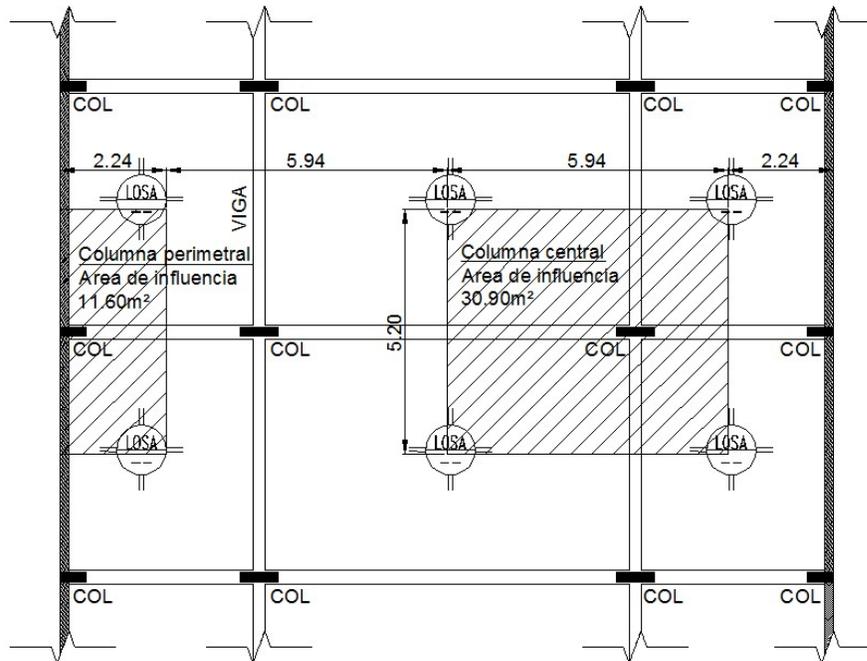


Figura 3.1- Áreas de influencia pilotes centrales y perimetrales

De este modo tendremos los siguientes valores

	Carga 2º SS (Tn/m²)	Carga 1º SS (Tn/m²)	Area de infl. (m²)	Factor de ajuste	Carga total (Tn)
<b>Columna central típica</b>	0,91	1,62	30,9	1,25	<b>97,7</b>
<b>Columna central mas cargada</b>	0,91	2,1	30,9	1,25	<b>116,3</b>
<b>Columna perimetral típica</b>	0,91	1,62	11,6	1,25	<b>36,7</b>
<b>Columna perimetral mas cargada</b>	0,91	2,1	11,6	1,25	<b>43,6</b>

Una vez obtenidos estos resultados, se analizan los parámetros de resistencia dados por el estudio de suelo y se plantean distintos diámetros de pilotes con campanas y sin campanas, en base a estos sabremos cuales son los que se necesitarán para cada caso.

Para el cálculo de la capacidad, es decir, para saber cuánto es lo que resiste un pilote, se realiza una cuenta muy simple que consiste en calcular la superficie del pozo, multiplicándola por la tensión de punta, a esto se le suma la contribución por la fricción obtenida como el producto del perímetro del pilote por la longitud del mismo por la tensión de fricción del suelo y por último se debe restar el peso propio del pilote. En la siguiente planilla se muestran los diferentes valores de capacidad para los distintos pilotes planteados.

Parametros del suelo					
Punta	95	(t/m <sup>2</sup> )	N. Sup. Pozo:	6m	C.F.: -16m
Fricción	1	(t/m <sup>2</sup> )	h [m]=	4	
	2	(t/m <sup>2</sup> )	h [m]=	3	
	3	(t/m <sup>2</sup> )	h [m]=	2	
				9	Long. Pilote
φ fuste [m]	φ campana [m]	Peso propio pilote [Tn]	Capacidad de punta [Tn]	Capacidad de fricción [Tn]	Capacidad [Tn]
0,80	0,80	10,86	47,75	40,21	77,11
0,80	1,20	10,86	107,44	40,21	136,80
0,90	0,90	13,74	60,44	45,24	91,93
0,90	1,40	13,74	146,24	45,24	177,74
1,00	1,00	16,96	74,61	50,27	107,91
1,00	1,60	16,96	191,01	50,27	224,31

Es importante marcar que se debe mantener un margen de resistencia por sobre las solicitaciones, ya que es una etapa en la que nos importan los órdenes de magnitud y por otro lado se ha hecho solo un análisis gravitatorio, por lo tanto debemos tomarnos este margen por si los efectos sísmicos producen solicitaciones sustanciales. Recordamos que la intención es acercarnos a las dimensiones definitivas, las cuales se ajustarán cuando se realice el dimensionamiento detallado de cada elemento de la fundación.

En base a este predimensionado se adoptan las siguientes dimensiones:

**Pilotes centrales:** Diámetro de fuste 0.80m con campana de diámetro 1.20m.

**Pilotes perimetrales:** Diámetro de fuste 0.80m de diámetro sin campana.

### 3.3 COLUMNAS

Dada la vital importancia de las columnas para el funcionamiento y la seguridad estructural, los profesionales a cargo del proyecto están muy presentes en este momento. Además cuentan con una vasta experiencia lo que les da un entrenamiento para saber a grandes rasgos las dimensiones necesarias de las mismas. Por otro lado también se hace uso de proyectos similares ya realizados, de este modo se logra tener criterios correctos y una visión crítica que contribuye y es de gran utilidad a la hora de agilizar los procesos.

El predimensionado de columnas se realiza en base a la carga axial gravitatoria (cargas permanentes más sobrecargas). Del mismo modo que para los pilotes, este esfuerzo se obtiene por análisis de áreas de influencias.

Ya que aún no se han realizado ningún tipo de análisis de esfuerzos producidos por las acciones sísmicas (esto se obtiene con la elaboración del modelo numérico), no contamos con los esfuerzos flexionales que actuarán sobre las columnas, es por esto que no son tenidos en cuenta en esta etapa, (lo cual, si se tuvieran en cuenta, darían secciones mayores), es por este motivo que se adopta una tensión de compresión del hormigón menor a la máxima admisible en servicio. El hormigón a utilizar es H-30, al cual le corresponde un  $\beta_r=2300$  tn/m<sup>2</sup>. La tensión máxima de servicio será:

$$\beta r = \frac{2300}{2.1} = 1095 \frac{tn}{m^2}$$

El área necesaria de las columnas se determina suponiendo una tensión de compresión del hormigón menor a la máxima, se adopta de 900 tn/m<sup>2</sup>.

La relación entre la tensión de compresión de trabajo adoptada y la máxima de servicio es

$$\frac{\beta_{adopt}}{\beta_{serv}} = \frac{900}{1095} = 0,82$$

Este valor indica que la sección de la columna tiene aproximadamente un 20% de área destinada a soportar estos esfuerzos flexionales.

Además, en el predimensionado se debe tener en cuenta una serie de limitaciones dimensionales propuestas por el reglamento:

La dimensión mínima de las columnas es de 20 cm.

En los casos que la columna tenga baja compresión se coloca una columna de dimensiones mínimas a fin de colaborar a la rigidez de la estructura.

Siempre que se decide la dimensión de la columna se piensa en la estructura como un conjunto, y no en ella individualmente. Hay que tener en cuenta la rigidez que necesita la estructura. Es por esto que tiene mucha importancia la orientación de las columnas respecto al conjunto estructural. Se busca que la rigidez en ambas direcciones no se encuentre desbalanceada. Para nuestro caso, los muros de contención aportan una elevada rigidez en el sentido longitudinal de las cocheras, por este motivo es que las columnas se orientan de modo que su lado fuerte quede perpendicular a dichos muros de contención dando rigidez a la estructura en el sentido transversal.

La siguiente planilla muestra los valores típicos del predimensionado de columnas

PREDIMENSIONADO DE COLUMNAS PARA ACCIONES GRAVITATORIAS EN PLANTA BAJA									
Combinación = cargas permanentes + sobrecargas de uso									
TIPO	COMPRESIÓN [ T ]	TENSIÓN H° H-30 [ T / m <sup>2</sup> ]	AREA nec. [ m <sup>2</sup> ]	b [ m ]	h nec. [ m ]	h adop. [ m ]	DIAM [ m ]	DIAM adop. [ m ]	TENSIÓN [ T / m <sup>2</sup> ]
Col central típica	97,70	900	0,11	<b>0,20</b>	0,54	<b>0,80</b>	-	-	611
Col central mas cargada	116,30	900	0,13	<b>0,20</b>	0,65	<b>0,80</b>	-	-	727
Col perimetral típica	36,70	900	0,04	<b>0,20</b>	0,20	<b>0,50</b>	-	-	367
Col perimetral mas cargada	43,60	900	0,05	<b>0,20</b>	0,24	<b>0,50</b>	-	-	436

En resumen se adoptan las siguientes dimensiones de predimensionado, **Columnas centrales (20 x 80) - Columnas perimetrales (20 x 50)**. Las mismas serán usadas para la ejecución del modelo numérico, y podrán ajustarse al momento del dimensionado con los esfuerzos reales sobre las mismas.

### 3.4 VIGAS Y LOSAS

En el estudio, se han desarrollado con anterioridad planillas automatizadas de cálculo de vigas y losas, las mismas facilitan los procedimientos y permiten optimizar secciones y materiales. Dichas planillas se usaron para el predimensionado de vigas y losas, de modo que se cargaron rápidamente y sin demasiado detalle las acciones gravitatorias en las mismas. Así se puede obtener una primera apreciación de secciones necesarias y armadura aproximada que llevarán estos elementos.

Se busca uniformizar los tamaños de vigas que forman parte de pórticos con el objetivo de facilitar el armado y encofrados en obra. No resulta lógico hacer el análisis elemento por elemento, esto se justifica sólo cuando la diferencia de esfuerzos es muy notable, el mismo se hará en el dimensionado de cada viga en particular.

Se hizo un análisis en conjunto de vigas y losas, lo que permitió plantear diferentes alternativas de apoyos de vigas y direcciones de armado de losas, como se muestra en el ANEXO 9.2, se propusieron 3 alternativas de configuraciones de vigas y losas.

Para cada alternativa se calcularon las vigas y las losas con las planillas antes mencionadas, y en las mismas se ven secciones y armaduras necesarias para cada caso, esto nos permite hacer comparaciones y optar por la opción más conveniente y factible.

La alternativa adoptada es la ALTERNATIVA 1, ya que dan alturas de vigas coherentes y cuantías de armadura lógicas, de la misma forma las losas de esta alternativa dan de espesor y armaduras aceptables

Al no considerar esfuerzos sísmicos en el predimensionado de las vigas, es probable que el tamaño de éstas sea uno de los puntos que presente mayores diferencias entre lo planteado en este ítem y el resultado final. Una vez que fueran determinados los esfuerzos en el modelo numérico, si las diferencias son sustanciales, se procede a realizar el análisis de la estructura nuevamente, con el fin de obtener los esfuerzos correspondientes.

#### **Control de deformaciones.**

El reglamento CIRSOC 201 establece una serie de relaciones entre la luz de flexión de una viga o losa y su altura o espesor, de modo que se garanticen las deformaciones admisibles. Estos valores son indicativos muy útiles a la hora de un predimensionado rápido, de todas formas, en el proceso de diseño se verificará la flecha real de vigas críticas o que se crea necesario dadas longitudes y cargas excesivas.

A continuación se muestran las tablas que brinda el reglamento en las cuales se ven los espesores mínimos requeridos para el control de las deformaciones y para cada tipo de configuración en particular. Las mismas se usaron como una primera orientación, pero como se mencionó anteriormente, el predimensionado se hizo en base a las planillas y las alternativas planteadas.

Tabla 9.5.a) Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de las flechas

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$
<p> <input type="checkbox"/> La luz <math>l</math> se expresa en mm.  <input type="checkbox"/> Los valores dados en esta tabla son para elementos de hormigón de peso normal (<math>w_c = 2500 \text{ kg/m}^3</math>) y armadura con <math>f_y = 420 \text{ MPa}</math>.                      Para otras condiciones, los valores se deben modificar como se indica a continuación:                      a) Para hormigón liviano estructural con <math>w_c</math> comprendido entre 1500 y 2000 <math>\text{kg/m}^3</math>, los valores de la Tabla 9.5.a) se deben multiplicar por <math>(1,85 - 0,0003 w_c)</math>, valor que debe ser igual o mayor que 1,09.                      b) Para <math>f_y \neq 420 \text{ MPa}</math>, los valores de esta Tabla se deben multiplicar por la expresión <math>(0,4 + f_y / 700)</math>.                 </p>				

Tabla 9.5.3.4. Espesor mínimo para sistema de losas en dos direcciones (armadura  $f_y = 420 \text{ MPa}$ )

Sistema de losas en dos direcciones	$\alpha_{fm}$	$\beta$	Mínimo h
Placa Plana	-	$\leq 2$	$l_n / 30$
Placa Plana con vigas de borde <sup>(1)</sup> ( $h_{min} = 120 \text{ mm}$ )	-	$\leq 2$	$l_n / 33$
Losa Plana <sup>(2)</sup>	-	$\leq 2$	$l_n / 33$
Losa Plana con vigas de borde <sup>(1)</sup> ( $h_{min} = 100 \text{ mm}$ )	-	$\leq 2$	$l_n / 36$
Losa en dos direcciones, apoyada en vigas <sup>(3)</sup>	$\leq 0,2$	$\leq 2$	$l_n / 30$
	1	1	$l_n / 33$
		2	$l_n / 36$
	$\geq 2$	1	$l_n / 37$
		2	$l_n / 44$
Losa en dos direcciones, apoyada en vigas <sup>(1,3)</sup>	$\leq 0,2$	$\leq 2$	$l_n / 33$
	1	1	$l_n / 36$
		2	$l_n / 40$
	$\geq 2$	1	$l_n / 41$
		2	$l_n / 49$

<sup>(1)</sup> Relación de rigidez losa-viga de borde  $\alpha_f \geq 0,8$  (9.5.3.3.).  
<sup>(2)</sup> Longitud del ábaco  $\geq 1/3 h$  ; altura del ábaco  $\geq 1/4 h$  (ver los artículos 13.2.5. y 13.3.7.)  
<sup>(3)</sup> Mínimo h = 120 mm para  $\alpha_{fm} \leq 2$ ; mínimo h= 90 mm para  $\alpha_{fm} > 2$  (9.5.3.3.)

## 4 CAPÍTULO IV – MODELO NUMÉRICO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

### 4.1 Descripción

En todos los ámbitos de la ingeniería, se estudian y analizan problemas de todo tipo para encontrar soluciones óptimas y acertadas. Esto se logra en la mayoría de los casos realizando modelos de comportamiento para cada situación. En ocasiones, el tipo de problema y su complejidad, permite o exige realizar modelos físicos a escala que simulen de modo exacto las distintas circunstancias que presenta dicho problema y que el ingeniero debe resolver para evitar problemas futuros. En el caso de una estructura para un edificio, resulta impráctico la realización de modelos físicos, es por esto que se han desarrollado programas computacionales que permiten realizar este tipo de modelaciones que arrojan como resultado esfuerzos y deformaciones en los puntos deseados de una estructura. Los avances en tecnología y el desarrollo continuo de estos softwares, permiten que la ejecución de estos modelos sea de forma rápida y simple, con resultados confiables.

Es importante conocer los métodos que aplican estos modelos computacionales para la resolución de una estructura, estos conocimientos lo dan muchos años de formación y de estudio de las distintas materias de estructura que hemos visto durante la carrera. Decimos que es importante, ya que la máquina solo resuelve ecuaciones matemáticas mediante los datos de entrada cargados; es tarea del ingeniero analizar los resultados con la destreza de saber lo que debe dar, es decir, se debe tener noción de órdenes de magnitud, de direcciones y tipo de esfuerzos y deformaciones o desplazamientos que son esperables se produzcan en cada caso. Aquí es donde se comprende si el modelo ha sido resuelto de forma correcta, o de lo contrario se ha producido algún error en la carga de los datos de entrada o en alguna consideración equivocada, permitiendo corregirlo.

En la siguiente figura se puede apreciar el modelo de la estructura realizado.

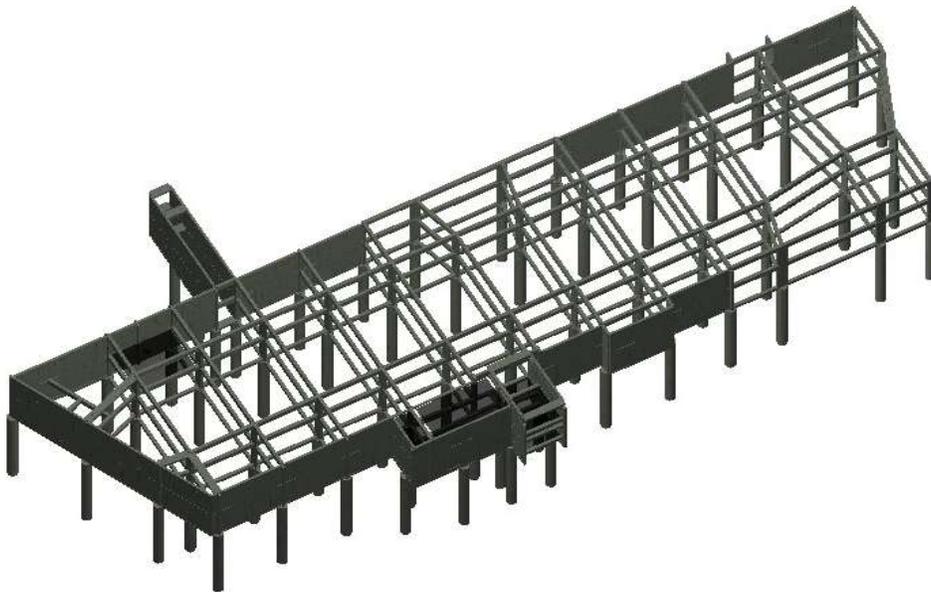


Figura 4.1 - Modelo 3D de la estructura analizada

Existen distintos programas de modelación estructural que se usan en la actualidad, cada uno presenta distintos grados de exactitud debido a los métodos de resolución que utilizan, entre algunos de estos programa podemos nombrar: SAP2000, RFEM5, RAM Elements, CYPE Cad, entre otros. En nuestro caso, se hizo uso del programa RAM Elements V8i para la modelación de nuestro proyecto estructural. Éste programa tiene disponibles tres tipos de análisis:

- Análisis de primer orden (Lineal elástico).
- Análisis de segundo orden (no lineal – análisis P-Delta).
- Análisis dinámico (Análisis modal - espectral).

El primero es un análisis estático de la estructura, donde no se consideran efectos de segundo orden, puede decirse que es un análisis matemático escaso o débil, ya que utiliza ecuaciones solo de primer orden. El segundo método considera los momentos secundarios o de segundo orden, es decir momentos adicionales sobre los elementos, que resultan de aplicar una carga axial multiplicada por desplazamientos laterales. El análisis modal consiste en el cálculo del período, frecuencias y los modos de vibración libres no amortiguados de la estructura. La vibración libre depende solamente de la rigidez de la estructura y sus masas, no de las cargas.

El modelo que se realizó para éste proyecto es lineal elástico. El análisis lineal elástico envuelve la solución de ecuaciones lineales. El problema puede ser resumido en la siguiente ecuación:

$$P = K \cdot D$$

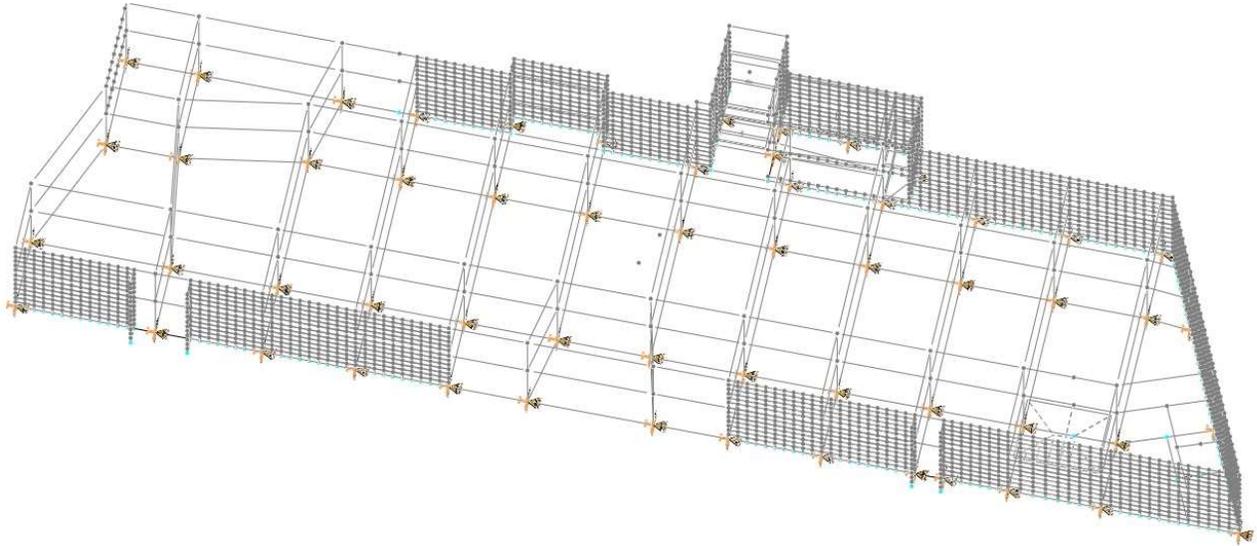
Donde P es la matriz de cargas aplicadas generalizada, K es la matriz de rigidez de la estructura, y D es la matriz de los desplazamientos resultantes. El programa resuelve, de modo iterativo, ésta ecuación mediante el uso de métodos numéricos.

## 4.2 Geometría – Modelo unifilar

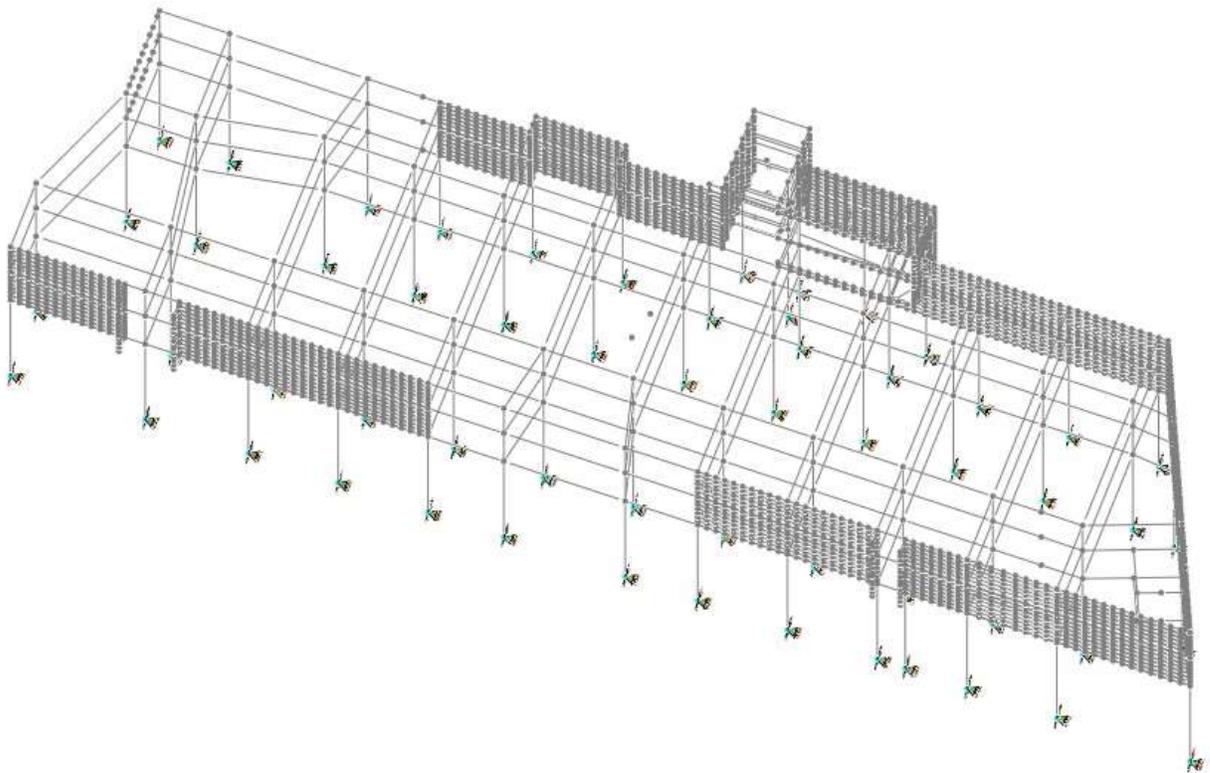
Ya tenemos definidas las posiciones de columnas, vigas, muros de contención y direcciones de armado de losas que se analizaron en las etapas previas. En base a esto, la modelación estructural comienza con la introducción de la geometría del proyecto en cuestión, para esto el programa trabaja con la definición de nudos que luego deben vincularse mediante miembros, estos son elementos unifilares que representan los ejes de los elementos de la estructura, en particular estos miembros representan vigas, columnas y pilotes. Una vez definidos dichos miembros se cargan áreas, que representan losas y finalmente placas (elementos Shell) que representan tabiques y muros de contención.

Antes de continuar con la asignación de propiedades a cada elemento como se muestra en la siguiente sección, es importante la definición de los apoyos que tendrá la estructura, estos se asignan a nudos y pueden ser apoyos fijos, móviles en alguna dirección, empotramientos, incluso se pueden designar resortes que representan apoyos con un cierto grado de libertad de desplazamiento, estos resortes sirven por ejemplo para representar empujes pasivos sobre los laterales de pilotes o muros de contención y la constante de dichos resortes está dada por el coeficiente de balasto del suelo, que debe ser un dato a consultar en el estudio de suelos. Se han realizado dos alternativas de modelo de la estructura, en una de ellas se colocaron empotramientos en las bases de las columnas y en el otro se modelaron los

elementos que representan a los pilotes y se les colocó un apoyo fijo a nivel de cota de fundación. Esto se realizó con el objetivo de poder comparar el comportamiento en cada caso y de ser necesario obtener esfuerzos en los pilotes a diferentes profundidades. A continuación se pueden ver imágenes de ambas alternativas.



**Figura 4.2 - Modelo unifilar (con empotramientos en base de columnas)**



**Figura 4.3 - Modelo unifilar (con pilotes articulados en la base)**

A modo de comentario, no se han colocado en estos modelos, vínculos (resortes) que representan el empuje pasivo que puede existir en el contacto de los muros de contención y pilotes con los suelos laterales, esto podría haberse tenido en cuenta, aunque con su omisión podemos decir que se está siendo conservador, en el sentido de que estos apoyos laterales disminuirían los desplazamientos provocados por el sismo, por lo tanto serían menores los esfuerzos sísmicos en columnas y vigas. Es decir que al no colocar estos apoyos, estamos teniendo en cuenta mayores esfuerzos para el diseño, por lo que estamos trabajando del lado de la seguridad, además, no tenemos la certeza de que se desarrollarán estos empujes pasivos, ya que los suelos laterales pueden no estar correctamente compactados y harán sido bastante removidos durante la ejecución de la obra.

### 4.3 Secciones y materiales

Con la geometría completamente definida, continuamos definiendo los atributos que deben asignarse a cada elemento del modelo, estos atributos consisten en la definición de materiales y secciones de vigas, columnas, pilotes y muros de contención. Otro atributo que permite introducir el RAM, son los tipos de uniones (vinculaciones) entre miembros, se pueden definir uniones rígidas que transmiten momentos, uniones articuladas que solo transmiten corte y esfuerzos axiales, entre otras. Este tipo de propiedad es útil en estructuras metálicas donde deben diseñarse diferentes uniones en función de los esfuerzos que transmitan; en estructuras de hormigón armado, por el proceso constructivo, las uniones son monolíticas, es decir que existe siempre continuidad entre los elementos y la transferencia de esfuerzos está dada por la rigideces relativas de uno a otro, por este motivo, no es necesario introducir condiciones de vínculo particulares.

#### **Secciones**

Las secciones cargadas en los elementos vigas, columnas y pilotes, son las obtenidas en el predimensionado, se debe tener particular cuidado con la orientación de las secciones rectangulares de vigas y columnas de modo que queden en la posición correcta, de lo contrario no trabajarán como corresponde y se obtendrán esfuerzos y resultados erróneos. A las losas no se les debe asignar secciones, ya que no se cargan como tal, solo se materializa su aporte como plano rígido horizontal con la definición de diagramas rígidos en cada nivel de losa.

Este es un punto que puede sufrir modificaciones durante el proceso de cálculo, ya que las secciones iniciales pueden no ser las exactas, por lo que si se cambian alguna en el proceso de diseño lo correcto es también ajustar el modelo para que el comportamiento sea el real. Aunque esto solo es necesario hacer cuando los cambios son importantes, recordamos que estamos frente a un proceso iterativo, en busca de la solución óptima.

#### **Materiales**

Generalmente en obras en la ciudad de Córdoba de pequeña envergadura, el hormigón estructural utilizado es "H-21", que es lo mínimo que imponen los reglamentos. En nuestro caso debido a que es una obra importante y se trata de una empresa que tiene controles de calidad adecuados, se utiliza un hormigón de mejor calidad "H-30", además esto permite secciones más reducidas que si se trabajara con un hormigón de menor calidad cuya resistencia es menor. Debemos mencionar que para los muros de contención, se redujo la módulo de elasticidad del hormigón en un 20%, esto fue consensuado con los ingenieros a cargo, el

motivo es que los muros laterales aportan una rigidez muy elevada frente a las columnas, entonces con el objetivo de que las columnas tomen mayores esfuerzos, es que se hace esta reducción en el material de los muros. En el anexo 9.3, se muestran las propiedades de los materiales utilizados.

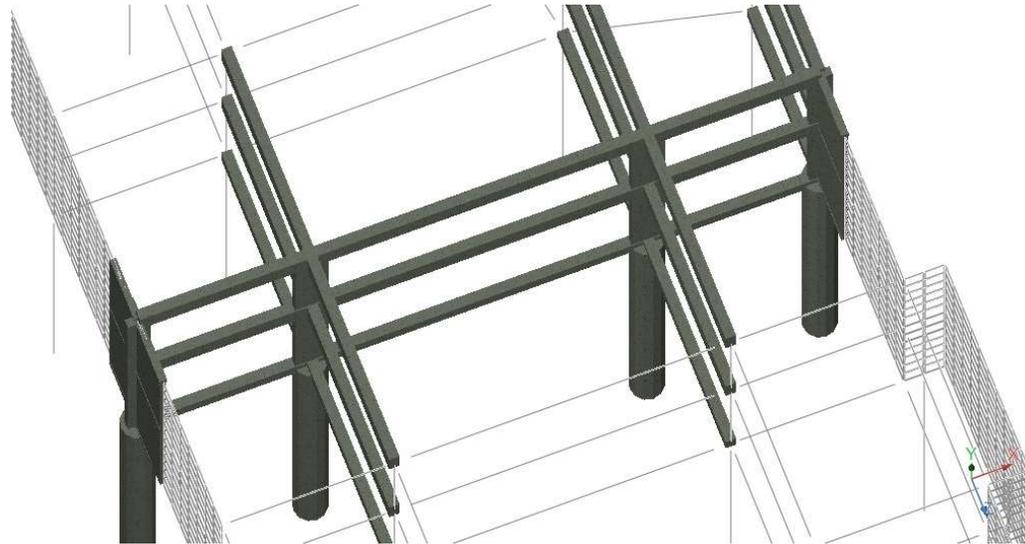


Figura 4.4 - Asignación de secciones y materiales



Figura 4.5 - Asignación de secciones y materiales

## 4.4 Estados y combinaciones de cargas

Como ya se describió en los capítulos 2.2 y 2.3, debemos cargar a nuestro modelo las cargas gravitatorias y las cargas sísmicas que actuarán sobre la estructura. Se trabaja definiendo los distintos estados de cargas para luego poder combinarlos y de esta forma poder hacer controles más precisos, ya que la definición de todas las acciones en forma correcta hará que se logre un buen diseño, por lo que es un punto clave del proceso general. A continuación hacemos un análisis más detallado indicando los diferentes estados de carga nominales usados:

### 4.4.1 Cargas gravitatorias

**Dd1: Peso propio** – Considera el peso de cada uno de los elementos estructurales modelados (Vigas, Columnas, Muros de contención, etc.). Esto se obtiene de multiplicar la sección bruta de cada elemento por el peso específico del material del cual están hechos. El software usado, realiza de forma automática este cálculo, esto facilita mucho el trabajo y se logra mayor precisión en el peso final, permite ajustar dimensiones de cualquier elemento sin tener que volver a calcular su peso propio. La definición de los materiales asignados y su peso específico, debe ser correcto para evitar resultados erróneos.

**Dd2: Peso de losas** – Las losas no se modelan como los demás elementos estructurales, si no que se introducen áreas de carga para su representación, las mismas no aportan rigidez estructural ni arrojan esfuerzos de flexión, por lo que su cálculo y diseño se realiza mediante planillas en un proceso posterior. Es por esto que se define este estado de cargas, en el cual se introducen dichos pesos obtenidos de multiplicar los espesores de losas obtenidos en el predimensionado por el peso específico del hormigón del cual estarán hechas.

**Dd3: Cielorraso + carpeta de rodamiento** – En toda la obra se optó por la utilización de cielorrasos de mortero cementicio aplicado. Además para la terminación de las losas con circulación vehicular, se tuvo en cuenta una carpeta de rodamiento de espesor mínimo, requerimiento del área técnica del proyecto. Estos pesos también se introducen sobre las áreas de carga definidas en el párrafo anterior.

**Dd4: Piso + contrapiso** – En las zonas en las cuales no existe la circulación vehicular (nivel de planta baja), se utiliza como terminación superior de losa un contrapiso y piso.

**Dd5: Rellenos** – Este es un estado para el cual se realizó un análisis exhaustivo de cargas, ya que a nivel de planta baja, existen rellenos de elevados espesores, lo que produce grandes solicitaciones sobre la estructura, dichos rellenos surgen debido a la irregularidad y desniveles que presenta el terreno natural. En la Figura 2.6 - Análisis de rellenos sobre 1º subsuelo", se ven los distintos espesores y se pueden apreciar los diferentes valores de cargas para cada caso.

**Dd6: Mamposterías** – Si bien a nivel general no se nota la presencia de mamposterías, ya que el uso principal es para la circulación vehicular, se cargaron pesos de mamposterías particularmente como cargas distribuidas sobre las vigas perimetrales de escaleras.

**L: Sobrecargas** – También denominadas cargas vivas, son las acciones verticales que surgen del destino de cada local de la obra, los valores se obtienen del Reglamento Cirsoc 101,

los usos principales con de cocheras y zonas de recreación donde pueden acumularse personas.

Se pueden consultar los valores de cada una de estas magnitudes en el apartado 2.2, donde se analizaron los mismos.

#### 4.4.2 Acciones sísmicas

Podemos hacer una analogía muy simplificada de las acciones sísmicas, donde decimos que son fuerzas laterales dinámicas que generan desplazamientos sobre la estructura. El análisis sísmico tiene como objetivo encontrar los esfuerzos y deformaciones laterales provocadas por dichas cargas sísmicas, en cada uno de los elementos del sistema estructural para luego proceder al diseño. El análisis se realiza en dos partes:

- El análisis modal, determina los modos de vibración libre de la estructura.
- Respuesta modal, se calculan los desplazamientos máximos y esfuerzos sobre la estructura.

Esto se conoce como **Método de análisis de superposición modal**. Para obtener los modos de vibración el programa realiza un análisis de valores propios, en la que resuelve la siguiente ecuación:

$$[K - T^2 M]Z = 0$$

Donde K es la matriz de rigidez, T es la matriz diagonal de valores propios, M es la matriz de masas diagonal y Z es la matriz correspondiente de vectores propios. Cada par de valores propios representan un período de vibración natural de la estructura, y los vectores propios asociados a cada valor propio representan los modos de vibración natural.

#### **Parámetros de entrada**

- **Diafragma rígido**

Con la definición de diafragmas rígidos, consideramos el efecto de las losas o pisos del edificio; dicho efecto consiste en la transferencia de esfuerzos horizontales sobre las columnas. Definido de esta forma, todos los puntos modelados de la estructura pertenecientes a un nivel de losa se desplazarán en igual magnitud.

Las condiciones de un diafragma son:

- Todos los nudos tienen la misma rotación en el plano del piso.
- Las distancias entre nudos de un mismo plano, permanecen inalterables.
- La traslación de cada nudo es igual a la traslación absoluta del diafragma, más la rotación absoluta multiplicada por la distancia entre el nudo y el centro de rigidez del diafragma (centro de rotación).

- **Masas**

En el punto anterior definimos la posición de las masas oscilantes en cada nivel de losa, ahora queda definir cuanto es el peso de cada una de estas masas. Dicho peso es el que generará las fuerzas inducidas por el sismo en la edificación, podemos decir que estas fuerzas

son inerciales, ya que dependen de la aceleración inducida por el sismo y de la masa a mover, en este caso, la masa total de cada nivel de la edificación.

Para el modelo de comportamiento adoptado, existirán en la estructura dos tipos principales de movimientos durante el sismo, traslaciones y rotaciones.

El software usado (RAM Elements) permite obtener automáticamente las masas traslacionales y rotacionales aplicables a cada diafragma rígido. Así, lo único que se debe indicar es que carga considerar y que factor de carga se le aplica a ésta. Se utilizó un factor unitario para todas las cargas permanentes "D" y para las sobrecargas "L", se le asignó un factor de 0,25 a las sobrecargas en zonas recreacionales, por la escasa probabilidad de encontrar toda la sobrecarga estimada simultáneamente con el sismo, y un factor de 1 para las sobrecargas de cocheras, es así como lo indica el reglamento dada la alta probabilidad de encontrarse una buena parte de la plaza de automóviles ocupando sus lugares de estacionamiento durante un evento sísmico.

- Masa traslacional

$$T_x = T_z = \text{estado de carga} \times \text{factor de carga}$$

Aquí se consideran todas las cargas actuantes en los miembros, placas, áreas y nudos del piso.

- Masa rotacional

$$R_y = \int (r^2 \cdot dm)$$

Donde  $dm$  el diferencial de masa que se asume que tiene una distribución equivalente a la de las cargas lineales o superficiales de los elementos del piso;  $r$  la distancia del centro de masas al punto donde actúa  $dm$ .

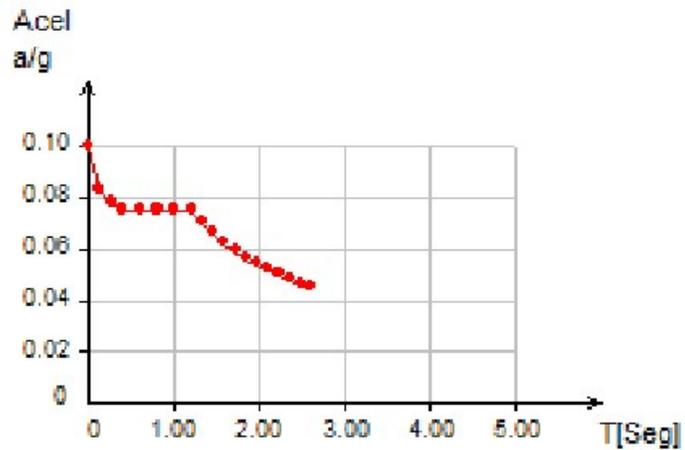
Como se mencionó, el programa permite obtener resultados de masas traslacionales y rotacionales, en todos los niveles, para cada uno de los estados de cargas nominales. Por lo que se debe calcular la suma de cada una de estas masas e introducirlas, de modo que el programa trabaje realmente con el total de las masas oscilantes del edificio. Ver planillas de cálculo de masas oscilantes totales en anexo 9.4.

- **Espectro de diseño**

Debemos introducir los resultados de las excitaciones sísmicas determinados en la sección 2.3.5. El programa utiliza un factor de reducción  $R$  constante, por lo que debemos ingresar los valores del diagrama "c vs T" (ver Figura 2.10).

Según el reglamento INPRES CIRSOC 103, el factor de reducción no es constante, sino que es función del período  $T$ , y su determinación se vio en el apartado 2.3.4.

Espectro de respuesta	
T(período)	Accl (a/g)
0	0.1
0.13	0.083
0.27	0.078
0.4	0.075
0.6	0.075
0.8	0.075
1	0.075
1.2	0.075
1.33	0.07
1.45	0.066
1.58	0.062
1.71	0.059
1.84	0.056
1.96	0.054
2.09	0.052
2.22	0.05
2.35	0.048
2.47	0.046
2.6	0.045



## 4.5 Resultados

Una vez desarrollado el modelo y finalizada la carga del 100% de los datos necesarios para la representación de nuestra estructura y su comportamiento, se ejecuta el análisis o corrida del modelo. Cuando el software haya realizado todos los cálculos pertinentes, nos ofrece una gran cantidad de resultados, que son los que usaremos para el diseño de los distintos elementos estructurales. Estos resultados son entre otros:

- Reacciones a nivel de fundación.
- Esfuerzos en cada uno de los elementos de la estructura:
  - o Diagramas de momentos flectores.
  - o Diagramas de corte.
  - o Diagramas de esfuerzos axiales.
  - o Diagramas de momentos torsores.
- Desplazamientos de nudos.
- Deflexiones de los elementos.
- Figuras deformadas.
- Resultados del análisis dinámico.
  - o Modos de vibración.
  - o Frecuencias por modo.
  - o Porcentajes de participación modal.

Cada una de estas variables, las tenemos disponibles para todos los estados de cargas nominales así como también para las distintas combinaciones de cargas descritas en el apartado 2.4.

Se muestra en el anexo 9.5, los resultados arrojados por el software, para el análisis dinámico de la estructura. En la siguiente sección analizaremos los mismos y sus efectos.

## 4.6 Verificaciones y análisis de resultados

Se realizan distintos controles que nos permitan encontrar posibles errores en la carga de algunos de los datos con la posibilidad de corregirlos. Además, se hacen verificaciones estructurales requeridas por los reglamentos de diseño. Con estos controles se busca dar por válidos los resultados arrojados por el modelo. A continuación se explican cada uno de estos controles o verificaciones.

### 4.6.1 Control de cargas gravitatorias

Consiste en la comparación de la suma de las reacciones que nos proporciona el modelo para cada estado de carga nominal, con el cálculo por superficies de las cargas que actúan en la estructura. Sabiendo que en esta comparación los valores calculados no serán exactamente iguales, si deben mantenerse dentro de órdenes de magnitud y límites aceptables. Es decir que si existen diferencias relevantes, se procede a ver cuál es el error y corregirlo de modo de eliminar estas incongruencias. En el anexo 9.6 se muestra la planilla con la que se realizó este control de cargas.

### 4.6.2 Modos de vibración a considerar

La cantidad de modos de vibración de una estructura depende del número de pisos o la cantidad de diafragmas rígidos que tenga y de los grados de libertad de los mismos. En nuestro caso contamos con 2 niveles de losas que conforman diafragmas rígidos, y cada uno de ellos tiene 3 grados de libertad (traslación en X, traslación en Z y rotación alrededor del eje Y). Es decir que nuestra estructura presenta 6 modos de vibración.

El reglamento INPRES CIRSOC 103- PARTE I (capítulo 7.2), enuncia lo siguiente:

*“Se incluirán todos los modos significativos. Esta condición es satisfecha si los modos considerados representan la contribución de al menos el 90% de la masa total de la construcción para cada una de las direcciones analizadas.”*

Con esta condición se busca tener en cuenta todas las excitaciones sísmicas que demanden deformaciones importantes. Dado que los modos de vibrar son independientes y ortogonales entre sí, el comportamiento dinámico real de la estructura frente a un sismo, puede ser representado por una superposición modal de todos éstos. Es decir que la estructura no se moverá en un sentido y luego en otro perpendicular, si no que este movimiento será en direcciones erráticas que surgen como una combinación de todos los modos vibratorios. Este es el sentido de la aplicación de la superposición modal. De esta forma, en un instante de tiempo, el desplazamiento del sistema, puede ser expresado como la suma de los desplazamientos debido a la participación de cada modo.

El modelo permite calcular todos los modos de vibración de la estructura. Como se dijo, nuestro edificio presenta 6 modos posibles de vibrar, a continuación se muestra el resultado arrojado por el software, en donde podemos ver los porcentajes de participación de cada modo.

**PORCENTAJE DE PARTICIPACION DE MASAS**

Participación Modal

MODO	Part.X	Part.Y	Part.Z	Rot.X	Rot.Y	Rot.Z
1	70.53	0.00	0.10	0.00	23.10	0.00
2	3.15	0.00	78.38	0.00	13.78	0.00
3	19.54	0.00	17.09	0.00	57.73	0.00
4	5.16	0.00	0.00	0.00	1.08	0.00
5	0.02	0.00	0.23	0.00	0.55	0.00
6	0.17	0.00	3.85	0.00	0.51	0.00
TOTAL:	98.57	0.00	99.66	0.00	96.75	0.00

Si analizamos estos datos, los tres primeros modos suman más del 90% de la participación de masas en la excitación, por lo tanto los modos 4, 5 y 6 no se tendrán en cuenta para la determinación de acciones sobre los elementos. Si observamos, el primer modo tiene una participación primordial en la dirección X, de igual manera, el segundo produce deformaciones en la dirección Z y el modo 3 es el que produce efectos de rotación alrededor del eje Y sobre el sistema estructural. En definitiva estamos conociendo cómo serán los efectos y deformaciones que cada modo de vibrar le genere a la estructura.

**4.6.3 Período del primer modo**

Un parámetro importante del cual no debemos abstraernos es el período de vibración de la estructura para el primer modo. La experiencia nos dice que dicho valor para una estructura convencional debe ser aproximadamente 0.15 por el número de pisos, por lo que para la estructura en análisis el orden en el cual debe encontrarse el período del primer modo es de  $0.15 \cdot 2 = 0.30$  segundos.

**FRECUENCIAS POR MODO:**

MODO	W [RAD/SEG]	T [SEG]
1	19.31	0.32531
2	37.57	0.16723
3	45.24	0.13888

Como puede apreciarse en los resultados de la modelación que este valor es de 0.3253 segundos, valor muy próximo al estimado. Esta es otra herramienta que nos permite dar por válido el modelo y sus resultados.

**4.6.4 Verificación del corte basal por el Método Estático**

El reglamento INPRES CIRSOC 103- PARTE I (capítulo 7.2), enuncia:

*“Cuando el corte basal obtenido mediante el análisis modal espectral sea inferior al **85%** del corte basal obtenido por el método estático, las solicitaciones de diseño obtenidas por el método modal espectral se modificarán por el factor”*

$$0,85 V_{est} / V_{din}$$

$V_{din}$  - Corte basal obtenido del análisis dinámico. Resultado obtenido del modelo numérico para cada una de las direcciones del sismo cargado

$V_{est}$  - Corte basal obtenido del método estático. Mediante la siguiente fórmula

$$V_{est} = C \cdot W$$

Realizada esta comparación numérica, se obtuvo que el corte basal arrojado por el modelo es menor que el calculado por el método estático, el procedimiento para realizar este ajuste consistió en agregar fuerzas equivalentes en los distintos niveles y luego sumarlas a las acciones sísmicas, con esto se logra amplificar las reacciones laterales en la fundación o corte basal hasta llegar al valor ajustado por el método estático.

En el anexo 9.7, pueden verse las planillas donde se calcula el corte basal por el método estático y se obtienen las fuerzas adicionales que luego se colocan en el modelo numérico. Puede observarse que el factor de ajuste utilizado es, en relación, mayor al indicado por el reglamento, se usó 0.75 en lugar del 0.85, con esto se está siendo un poco más conservador respecto a las acciones sísmicas, además, este valor usado es el que originalmente aplicaba en CIRSOC 103, en su edición anterior del año 1991.

Por otro lado como ver en las planillas del anexo mencionado, también se hace el cálculo de la torsión producida por el sismo según el MEE, arrojando un valor de momento torsor adicional que se colocará en cada piso, y se aplica sobre las masas oscilantes.

#### 4.6.5 Distorsión de piso

Otro requisito impuesto reglamentariamente, consiste en verificar que las deformaciones laterales de la estructura se encuentren dentro de ciertos límites frente a las acciones de un sismo. Con esto el reglamento busca como objetivo que las deformaciones relativas entre dos puntos de la estructura estén controlados y de este modo evitar o minimizar roturas o fisuras sobre los elementos estructurales y no estructurales, como cerramientos o tabiquería interna, y de este modo mantener la funcionalidad del edificio luego del evento.

De acuerdo al Reglamento INPRES-CIRSOC103 PARTE I, la distorsión de piso  $\theta_{sk}$ , se define como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, dividida por la distancia entre ambos niveles.

$$\theta_{sk} = \frac{\delta_k - \delta_{k-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$$

Siendo:

$\theta_{sk}$  - distorsión horizontal de piso

$\delta_k - \delta_{k-1}$  - desplazamientos horizontales elasto-plásticos totales, correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, respectivamente. Se obtienen de las translaciones (Tx; Tz) de los nudos más desfavorables multiplicados por la ductilidad global  $\mu = 4$ .

$h_{sk}$  - distancia entre los niveles considerados

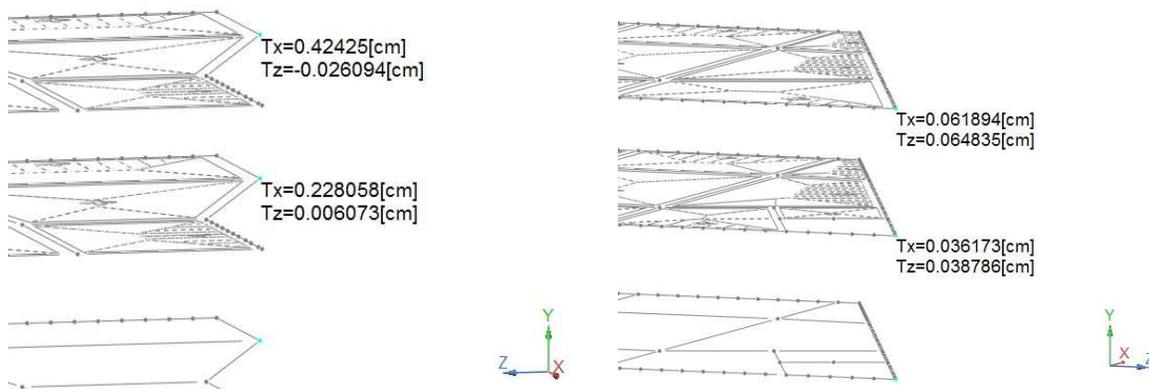
$\Delta_{sk}$  - deformación relativa del piso  $k$ .

Tabla 6.4. Valores límite de la distorsión horizontal de piso  $\theta_{sk}$

Condición	Grupo de la construcción	
	A <sub>o</sub> o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

Como se sabe, el edificio en análisis son cocheras en subsuelos, por lo tanto se está frente a un proyecto de arquitectura en el que casi no se presentan cerramientos o muros internos, dado que la función es de circulación vehicular requiere de plantas en un gran porcentaje limpias de muros u obstáculos, por lo tanto para la verificación de deformaciones, nos encontramos en la condición más permisiva al respecto (ND) y como se definió en el capítulo 2.3.2, la construcción se clasifica dentro del grupo B. Con esto obtenemos que la distorsión de piso admisible es 0,025. A continuación se presentan las planillas para determinación de distorsiones del edificio.

DISTORSIÓN DE PISO						DISTORSIÓN DE PISO					
CS2= Sismo X + Ex - Mtx						CS3= Sismo Z + Ez + Mtz					
PISO	TRASLACIONES		hsk [cm]	$\delta k - \delta k - 1$ [cm]	$\theta_k$	PISO	TRASLACIONES		hsk [cm]	$\delta k - \delta k - 1$ [cm]	$\theta_k$
	TX [cm]	TZ [cm]					TX [cm]	TZ [cm]			
1	0,000	0,000	310			1	0,000	0,000	310		
2	0,228	0,006	310	0,912	0,0029	2	0,036	0,039	310	0,144	0,0005
3	0,424	-0,026	310	0,785	0,0025	3	0,062	0,064	310	0,104	0,0003



Puede observarse que ninguno de los valores supera el límite admisible, por lo que cumplimos con este requerimiento impuesto por el reglamento.

A modo de comentario y como ya se mencionó en la sección 2.3, no se tuvo en cuenta la acción de los suelos laterales que rodean al edificio. Esto es un criterio conservador, ya que si se hubiese considerado, las deformaciones laterales resultarían menores a las obtenidas, debido a que dichos suelos le ofrecen un cierto grado de confinamiento o apoyos elásticos laterales. En la siguiente sección se hará un análisis de los efectos que se esperarían para el caso de tener en cuenta el empuje pasivo de los suelos laterales al edificio.

#### 4.7 DISEÑO DE ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS Y EFECTOS DEL EMPUJE PASIVO DE SUELOS

Durante los procesos de análisis y cálculo de la estructura llevados a cabo en oficina, en ningún momento se realizó un estudio detallado de las acciones que pueden presentarse sobre la estructura por el hecho de encontrarse enterrada. Por la experiencia de los ingenieros a cargo, se consideró que los suelos que confinan lateralmente a la estructura, son favorables para su funcionamiento, es decir que al no tenerlos en cuenta, se está incurriendo en un diseño conservador.

Esto también se mencionó en la facultad, en las clases de diseño de estructuras de hormigón armado y pretensado, quedó claro que para el análisis sísmico de edificios con

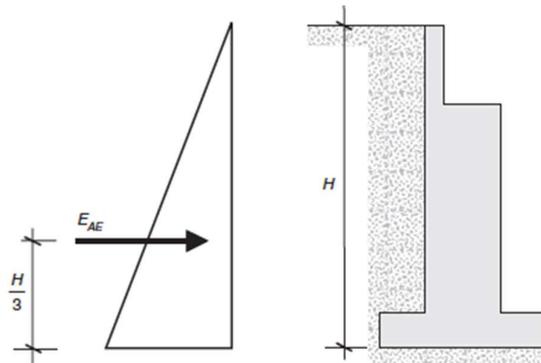
subsuelos debajo del nivel del terreno natural, las acciones laterales solo inciden sobre los niveles por sobre dicho terreno natural. Esta consideración surge de un simple análisis, al encontrarse la estructura subterránea confinada por todos sus laterales, no existirán durante un sismo, desplazamientos relativos, por lo tanto no se inducirán fuerzas de corte laterales, como sabemos, fuerza = rigidez x desplazamiento, al ser el desplazamiento nulo entonces la fuerza es nula. Este es un análisis simplificado resulta aplicable al edificio en estudio. De todos modos, por indicación del tutor externo, se investigó al respecto para así descartar cualquier efecto negativo sobre estructuras subterráneas y en caso de existir poder verificar los elementos frente a dichas acciones no tenidas en cuenta en el diseño.

#### 4.7.1 Empujes activos dinámicos sobre muros de contención

Si bien el diseño de muros de contención, no es un tema a abarcar en este informe, resulta conveniente en este apartado hacer mención respecto a los mismos. Para la determinación de los esfuerzos laterales sobre estos muros, se utilizaron los parámetros de cálculo indicados por el estudio de suelo. Según el mismo, existirán sobre estos, empujes activos estáticos, los cuales se esperan estén presentes durante la vida útil del edificio y empujes activos dinámicos, los cuales surgen de una amplificación de los primeros que ocurrirán ante la presencia de un sismo. Puede verse en el anexo 9.1, los parámetros obtenidos durante el estudio de suelos y los métodos para la determinación de las acciones.

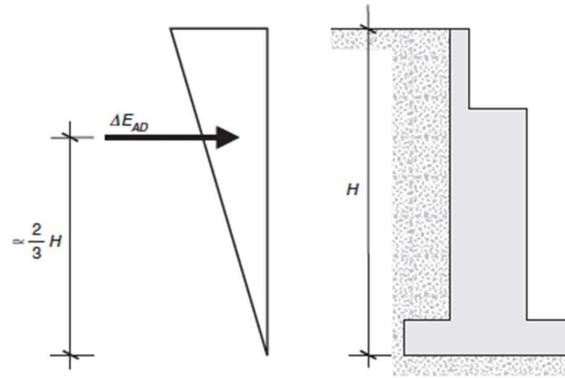
- **Empuje estático de suelos**

Esta es una acción lateral que se resume en una fuerza aplicada a un tercio de la altura de la estructura enterrada como se ve en la figura



- **Empuje dinámico de suelos**

El estudio de suelos, deja implícito la amplificación del empuje dinámico del suelo, como se ve en la siguiente figura, las cargas laterales tienen una distribución triangular que resulta en un empuje aplicado a dos tercios de la altura, medido desde la base de la estructura enterrada.



Aquí tenemos una primera consideración de las consecuencias que trae un sismo sobre una estructura enterrada y los efectos que produce el terreno que lo confina durante el mismo.

#### 4.7.2 Efectos de los empujes pasivos generados durante un evento sísmico

Tal como se mostró en los procesos de modelación numérica de la estructura, la misma se consideró con libertad de desplazamientos laterales en todos los sentidos, esto podría haberse ajustado aún más a la realidad si en dichos laterales se asignaban apoyos del tipo elástico (resortes) que representasen de algún modo los suelos laterales y la generación de empujes pasivos de estos, es decir que la estructura se apoyará sobre dichos laterales ejerciendo presión sobre los mismos durante un sismo. Como consecuencia directa, si esto hubiese sido tenido en cuenta, los desplazamientos laterales se verían reducidos y por lo tanto las distorsiones de piso resultarían menores.

Decimos que estos vínculos laterales deben ser elásticos ya que los suelos que confinan no son totalmente rígidos, si no que se presentarán deformaciones del tipo elásticas al ser cargados. Esta propiedad de comportamiento elástico de los suelos en cuestión, puede asignarse al modelo mediante el "módulo de balasto" indicado por el estudio de suelo para los mismo.

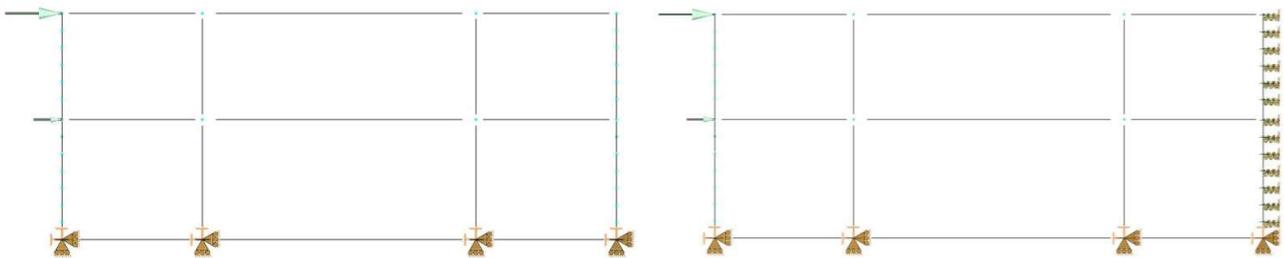
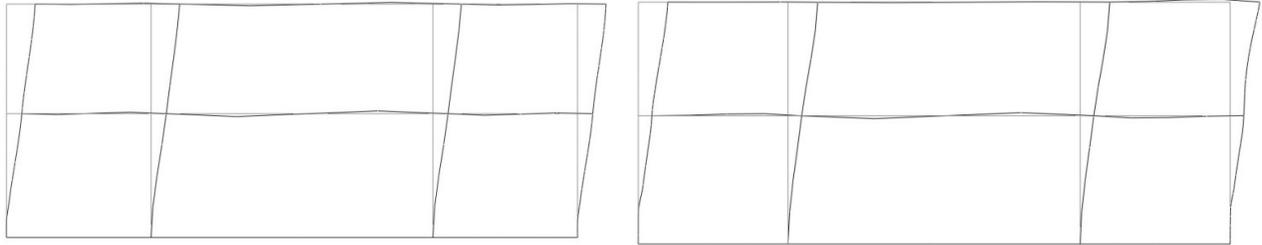
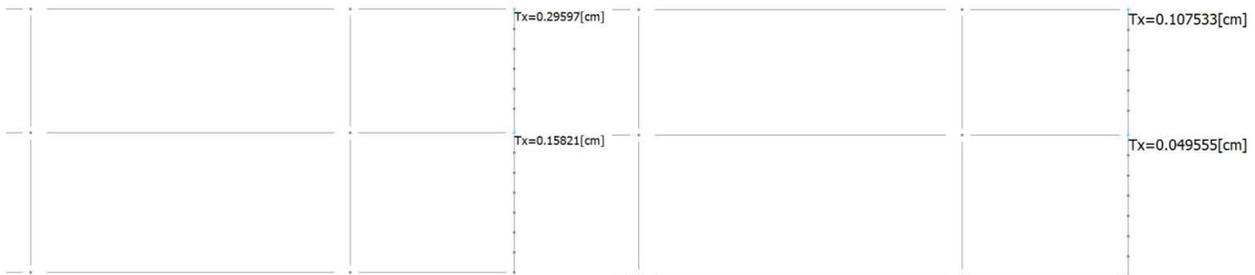


Figura 4.6 - Estructura modelada "SIN RESORTES vs CON RESORTES"



**Figura 4.7 - Estructura deformada "SIN RESORTES vs CON RESORTES"**



**Figura 4.8 - Desplazamientos laterales "SIN RESORTES vs CON RESORTES"**

En las figuras anteriores puede observarse claramente la diferencia de comportamientos de la estructura modelada sin apoyos elásticos laterales contra la estructura modelada con resortes laterales en representación del suelo como se explicó. La primera y esperada diferencia surge en la disminución de los desplazamientos laterales, aunque si vemos la figura deformada podemos apreciar efectos de flexión sobre los muros a los que se le han asignado dichos resortes, esto es lógico y también era de esperar, por lo que se debe verificar que el diseño de estos muros de contención verifique para este nuevo estado flexional inducido por los empujes pasivos.

#### 4.7.3 Diseño sísmico de estructuras subterráneas

Se indagó en los distintos reglamentos argentinos y no se encontraron requerimientos específicos respecto al diseño de estructuras enterradas, por este motivo se investigó al respecto encontrándose una serie de artículos que pueden ser de guía para tener consideraciones apropiadas para el diseño de estructuras de este tipo, si bien no es el objetivo principal del informe técnico, resulta de interés hacer mención al tema y un breve análisis para su interpretación.

En el artículo publicado en la revista "geotecnia 220" del órgano oficial de la sociedad mexicana de ingeniería geotécnica, se realiza el análisis de estructuras subterráneas y su diseño sísmico. Aquí se hace mención respecto a que el método utilizado generalmente de deformaciones en campo libre, puede arrojar resultados no confiables en estructuras subterráneas donde su flexibilidad resulta mayor que la del suelo, en su lugar propone usar métodos basados en la interacción suelo-estructura. Si bien el artículo se enfoca en el diseño de túneles subterráneos, puede adaptarse al caso de nuestra estructura en estudio.

La diferencia entre estructuras de superficie y subterráneas reside en que las primeras sometidas a movimientos del terreno muestran una respuesta determinada por fuerzas de inercia y sus desplazamientos no necesariamente son los mismos que los ocurridos en el terreno a nivel superficial. Por el contrario, las estructuras subterráneas están confinadas por el suelo circundante y por lo tanto es improbable que sus desplazamientos difieran apreciablemente de los ocurridos en el terreno.

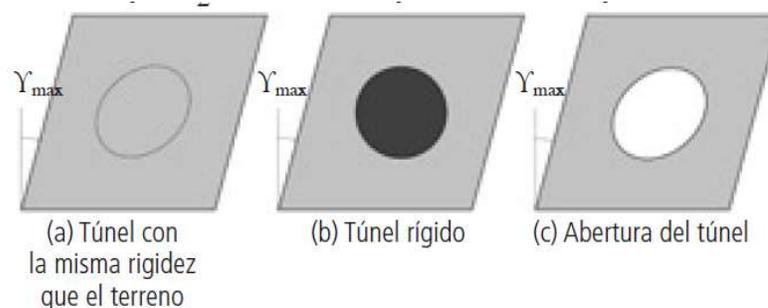
Existen dos métodos para el diseño sísmico de estructuras enterradas

- **Método de deformación de campo libre**

Se basa en que el diseño resulta del lado de la seguridad cuando la rigidez del túnel es mayor que la del terreno circundante, de modo que el túnel debe resistir las deformaciones del terreno, y por otro lado si el túnel se considera perfectamente flexible, entonces la estructura se adaptaría a las deformaciones que ocurren en el terreno.

Este método es equivocado por las siguientes razones. Si la estructura es mucho más rígida que el terreno circundante, el diseño puede resultar demasiado conservador. Esto se debe a que las estructuras, donde el método constructivo es "excavar y rellenar", son generalmente más rígidas que el terreno que la rodea, y por lo tanto se deforman mucho menos que el suelo, es decir que las distorsiones obtenidas resultan demasiado grandes. Por otro lado si la estructura es más flexible que el terreno, la hipótesis de que se deforma siguiendo al terreno no es correcta y los resultados caen del lado de la inseguridad.

En la siguiente imagen se pueden apreciar los comportamientos de un túnel con distintas rigideces frente a los efectos de desplazamientos del suelo producidos por un sismo.



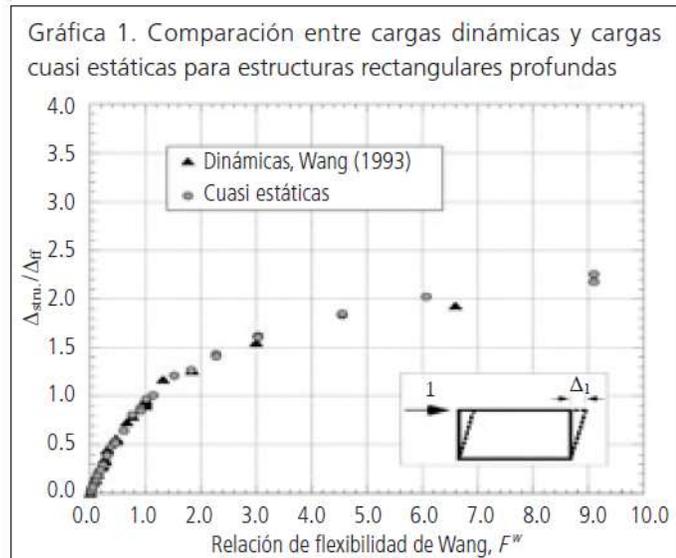
En el primer caso, el túnel posee la misma rigidez que el terreno, por lo tanto sigue exactamente las deformaciones del mismo. En el segundo caso, el túnel tiene rigidez infinita, por lo que las deformaciones resultan nulas. Y el tercer caso, el túnel tiene rigidez nula (sin soporte), en este caso las deformaciones pueden ser tres o cuatro veces mayores a las obtenidas por el método de campo libre. En conclusión el método cae del lado de la inseguridad para el tercer caso o resulta demasiado conservador si se trata del primer caso.

- **Método de interacción suelo-estructura.**

La presencia de una estructura puede alterar las deformaciones del suelo, debido a que puede tener una rigidez diferente a la del terreno que originalmente ocupaba su espacio. La correcta respuesta de una estructura enterrada requiere la evaluación de la interacción suelo-estructura.

El método plantea obtener un coeficiente  $F_w$  que resulta de la relación de la rigidez de la estructura respecto a la del suelo, es en definitiva la flexibilidad relativa de la estructura respecto a la del terreno circundante.

La siguiente figura compara los desplazamientos obtenidos por el método dinámico (campo libre), versus los obtenidos teniendo en cuenta la relación de rigideces para distintos valores de  $F_w$



Cuando  $F_w=0$ , la estructura es muy rígida y no se deformará independientemente de los desplazamientos impuestos por el terreno circundante. Si  $F_w<1$ , la estructura resulta más rígida que el terreno y se deforma menos que en el campo libre. Si  $F_w=1$ , la estructura se deforma igual que el suelo debido a que tiene la misma rigidez. Cuando  $F_w>1$ , la estructura es menos rígida que el terreno y se deforma más que en el campo libre. Está claro que resulta de interés conocer la relación de rigideces para saber correctamente como se va a comportar la estructura.

#### - **Conclusión**

Luego de la interpretación del artículo afirmamos que resulta importante realizar un análisis de interacción suelo-estructura, para obtener la relación de sus rigideces, ya que cuando la estructura es más flexible que el suelo, estamos frente a un problema dado que el análisis normal, resulta en defecto de deformaciones por lo tanto se vuelve un diseño inseguro. Como la técnica constructiva de la estructura en estudio, es "excavación y relleno", podemos afirmar que nos encontraremos en la situación en la que el terreno circundante tiene menor rigidez que la estructura, por este motivo, y según lo analizado, estamos trabajando del lado de la seguridad, si bien puede existir un grado de sobredimensionamiento, está claro no hay peligro de falla ni colapso al no estar del lado de la inseguridad.

## 5 MODIFICACION DE PROYECTO POR EMPLAZAMIENTO DE GRÚA EN OBRA

Durante el proceso de cálculo de la estructura para las cocheras, surgió un pedido de la empresa constructora por la cual se debían hacer una serie de cambios. El problema fue que en el predio se estaba llevando a cabo la construcción de una de las torres del proyecto y debían comenzar con la fundación de una segunda torre para lo cual era necesario emplazar una grúa de 80m de alto. Por otro lado además de avanzar en obra con las torres, se habían hecho una serie de excavaciones en los sitios en donde a futuro se construirían las cocheras subterráneas. El inconveniente fue que la grúa a montar se situaba al borde de una excavación de 6m de altura, con talud casi vertical, por lo que el riesgo de derrumbe era alto. En la siguiente figura se puede ver la ubicación de la grúa y la superficie excavada.

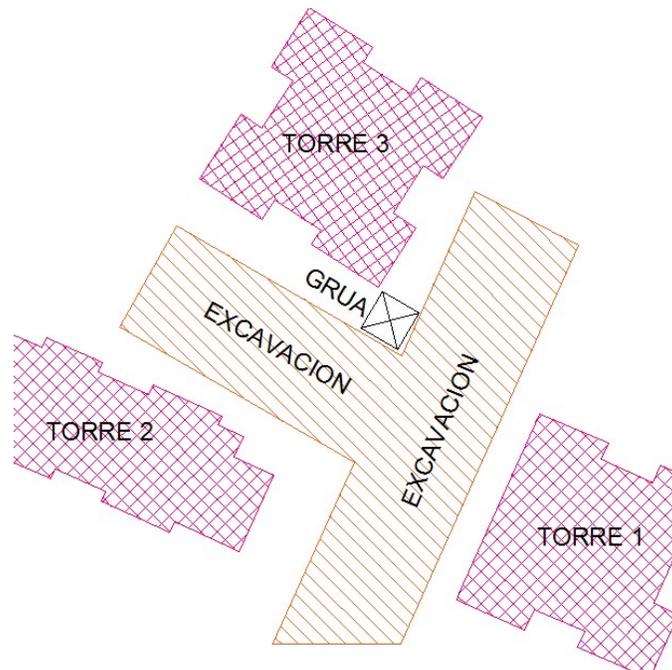


Figura 5.1 - Croquis de ubicación de grúa y superficie excavada

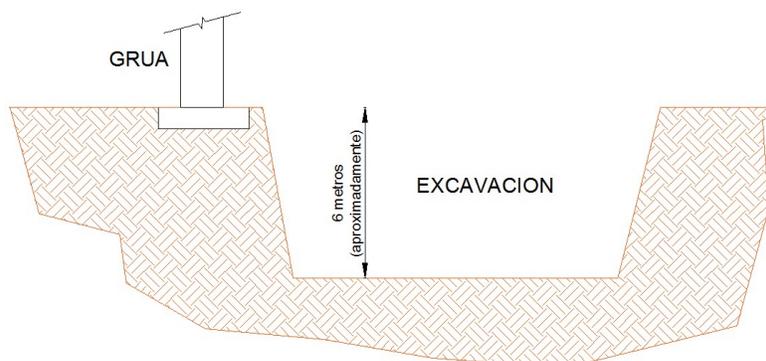


Figura 5.2 - Croquis ubicación grúa y excavación talud vertical

La solución a este problema fue construir en una primera etapa un sector de la estructura para las cocheras que se encontraba en proceso de desarrollo, de modo de generar la estabilidad necesaria para luego levantar la grúa y que la misma pudiera trabajar en su posición sin inconvenientes.

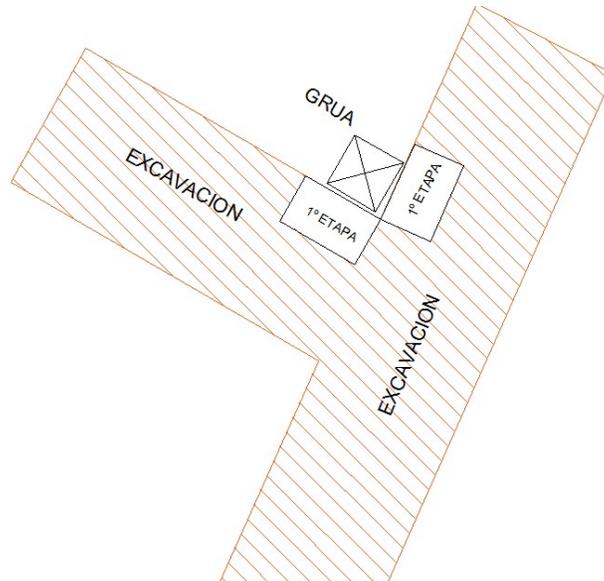


Figura 5.3 - Planteo 1º etapa de construcción de cocheras

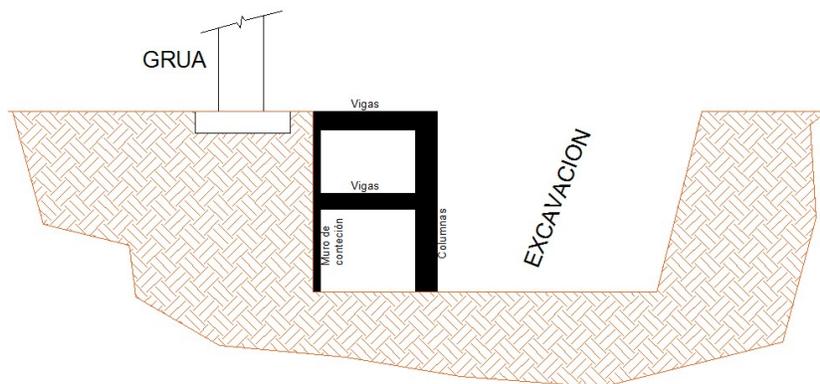


Figura 5.4 - Planteo 1º etapa de construcción de cocheras

En las figuras anteriores se puede apreciar que esta primera etapa de construcción, la estructura no se realiza hasta el borde opuesto de la excavación. Esto tuvo que realizarse de esta forma ya que se debía dejar un área de paso libre, de lo contrario parte de la excavación quedaría inaccesible.

En esta 1º etapa, la estructura se encuentra sometida a esfuerzos laterales que no se tuvieron en cuenta en el proyecto en general, por lo cual tuvo que hacerse un nuevo análisis y modelo con las cargas laterales que actuarían sobre la misma y con esto diseñar cada uno de los elementos de la estructura a construir para lograr la estabilidad deseada. A continuación se muestra la estructura modelada y los esfuerzos de resultantes para el diseño de los elementos.



Figura 5.5 – Modelo estructural 1º etapa

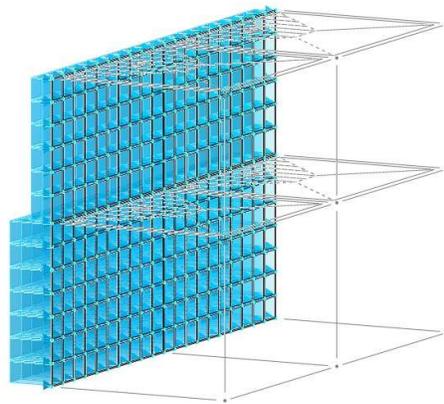


Figura 5.6 - Esquema de cargas laterales sobre estructura en 1º etapa

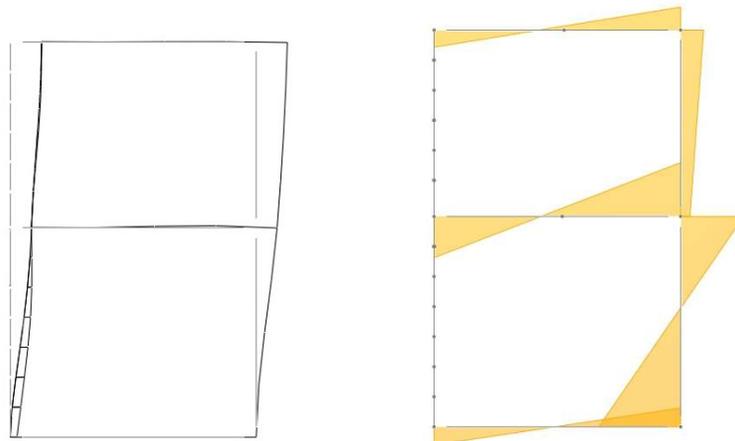


Figura 5.7 - Deformación y diagrama de momentos flectores en la estructura sometida a empujes laterales

## 6 CAPÍTULO V - DIMENSIONADO ESTRUCTURAL

### 6.1 INTRODUCCIÓN

El dimensionado de cada uno de los elementos que conforman la estructura resistente, ha sido el momento más laborioso y al que más tiempo se le ha dedicado en la oficina de cálculo, sin menospreciar las etapas anteriores, aquí se analizan detalladamente los distintos esfuerzos y sus posibles combinaciones, actuantes sobre cada elemento, de modo que se diseñen las piezas capaces de resistirlos de modo eficiente para así garantizar la estabilidad y seguridad necesarias para el funcionamiento del edificio en general. Si bien el proceso de diseño se basa en los procedimientos brindados por los distintos reglamentos, es importante tener bien en claro los criterios generales que se deben tener en cuenta para cada componente estructural, los mismos se expresarán en los próximos apartados correspondientes.

En el período de tiempo en que se desarrolló esta práctica supervisada, el estudio se encontraba en un momento de transición de reglamentos viejos hacia reglamentos recientemente aprobados. Esta transición conlleva la actualización de las planillas de cálculo y adecuación de procesos, lo cual no es inmediato ya que existen diferencias que deben ser correctamente interpretadas y aplicadas, es por este motivo que algunos elementos siguen calculándose en base a los reglamentos viejos y otros con planillas actualizadas según los nuevos reglamentos.

Nos encontramos en un punto de inflexión del proyecto estructural, justo antes de darle forma al producto final entregado que son los planos que contienen toda la información para la construcción. Dicha información es la que se obtiene del diseño estructural y debe ser plasmada para su correcta interpretación en los distintos planos que componen el legajo técnico, es decir que estos planos deben ser siempre respaldados por los cálculos numéricos correspondientes. Los planos finales de la obra en cuestión, analizada en esta práctica supervisada se pueden consultar en el anexo 9.8.2. Dada la trayectoria y la vasta experiencia de los ingenieros a cargo del estudio de ingeniería en este tipo de obras, es que se cuenta con planillas de cálculo automatizadas para los distintos elementos, cada una de estas planillas se muestran en el anexo 9.8, aunque las planillas son muy útiles y simplifican los procesos, fueron analizadas durante el desarrollo de la práctica supervisada, de modo de entender su funcionamiento.

La buena o mala ejecución del predimensionado, se verá durante el proceso de dimensionado. Con los esfuerzos obtenidos del modelo estructural realizado previamente, se obtienen las piezas necesarias para resistir los mismos. Puede ocurrir el caso en que las secciones del predimensionado no cumplan con los requerimientos de resistencia suficiente, por lo que deben agrandarse, o bien que las secciones propuestas sean demasiado robustas y puedan achicarse. Es decir, estamos frente a un proceso iterativo, en el que se diseñan las secciones, si las mismas se ajustan respecto al predimensionado, entonces estas deben actualizarse en el modelo matemático y luego se deben volver a verificar ya que los esfuerzos finales pueden haber cambiado.

A continuación se muestran los criterios generales y particulares utilizados para los distintos elementos resistentes calculados.

## 6.2 DIMENSIONADO DE FUNDACIONES

Como ya se ha descrito anteriormente en el capítulo correspondiente al predimensionado de la fundación y en base a los parámetros resistentes obtenidos del estudio de suelo (ver anexo 9.1), se trabajará con fundaciones profundas, es decir que la estructura transmitirá sus cargas al suelo de fundación mediante pilotes. El esquema principal consiste en que cada columna, apoye directamente sobre un pilote, aunque existen casos en los que debido a la magnitud de cargas en una columna, es necesario contar con dos pilotes que transfieran dichas acciones a la fundación, es en estos casos en donde aparecen los elementos denominados cabezales, cuya función es distribuir correctamente los esfuerzos de una columna a dos pilotes. A continuación se describe el proceso de cálculo de cada uno de estos elementos de fundación.

### 6.2.1 DIMENSIONADO DE PILOTES

El proceso de cálculo de pilotes se separa en dos etapas: verificación de las tensiones en el suelo de fundación y cálculo de pilotes propiamente dicho. En las planillas de cálculo utilizadas en el estudio esto se encuentra bien diferenciado, veremos que en una primera hoja se ingresan los esfuerzos axiales gravitatorios y se verifican las tensiones de suelo y en una segunda y tercera hoja se ingresan los esfuerzos sísmicos y de flexión con los cuales se calculan finalmente los pilotes.

#### 6.2.1.1 VERIFICACIÓN DE TENSIONES ADMISIBLES EN EL SUELO DE FUNDACIÓN

En esta primera etapa, debemos asegurarnos que el estrato resistente de suelo a la profundidad dada sea lo suficientemente resistente para soportar las cargas pertinentes sin tener asentamientos imprevistos que pueden generar graves problemas estructurales.

Según el estudio de suelo, la capacidad de una fundación profunda está dada por tensiones de punta y por tensiones de fricción en el fuste de cada pilote. Estos parámetros pueden consultarse en el anexo 9.1. A modo de resumen tenemos:

- Tensión de punta admisible  $\sigma_p = 95 \text{ tn/m}^2$  (a partir de -16 metros de profundidad).
- Tensiones de fricción admisibles
  - $\sigma_f = 0 \text{ tn/m}^2$  (entre 0 y 5 metros de profundidad).
  - $\sigma_f = 1 \text{ tn/m}^2$  (entre 5 y 11 metros de profundidad).
  - $\sigma_f = 2 \text{ tn/m}^2$  (entre 11 y 14 metros de profundidad).
  - $\sigma_f = 3 \text{ tn/m}^2$  (entre 14 y 16 metros de profundidad).

Cota de fundación y consideraciones particulares del estudio de suelo:

Entre las recomendaciones dadas, encontramos que la estructura debe apoyarse en el estrato resistente ubicado a -16m de profundidad desde el nivel de terreno natural y además, los pilotes deben introducirse en este estrato al menos 20 cm. Con estos datos es que queda definida la cota de fundación en -16.20m.

Además, queda aclarada la posibilidad de realizar ensanches en la punta de los pilotes (campanas). De este modo logramos aumentar la superficie de contacto de la punta y disminuir

las tensiones en este punto sin tener que agrandar todo el fuste del pilote lo que generaría carga adicional por el aumento del peso propio de dicho pilote.

Dado que el edificio se encuentra enterrado, es decir debajo del nivel de terreno natural, los primeros metros de suelo, en donde como habíamos visto la capacidad friccional es nula, no se tienen en cuenta. Esto es favorable ya que si los pilotes arrancaran desde el nivel del terreno natural hasta los -16m, los primeros 5 metros no aportarían nada de resistencia, sino que por el contrario solo agregarían carga debido al peso propio. En definitiva, dado que contamos con 2 subsuelos de 3.10 metros cada uno y se deja un espesor de 30 cm desde el nivel superior de vigas de fundación y el nivel de piso terminado del 2do subsuelo, el nivel superior de pilotes es de -6.50m, por lo tanto la longitud final de los mismos para llegar a los -16.20 metros de profundidad es de 9.70 metros.

Todas estas definiciones, son datos de entrada de la primera parte de la planilla de cálculo, la misma se puede ver en el anexo 9.8.1. Puede observarse, que no se han cargado la totalidad de los pilotes con sus reacciones correspondientes, si no que la forma de trabajo consiste en agrupar los que tienen similares esfuerzos y cargar los más representativos de cada grupo. Se introducen los valores de cargas normales gravitatorias obtenidas de las reacciones del modelo y luego se realiza un tanteo proponiendo diferentes diámetros de fustes y diámetros de campana lógicos y factibles. La planilla calcula la resistencia friccional en función del diámetro de fuste propuesto y el área de punta necesaria en función de la carga normal total que llega a nivel de cota de fundación que resulta de sumar la carga normal ingresada más el peso propio del pilote menos la resistencia que aporta la fricción lateral. En resumen se comparan cargas totales versus resistencia del suelo.

Como resultado final se obtuvieron los siguientes grupos de pilotes:

- Pilotes centrales (mas cargados) diámetro de fuste 0.80m y diámetro de campana 1.00m
- Pilotes laterales (de muros de contención) diámetro de fuste 0.80m sin campana.
- Pilotes de juntas, diámetro de fuste 1.00m sin campanas. Para estos casos particulares se sumaron las cargas de los modelos de los sectores A y C con los cuales se comparte la misma fundación.

#### **6.2.1.2 CÁLCULO DE PILOTES**

Como ya se mencionó anteriormente, el hormigón a utilizar en esta obra es de alta resistencia (H-30) para todos los elementos estructurales. Para el caso de los pilotes, dicha calidad, resulta difícil de garantizar debido a que en el proceso constructivo se hace dificultoso el control de calidad final por el hecho de quedar enterrado. Es por esto que se adopta para el cálculo de los mismos un hormigón de menor calidad H-21. Por otro lado los esfuerzos flexionales son de menor magnitud a medida que se profundiza con el pilote y el requerimiento de alta resistencia del hormigón ya no es necesario, de modo que con la disminución de dicha calidad se logra una significativa reducción de costos, algo que siempre debe tenerse en cuenta, en general en todos los proyectos. Tener en cuenta que en el primer metro de cada pilote, también denominado cabezal del pilote, si debe trabajarse con el hormigón H-30 utilizado en toda la obra, ya que en estos puntos las tensiones si son significativas como se verá a continuación.

A continuación se explica el funcionamiento y los criterios utilizados en las planillas de cálculo, debe mencionarse que los pilotes han sido dimensionados siguiendo los requerimientos de los reglamentos viejos ya que en aquel momento aún no se encontraban actualizadas las planillas del estudio.

Para el cálculo y la determinación de la armadura necesaria de estos pilotes, se utiliza la segunda y tercera hoja de la planilla de cálculo ver anexo 9.8.1. Allí, se determinan los esfuerzos por la acción de flexión compuesta sobre los mismos, es decir que existen esfuerzos axiales que pueden ser de compresión o tracción y esfuerzos flexionales actuando al mismo tiempo. Se utilizan diagramas de interacción de secciones circulares para solicitaciones de servicio.

Se ingresan a la planilla los esfuerzos gravitatorios y sísmicos obtenidos del modelo numérico, haciendo un análisis previo de los máximos o más desfavorables para cada tipo de pilotes, recordemos que se trabaja agrupando según esfuerzos similares. Los esfuerzos gravitatorios son compresiones y momentos en servicio (es decir sin mayorar) mientras que los esfuerzos sísmicos son compresiones o tracciones y momentos que si son solicitaciones últimas. Para compatibilizar los esfuerzos, se realiza la mayoración de las acciones gravitatorias para poder realizar las combinaciones de cargas. El reglamento indica que debe utilizarse un coeficiente de seguridad uniforme cuando se va a trabajar con solicitaciones de servicio. Es por esta razón que los resultados de las combinaciones últimas se traducen a solicitaciones de servicio al dividirlo por un coeficiente de seguridad cuyo valor es 1,75. Esto se puede ver reflejado en las fórmulas que se enuncian a continuación.

Las consideraron las siguientes combinaciones de carga: C1=1,3D+S, y C2=0,85D+S. La determinación de las armaduras, se realiza ingresando a los ábacos de interacción con los pares de esfuerzos reducidos n y m, que se calculan aplicando las siguientes fórmulas:

Combinación gravitatoria sin sismo

$$n1 = \frac{Ng}{Ag \cdot \beta r} \quad m1 = \frac{Mg + Mgexc}{Dp \cdot Ag \cdot \beta r}$$

Combinación C1 = 1,3\*Grav + Sismo

$$n2 = \frac{(1,3Ng + Ns)/1,75}{Ag \cdot \beta r} \quad m2 = \frac{(1,3(Mg + Mgexc) + Ms)/1,75}{Dp \cdot Ag \cdot \beta r}$$

Combinación C2 = 0,85\*Grav + Sismo

$$n2 = \frac{(0,85Ng + Ns)/1,75}{Ag \cdot \beta r} \quad m2 = \frac{(0,85(Mg + Mgexc) + Ms)/1,75}{Dp \cdot Ag \cdot \beta r}$$

Donde Ag es el área bruta del pozo, Dp es el diámetro y  $\beta r$  es la resistencia característica de compresión del hormigón.

Ingresando al diagrama de interacción con los distintos pares de n y m calculados, obtenemos la cuantía  $\mu_{tot}$ , para 1,3D+S y 0,85D+S. Luego la armadura será:

$$\mu_{tot}' = \mu_{tot} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_r}$$

$$A_s = \mu_{tot}' \cdot \frac{A_g}{\frac{\beta_s}{\beta_r}}$$

Siendo  $A_s$  la armadura total del pozo. En general la cuantía mínima adoptada para los pilotes es del 0.6%. El resumen de las armaduras adoptadas puede consultarse en las planillas y en los planos finales. De esta forma tenemos calculados los pilotes de toda la obra.

### 6.2.2 DIMENSIONADO DE CABEZALES

Cuando a un pilote llegan cargas demasiado elevadas, de modo que no alcanza con uno solo para resistirlas, se procede a agregar tantos pilotes como sean necesarios de modo que la resistencia global final sea mayor a la solicitación. Es aquí donde surge la necesidad de colocar un cabezal cuya función es transmitir los esfuerzos que bajan por una columna hacia dos o más pilotes de modo estos que trabajen solidariamente. En nuestro caso particular esta situación se dio en las juntas que vinculan los distintos sectores de cocheras, donde tenemos que a un punto concurren dos columnas apareadas con cargas elevadas, tal como se muestra en la siguiente figura.

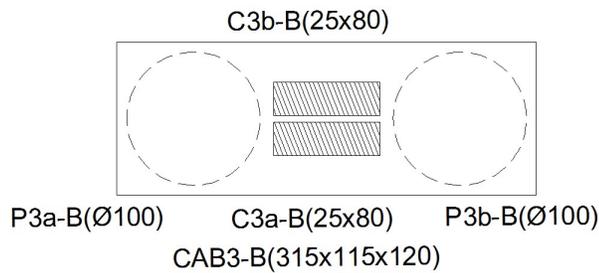


Figura 6.1 - Planta de cabezal doble típico

Los esfuerzos normales finales, tanto gravitatorios como sísmicos, que llegan a los pilotes y con los cuales se deben verificar los mismo, surgen de dividir por dos la carga normal que traen las columnas y a este valor sumarle el efecto de cupla que surge de dividir el momento de la columna por la distancia entre ejes de pilotes, en la siguiente figura se esquematiza las fuerzas actuantes.

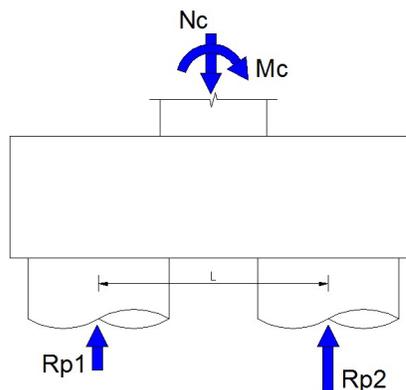


Figura 6.2 - Esquema de fuerzas en cabezales dobles

Donde tenemos

$$R_{p1} = \frac{Nc}{2} - \frac{Mc}{L} \quad (\text{Reacción en el pilote 1})$$

$$R_{p2} = \frac{Nc}{2} + \frac{Mc}{L} \quad (\text{Reacción en el pilote 2})$$

Por este efecto, uno de los pilotes se verá recargado mientras que el otro se alivianará, esto trae aparejado que debe verificarse que no exista tracción en ninguno de los pilotes, y en caso de existir, esta debe ser contrarrestada por el peso propio del pilote y la fricción lateral del suelo sobre el mismo de modo que no se levante en ningún caso.

A continuación se describe el proceso de cálculo y las consideraciones tenidas en cuenta, pudiendo remitirse al anexo 9.8.2, donde se muestra la planilla correspondiente a un cabezal doble con todo el proceso numérico. La misma se ha desarrollado siguiendo los lineamientos de los apuntes de la cátedra geotecnia 3 de la facultad.

Se adopta para el cálculo de estos cabezales, el “método de las bielas”. Se considera que la transferencia de la carga de la columna a los pilotes, se realiza a través del cabezal, por medio de una estructura ficticia compuesta por bielas de compresión inclinadas y tensores inferiores horizontales. Esquemáticamente se puede apreciar el comportamiento en la siguiente figura.

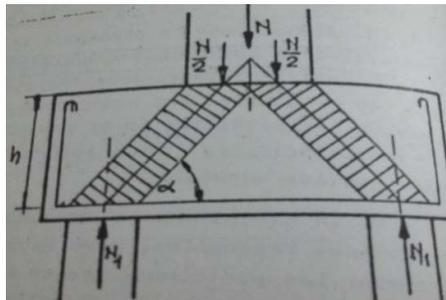


Figura 6.3 - Método de bielas comprimidas

Debido a la inclinación de las bielas, para que se produzca el equilibrio, surge un esfuerzo de tracción, el cual debe ser resistido por la armadura inferior del cabezal, este esfuerzo se determina como

$$Z = 1.15 * \frac{N}{4 * h} (e - \frac{a}{2}) \quad (\text{Esfuerzo de tracción})$$

Este esfuerzo de tracción es resistido por la armadura inferior que se debe distribuir en un cierto número de barras, las cuales se levantan en los extremos para asegurar el correcto anclaje. Esta armadura se determina dividiendo la tracción por la tensión admisible del acero.

$$F_e = \frac{Z}{\sigma_a} \quad (\text{Armadura necesaria})$$

Por otro lado se deben verificar las bielas comprimidas, de modo que no se produzca rotura por aplastamiento de las mismas. Se verifica que las tensiones de compresión en el apoyo de la columna y en el área de contacto con los pilotes sean menores a la tensión característica del hormigón.

$$\sigma_b = \frac{N}{B \cdot \sin^2 \alpha} \leq 0.50 \sigma_{bk} \quad (\text{Tensión en columna})$$
$$\sigma_{b1} = \frac{N}{2B' \cdot \sin^2 \alpha} \leq 0.50 \sigma_{bk} \quad (\text{Tensión en pilotes})$$

Donde

B = sección de la columna

B' = Sección del pilote

$\sigma_{bk}$  = Tensión característica del hormigón

Todos los parámetros determinados previamente surgen de modelo simplificado que se muestra en la siguiente figura

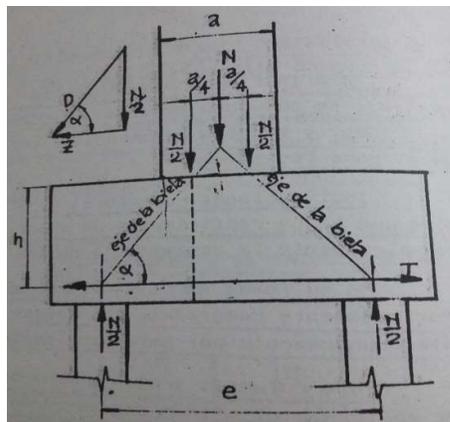


Figura 6.4 - Esfuerzos en cabezal

Finalmente el cabezal quedará dimensionado con la verificación de los esfuerzos de corte. Si bien en el mecanismo de bielas y tensores no actúa ningún esfuerzo de corte, corresponde hacer esta verificación mediante las expresiones básicas.

$$\tau = \frac{N}{1.70 \cdot b_0 \cdot h} \leq 1.20 \sigma_{bk} \quad (\text{Tensión de corte})$$

Con esto nos aseguramos que el cabezal no sufra efectos de punzonado, que pueden generarse en el caso en que no se desarrolle completamente el mecanismo teórico de bielas.

### 6.3 DIMENSIONADO DE COLUMNAS

#### 6.3.1 Introducción

El dimensionado de columnas se ha hecho siguiendo los lineamientos del reglamento argentino para construcciones sismo resistentes INPRES CIRSOC 103 del año 1991, a posterior se enunciarán una serie de disposiciones dadas por el mismo que se han tenido en cuenta. Dichas columnas se calculan para que sean capaces de resistir los esfuerzos arrojados por el modelo numérico y sus posibles combinaciones. A continuación podemos ver como es una salida de esfuerzos para una columna. Los mismos son los que luego se ingresan a las planillas de cálculo desarrolladas.

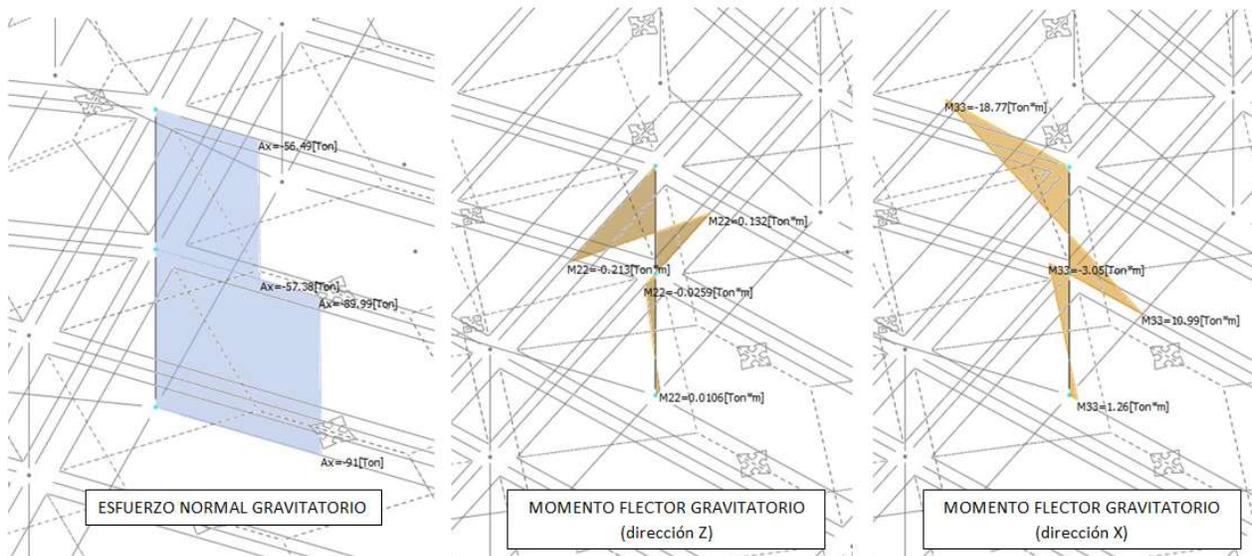


Figura 6.5 - Esfuerzos gravitatorios típicos en columna de 1º y 2º subsuelo

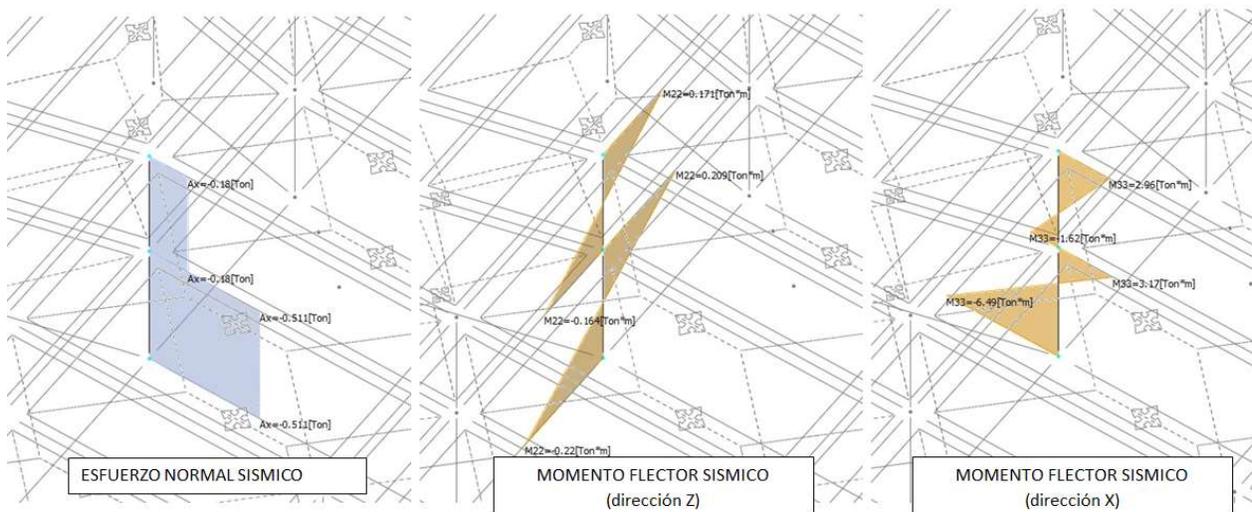


Figura 6.6 - Esfuerzos sísmicos típicos en columna de 1º y 2º subsuelo

En el proceso se analizaron todos los esfuerzos del modelo y se agruparon las columnas en grupos con similares acciones, de modo que no se calcula particularmente cada elemento, sino que para cada grupo se determina cual es la situación más desfavorable y en base a esta surge el resultado buscado. Además de analizar los esfuerzos similares en columnas, se analiza su posición en planta, se comparan simetrías, áreas de influencia de cada una y alturas que tendrán las mismas, de modo de mantener cierta lógica estructural, es decir que a la hora de realizar la agrupación de columnas son todos estos parámetros lo que se han tenido en cuenta. El objeto por el cual se realizan grupos similares representativos, es hacer más eficiente el trabajo sin tener que ingresar los datos puntuales de cada elemento, esto resultaría en una gran pérdida de tiempo sabiendo que las columnas se van a comportar de modo homogéneo dentro de un mismo grupo de iguales magnitudes. Por otro lado, no podemos plantear columnas todas distintas entre sí, ya que esto dificultaría su armado en obra pudiendo generarse errores en el caso de que los controles no sean lo suficientemente estrictos dentro de la misma.

Es importante conocer los materiales que se utilizarán para la ejecución en obra de las columnas, con esto definiremos los parámetros de resistencia con los que trabajaremos en el proceso de dimensionamiento. Los mismos pueden verse en el encabezado de las planillas de cálculo (anexo 9.8.3) y son los siguientes:

- $\beta_s$ : tensión de fluencia del acero. En este caso 4,2 Tn/cm<sup>2</sup>.
- $\beta_r$ : tensión de rotura de cálculo del hormigón. Para H-30 se toma 2100 Tn/m<sup>2</sup>.
- *rec*: recubrimiento de armadura longitudinal. En este caso se adoptó 3 cm.

Por otro lado, debemos mencionar que las combinaciones de carga utilizadas son las siguientes

- $D + L = Grav \rightarrow A1$  (Servicio)
- $0,85Grav + Sismo \rightarrow A2$  (Última)
- $1,3Grav + Sismo \rightarrow A3$  (Última)

En el apartado del proceso de cálculo se indicará como se trabaja con diferentes ábacos de interacción que tienen en cuenta estas combinaciones.

### 6.3.2 Requerimientos reglamentarios

Describiremos a continuación las consideraciones reglamentarias dadas por el INPRES CIRSOC 103 Parte II, tenidas en cuenta a la hora del dimensionamiento de columnas

#### LIMITACIONES DIMENSIONALES

- Espesor mínimo de columnas 20cm.
- Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna debe ser menor o igual a 4.

#### ARMADURA LONGITUDINAL

- Cuantía mínima igual al 1% de la sección total de hormigón.
- Cuantía máxima igual al 6% de la sección total de hormigón.
- Separación máxima entre barras longitudinales:  $20 \times Z = 20 \times 1,25 = 25 \text{ cm}$

#### ARMADURA TRANSVERSAL

- Longitud de zona crítica donde se densifican los estribos (*l<sub>c</sub>*), no podrá ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- 1) la mayor dimensión de la sección de la columna.
  - 2) la sexta parte de la longitud libre de la columna.
  - 3) 50 cm.
- Separación de estribos en zona crítica: no debe superar ninguno de estos valores
    - 1) 10 cm
    - 2) 9 veces el diámetro de la armadura longitudinal capaz de pandear
    - 3) un medio de la menor dimensión de la columna.
  - Diámetro mínimo de estribo: el mayor de los siguientes valores
    - 1) 8 mm (para  $\phi_{long} \geq 20$  mm)
    - 2) 6 mm (para  $\phi_{long} < 20$  mm)

Por otro lado se verifican los valores de esbeltez de las columnas de modo de garantizar la seguridad al pandeo de elementos comprimidos. Esta metodología surge del cuaderno 220 (comisión alemana para el estudio del hormigón), el cual queda expresamente permitido para su uso en el capítulo 5.4 – parte II del reglamento.

Se considera como esbeltez límite  $\lambda < 70$  (esbeltez moderada), para valores superiores, la planilla no permite continuar con el cálculo. La longitud de pandeo considerada para el cálculo de esbeltez resulta de la siguiente expresión:

$$l_p = \beta \times l_c$$

Siendo  $l_c$  la distancia entre ejes de losas y  $\beta$  el factor de longitud de pandeo el cual se obtiene de la siguiente tabla.

	Vinculación de los extremos de las barras	Desplazabilidad de los extremos de las barras	Sistema	$\beta = \frac{\text{long. de pandeo}}{\text{long. del sistema}}$
	1	2	3	4
1	Articulado en ambos extremos	indesplazable		1,0
2	Ambos extremos elásticamente empotrados	indesplazable		$\geq 0,7$
3	Un extremo rígidamente empotrado y el otro articulado	indesplazable		$\sim 0,7$
4	Ambos extremos rígidamente empotrados	indesplazable		0,5
5	Un extremo rígidamente empotrado, el otro libre	desplazable		2,0
6	Ambos extremos rígidamente empotrados	desplazable		1,0
7	Ambos extremos elásticamente empotrados	desplazable		$\geq 1,3$

Figura 6.7 - Coeficiente  $\beta$  para la determinación de las longitudes de pandeo

En nuestro caso se adoptó un valor de  $\beta = 1.20$ . Es decir que nos encontramos en un rango dentro de los casos 6 y 7 de la tabla anterior, una situación donde los extremos son desplazables, ya que frente a acciones laterales sísmicas se permiten deformaciones. Por otro lado no se considera que dichos extremos representen empotramientos rígidos, si no que más bien presentan cierto grado de elasticidad, permitiendo el giro de los extremos. Este valor fue

consensuado con los ingenieros a cargo del proyecto y del estudio de cálculo, los cuales tienen la suficiente experiencia para conocer cómo se comportará la estructura.

### 6.3.3 Proceso de cálculo

Hasta aquí hemos visto los lineamientos generales que se tuvieron en cuenta para el dimensionamiento de columnas. Explicaremos ahora cuáles son los procesos que realizan automáticamente las planillas de cálculo utilizadas en la oficina de proyecto. La misma puede consultarse en el anexo 9.8.3.

Lo primero que encontramos en dicha planilla son las dimensiones de cada columna, es importante tener en claro que para cada columna se cargan los esfuerzos sísmicos producidos en ambas direcciones perpendiculares X y Z. La planilla define las dimensiones b y d de la columna. La dimensión "d" queda definida como el lado paralelo a la dirección del sismo actuante, es decir que frente a los esfuerzos de flexión "d" será la altura útil con la cual determinamos la armadura que debemos colocar en el lado "b". Para mayor aclaración se puede observar la siguiente figura.

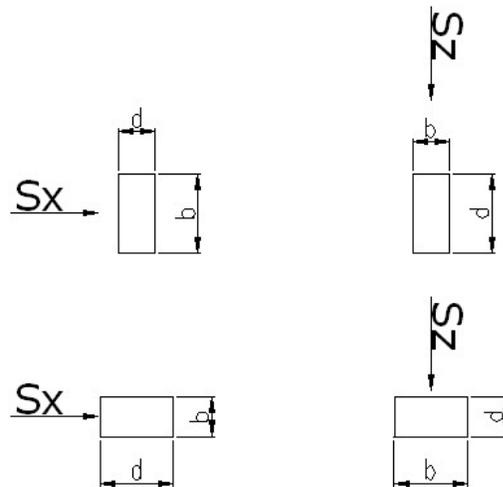


Figura 6.8 - Dimensiones de la columna para los distintos sismos

Otro dato geométrico que es importante definir es la altura de la columna, la misma se toma de eje a eje de losa y se define como L. Con este valor se determina la esbeltez de la columna como se explicó en el apartado anterior.

A continuación debemos ingresar los valores de esfuerzos actuantes en las columnas, obtenidos del modelo numérico tal como se vio anteriormente. Dichos esfuerzos serán:

- **Ng:** Es el esfuerzo normal gravitatorio obtenido del modelo para  $C1 = Dd1 + Dd2 + Dd3 + Dd4 + Dd5 + Dd6 + L$ . Resulta el mismo para ambas direcciones de análisis.
- **Mg:** es el momento gravitatorio. En este caso se debe tener precaución ya que cada dirección de análisis utiliza uno distinto. Adicionalmente se considera un momento de excentricidad ( $Mg_{exc}$ ), el cual tiene en cuenta posibles errores constructivos. La forma de cálculo contemplado en la planilla utiliza la siguiente expresión:

$$Mg_{exc} = Ng \times 0,05$$

- **Ns:** es el esfuerzo normal sísmico a utilizar en cada dirección de análisis..

- **Ms:** es el momento sísmico. En general existen dos para cada dirección, uno asociado al corte directo (es decir, al sismo actuante en esa misma dirección) y otro debido al giro de la estructura (es decir, al sismo en dirección perpendicular), debemos tomar el mayor. Ahora, se debe tener en cuenta que del sismo que provoca mayor Ms se obtiene el Ns del punto anterior, ya que no pueden coexistir momentos sísmicos debido a una dirección, con esfuerzo normal de la otra dirección.

Los valores de esfuerzos ingresados de esta forma, están en su condición de servicio, es decir que no se encuentran mayorados por ningún coeficiente. Como lo mencionamos anteriormente se trabaja con las siguientes combinaciones de carga:

- $D + L = G \rightarrow$  (Servicio)
- $0,85G + S \rightarrow$  (Última)
- $1,3G + S \rightarrow$  (Última)

El primer caso, es una combinación puramente gravitatoria, la cual analiza los esfuerzos en servicio, por lo tanto no se mayoran. La segunda y tercera combinación de cargas incluyen los esfuerzos sísmicos, por lo tanto se introducen los coeficientes de mayoración correspondientes de modo que trabajamos con combinaciones últimas o de diseño.

Por consideraciones reglamentarias, debe utilizarse un coeficiente de seguridad uniforme igual a 1,75. Dado que los valores de esfuerzos gravitatorios fueron ingresados en servicio y los sísmicos en estado último debemos multiplicar los gravitatorios por 0,85 o 1,30 según corresponda, luego sumarle los sísmicos sin mayorar y a dicha suma, debemos dividirla por 1,75, de esta forma estamos transformando los esfuerzos combinados en esfuerzos de servicio. En resumen hacemos estas determinaciones matemáticas para tener un único coeficiente de seguridad como lo indica el reglamento.

Hasta aquí tenemos definidos todos los parámetros de entrada necesarios con los cuales la planilla hace los respectivos cálculos que terminan con el dimensionado de columnas, se explica a continuación el funcionamiento de la planilla de columnas.

### **Caso 1 - Pequeña excentricidad**

Definimos la relación  $e/d$  conocida como excentricidad relativa, donde " $e=M/N$ " y " $d$ " es la dimensión de la columna en la dirección analizada, paralela al plano de flexión. En función a este valor, la planilla evalúa en qué situación se encuentra la columna respecto a las acciones a las que se encuentra sometida, de esta forma definimos dos posibles casos de comportamiento, para cada uno de los cuales la forma de cálculo es distinta. Tenemos:

$$\frac{e}{d} \leq 2 \quad \text{- Caso 1 - Pequeña excentricidad}$$

$$\frac{e}{d} > 2 \quad \text{- Caso 2 - Gran excentricidad}$$

La planilla de cálculo de Excel, cuenta con dos hojas, donde cada una corresponde a uno de estos casos.

Además, el valor de  $e/d$ , se utiliza para determinar la excentricidad adicional " $f$ ", de esta forma estamos teniendo en cuenta el momento de segundo orden.

Continuando con el caso 1, se procede a determinar el esfuerzo de compresión reducido  $n$ , de la siguiente forma

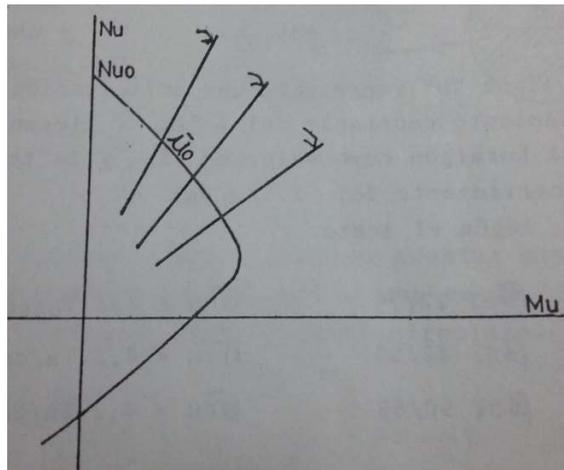
$$n = \frac{N}{b \times d \times \beta_r}$$

En función de los parámetros obtenidos “ $e/d$ ” y “ $n$ ”, se ingresa al ábaco de interacción y se obtiene un valor de cuantía “ $\mu$ ”, mediante el cual procedemos a determinar la armadura necesaria en una cara de la columna

$$\mu \times \left(\frac{\beta_r}{\beta_s}\right) \times b \times d = A_{nec}$$

Bien vale aclarar que se calculan estos valores para las tres combinaciones de cargas antes definidas y la armadura adoptada es la que resulte mayor.

Se pueden hacer una serie de comentarios respecto a los ábacos de interacción usados. Según vimos en los respectivos cursos de la facultad, existen distintos ábacos de interacción para diferentes secciones de columnas y distintos recubrimientos de armadura, pero en general todos presentan la misma forma característica, esto es, en ordenadas tenemos los esfuerzos normales reducidos, en abscisas los momentos reducidos y diferentes curvas que representan todas las posibles combinaciones de  $Nu$  y  $Mu$  de las cuales se obtiene la cuantía que define la armadura necesaria, tal como se ve en la siguiente figura.



**Figura 6.9 - Ábaco de interacción tradicional**

Sin embargo, la planilla de cálculo desarrollada en el estudio, utiliza otro tipo de ábaco de interacción, el cual proporciona valores de cuantías para las distintas combinaciones de compresión reducida “ $Nu$ ” y excentricidad relativa “ $e/d$ ”, por definición, en este último valor se está teniendo en cuenta la flexión actuante, por lo que en definitiva sigue representando las posibles combinaciones de interacción. Dicho ábaco presenta la forma que se ve a continuación

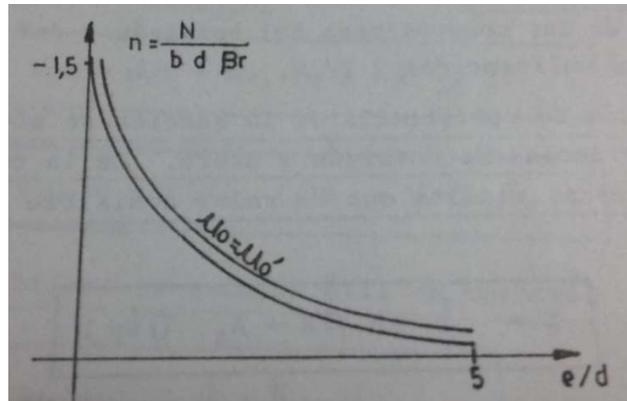


Figura 6.10 - Ábaco de interacción alternativo adoptado

### Caso 2 - Gran excentricidad

El comportamiento de la columna queda definido como de gran excentricidad cuando  $e/d > 2$  o  $N < 0$  (flexo tracción) se calcula teniendo en cuenta las siguientes expresiones:

$$K_r = 1,75 \times \frac{M_{ci}}{b \times h^2 \times \beta_r} \rightarrow \text{obteniéndose } K_z \text{ de tabla}$$

$$M_{eu} = M - \left( N \times \frac{(d - rec \times 2)}{2} \right)$$

$$A = \frac{M_{eu}}{K_z \times (d - rec) \times \beta_s} + \frac{N}{\beta_s}$$

Siendo  $M_{eu}$  el momento flector externo último; A el área de la armadura longitudinal de la columna; N y M, el normal y el momento de cada combinación; rec el recubrimiento.

Según corresponda flexo-compresión o flexo-tracción, se toma la armadura necesaria más grande de las tres combinaciones.

Cabe destacar que la armadura que nos arroja la planilla, sea A1, A2, o A3 es por cara, y AT, es la total, que es el doble de la mayor entre A1, A2, y A3.

Finalmente el proceso termina colocando las armaduras adoptadas en las caras de las columnas, es decir que se le da forma al producto final indicando las dimensiones de las columnas, los diámetros de armaduras a colocar y su disposición. En cuanto a esto, es importante tener criterios de armado bien claros, se deben seleccionar los diámetros y las cantidades por cara de modo de cubrir lo necesario pero sin perder de vista que la columna debe ser factible de armar y llenar en obra sin inconvenientes, se debe garantizar una separación mínima entre barras de 1 pulgada (tamaño máximo del agregado usado en el hormigón) y por otro lado la separación no debe superar los 25cm entre barras. Además se verifica que nos encontremos dentro de los valores límites de cuantías, ya que a esto la planilla no lo tiene en cuenta. Respecto a las esquinas, puede considerarse que las armaduras están trabajando en ambas direcciones, incluso si se tiene 3 barras agrupadas en dicha esquina, (como puede verse en los planos de detalle de columnas). Salvo que una de las dimensiones

sea muy corta, en ese caso estarán muy cerca del eje neutro y no puede considerarse que trabajen en esa dirección.

## 6.4 DIMENSIONADO DE VIGAS

### 6.4.1 Introducción

Para el dimensionamiento de vigas, en este caso, se aplicó el nuevo reglamento sísmico en vigencia "INPRES-CIRSOC 103" del año 2005, el cual introduce el concepto de cálculo por capacidad entre otros nuevos requerimientos.

Uno de estos nuevos requerimientos define el concepto de mecanismo apto de colapso, en el cual, se analiza a la estructura en forma global y se determina cuáles son los puntos que se deformarán primero de modo que la estructura disipe energía en lugares previamente establecidos y diseñados para tal fin. Dichos puntos se definen como rótulas plásticas y están ubicados en los extremos de vigas. Estas rótulas serán diseñadas para que resistan hasta cierta magnitud de esfuerzos flexionales, luego se aplica un factor de sobre resistencia y a partir de aquí se dimensiona la resistencia al corte. Con esto logramos que frente a esfuerzos sísmicos, la viga se deforme plásticamente en la zona de la rótula pero sin romperse por corte, es decir que frente a un evento de diseño se presentará deformaciones plásticas irreversibles pero no se cortará. De la misma forma, el diseño por capacidad debe continuar hacia los demás elementos de la estructura, es decir que las columnas deben diseñarse, a partir de la resistencia flexional de las vigas. Esto no se llevó a cabo en este proyecto, ya que como se dijo previamente, se encontraba en una etapa de transición de reglamentos y las planillas de columnas aún no se encontraban actualizadas. De todos modos, si bien se usaron planillas de vigas actualizadas, también se verificaron las mismas con las planillas del reglamento viejo.

En resumen, en las planillas de vigas que se pueden observar en el anexo 9.8.4, se calculan las rótulas plásticas en los extremos de las mismas y se aplica el cálculo por capacidad para el dimensionamiento a corte.

Por otro lado, los parámetros resistentes de los elementos se definen de forma distinta a los vistos hasta el momento, ahora debemos definir:

- $f'c = 3000 [tn/m^2]$  – Resistencia a la compresión del hormigón "H – 30"
- $f_y = 4,2 [tn/cm^2]$  – Tensión de fluencia del acero "ADN – 420"

Además se aplican criterios diferentes respecto a la mayoración de cargas. En los reglamentos anteriores se utilizaba un único factor de seguridad que mayoraba las acciones por un valor de 1.75, ahora este único coeficiente deja de utilizarse y se aplican diferentes valores en función del tipo de cargas que se analicen, para nuestro caso y para el diseño de vigas se utilizaron las siguientes combinaciones de cargas:

- $C1 = 1,40 D$
- $C2 = 1,20 D + 1,60 L$
- $C3 = 1,20 D + f1 * L + E$

Donde "D" corresponde a las cargas permanentes, "L" son las sobrecargas de uso y "E" son las acciones sísmicas. Vemos que en la combinación C3 aparece un factor "f1" que

multiplica a las cargas vivas, dicho factor tiene en cuenta la probabilidad de la existencia de dichas cargas al momento que se produzca el evento sísmico y se obtiene de la siguiente tabla

$f_1 = 1,00$	para lugares de concentración de público donde la sobrecarga sea mayor a $5,00 \text{ KN/m}^2$ y para playas de estacionamiento.
$f_1 = 0,50$	para otras sobrecargas.
$f_2 = 0,70$	para configuraciones particulares de techos (tales como las de dientes de sierra), que no permiten evacuar la nieve acumulada.
$f_2 = 0,20$	para otras configuraciones de techo.

Para nuestra obra se usó  $f_1=1,00$ , para las sobrecargas correspondientes al nivel de sobre 2º subsuelo, ya que el mismo tiene un uso exclusivo de cocheras de estacionamiento, mientras que en el nivel de sobre 1º subsuelo se utilizó  $f_1=0.50$ .

En general, el proyecto cuenta con una modulación estructural que se respeta en gran parte del mismo, es decir se mantienen longitudes de vigas similares al igual que la separación entre pórticos, lo que hace que las áreas de influencia de cargas sean similares, por este motivo, se trataron de armar las vigas que son similares con la misma disposición de armaduras, algo que también resulta en facilitar en obra el proceso de armado de las mismas. Esto puede apreciarse en los planos de detalle de vigas, si bien se presentan situaciones particulares las cuales se resuelven de forma independiente.

En base a criterios de los ingenieros a cargo, se realizó la verificación de la deformación de ciertas vigas, las cuales son críticas ya sea por tener longitudes excesivas o cargas elevadas. Dicha verificación se realizó con el mismo software utilizado para la modelación del proyecto. Se cargaron las vigas a verificar de modo que se respetan todas las condiciones de continuidad y sometida las cargas en servicio, luego se le asignó un material con un valor de módulo de elasticidad menor al real, con esto podemos ver la flecha máxima que ocurra en una condición extrema, es decir cuando la sección se encuentre totalmente fisurada. El valor de deformación máxima que arroja como resultado el modelo, se compara con la deformación máxima admisible dada por la longitud de la viga dividida 300, si la deformación es menor entonces la sección de la viga verifica sin problemas, si por el contrario es mayor, se debe aumentar dicha sección hasta que verifique. A continuación se muestra una viga modelada bajo las condiciones reales y puede verse el valor de la flecha en el centro de la misma.

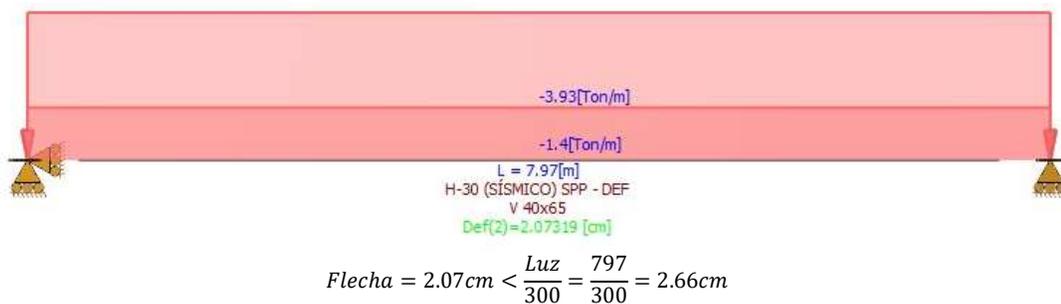


Figura 6.11 - Verificación flecha en viga V105

A modo de comentario, debería haberse tenido en cuenta la verificación de la deformación por fluencia lenta, algo que no se hizo en el estudio y si debe hacerse.

### 6.4.2 Flexión gravitatoria

Cada una de las vigas de todos los niveles, se calculan de forma independiente en la planilla como puede verse en el anexo 9.8.4. Podría pensarse que los esfuerzos de flexión y corte sobre las mismas pueden obtenerse directamente del modelo numérico, sin embargo esto no se hace ya que dicho modelo considera a la estructura totalmente elástica frente a las acciones gravitatorias, mientras que el H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> no es un material elástico, sino que es elastoplástico, esto significa que los momentos de continuidad o negativos sufrirán una relajación que hace que disminuyan en su valor mientras que los momentos en el tramo aumentarán proporcionalmente a la reducción hecha en los apoyos. Este fenómeno la planilla lo tiene en cuenta definiendo un coeficiente de relajación igual a 0.80, es decir que los momentos finales en los apoyos serán un 80% inferior a los valores teóricos.

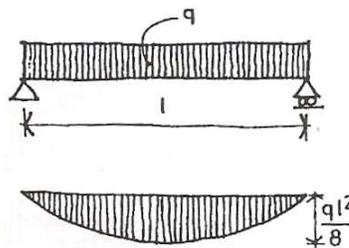
Para determinar los valores de momentos en los distintos puntos de una viga, es necesario asignar las condiciones de contorno o continuidad reales que presenta dicha viga. La planilla define para cada viga, dos códigos uno derecho y uno izquierdo, en función de la continuidad que presente a cada lado la viga, lo que define el grado de empotramiento. Es decir que para cada código, la planilla calcula un momento de empotramiento y un momento de tramo. A continuación se muestran las distintas situaciones que pueden presentarse y los valores de flexión para cada caso.

Código de viga	0	Simplemente apoyada
	1	Dos tramos continuos
	2	Tres tramos-extremo
	3	Tres tramos-centro
	4	Voladizo

Figura 6.12 - Continuidad de vigas

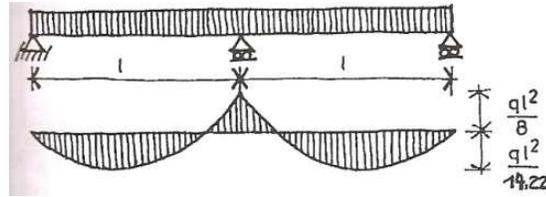
- **Código 0 - Viga simplemente apoyada**

El código cero indica que no hay continuidad por lo que el momento de empotramiento es nulo, y en el tramo la flexión es máxima.



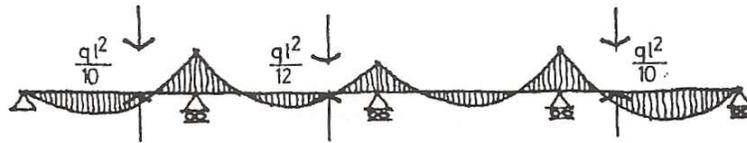
- **Código 1 – Extremo de viga continua de dos tramos**

Define un valor de empotramiento que representa el caso en el que dos vigas son continuas como se indica en la figura



- **Código 2 y código 3 – Viga continua de tres o más tramos**

Cuando existe continuidad entre 3 o más vigas, tal como se muestra en la siguiente figura, hay diferentes grados de empotramiento, en este caso el código 2, se aplica a la derecha del primer tramo o a la izquierda del último, mientras que el código 3 determinará el momento negativo a ambos lados de las vigas internas.



- **Código 4 – Viga en voladizo**

Cuando la viga a calcular es un voladizo, en su extremo libre se coloca el código 0 (momento nulo), mientras que en el empotramiento se define el código 4 que representa un empotramiento perfecto, de modo que allí el momento será  $\frac{L^2}{2}$ .

Cabe destacar que en el proceso de carga de vigas en la planilla, se debe analizar la presencia o no de continuidades, aquí es importante el criterio con el cual se realiza dicho análisis, ya que la continuidad de dos vigas queda definida cuando se dan en forma simultánea las siguientes condiciones:

1) Debe existir uniformidad geométrica de secciones: Es decir que las vigas continuas deben tener la misma sección, esto tiene como razón que ambas compartirán armaduras en sus extremos continuos. Puede ocurrir el caso en que una viga de menor altura puede anclarse y tener continuidad en la otra. No así al revés, ya que una viga más grande no va a ver afectado su diagrama de momentos por una viga menor.

2) Similitud de cargas: Cargas que generan un momento flector de tramo mayor a 2,5 veces que el de la viga adyacente, provocan un comportamiento independiente en esta viga.

3) Diferencias de longitudes: Cuando una viga posee una adyacente con una longitud menor a la mitad de esta, se considera articulada en ese extremo. Es decir, se desprecia el efecto del tramo corto en el largo, pero no al revés, o sea que sí se considera empotrada la viga corta en la larga.

4) Puede haber combinaciones que permitan considerar dos tramos continuos, por ejemplo, que el tramo corto tenga cargas mucho mayores que el otro.

5) En resumen, la continuidad de una viga respecto de otra queda definida por la capacidad que tengan ambas en afectar el comportamiento o forma de trabajo en simultáneo.

Con estos datos ingresados y los restantes datos de entrada (Longitud, sección y cargas), la planilla calcula los esfuerzos de flexión y luego determina los valores de "kr" (momento minorado reducido), con el cual podemos determinar en qué situación nos

encontramos respecto a las deformaciones unitarias del acero “ $\epsilon_s$ ”. Siempre se dimensiona para ubicarnos dentro de la zona controlada por tracción, este límite está dado para valores de  $\epsilon_s$  mayores a 0.005, para valores menores, la planilla da error y debe agrandarse la sección de la viga hasta cumplir con esta condición.

Como resultado, la planilla arroja los de  $\text{cm}^2$  de armadura necesarios, para resistir los esfuerzos previamente determinados, de modo que lo restante es definir los diámetros y cantidades de barras para cubrir esta necesidad. La disposición final de armaduras en las distintas secciones de la viga, debe definirse teniendo en cuenta que su armado no sea dificultoso en obra, que se respeten separaciones mínimas que permitan el correcto llenado con hormigón y que no se excedan las separaciones máximas de modo de controlar fisuras.

### 6.4.3 Flexión sísmica

Para cada viga, se cargan como datos de entrada, los máximos momentos sísmicos obtenidos del modelo numérico. En la siguiente imagen se puede apreciar como son los diagramas típicos de flexión sísmica en un pórtico típico

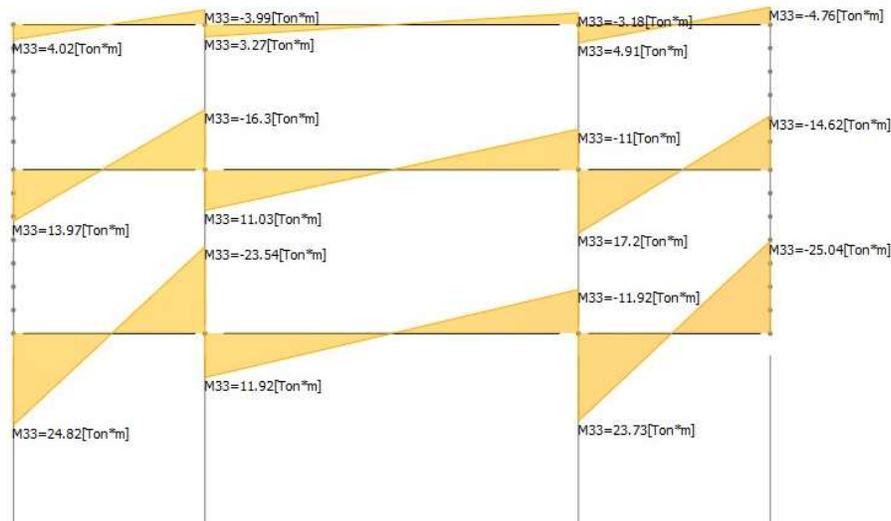


Figura 6.13 - Diagramas de momentos sísmicos en vigas de pórtico típico

La planilla calcula los momentos últimos o de diseño en los extremos de cada viga, los cuales surgen de aplicar la combinación de cargas  $C3 = 1,20 D + f1 * L + E$ , entonces, el momento de diseño en los extremos será igual a la suma de los momentos sísmicos más los momentos de empotramiento mayorados, generados por las cargas gravitatorias, tal como se muestra en la siguiente figura. Notar que se tiene en cuenta la reversibilidad del sismo, es decir que a los momentos negativos de empotramiento se deben sumar y restar los valores de flexión sísmica, de esta forma obtenemos la envolvente de momentos flectores a lo largo de toda la viga.

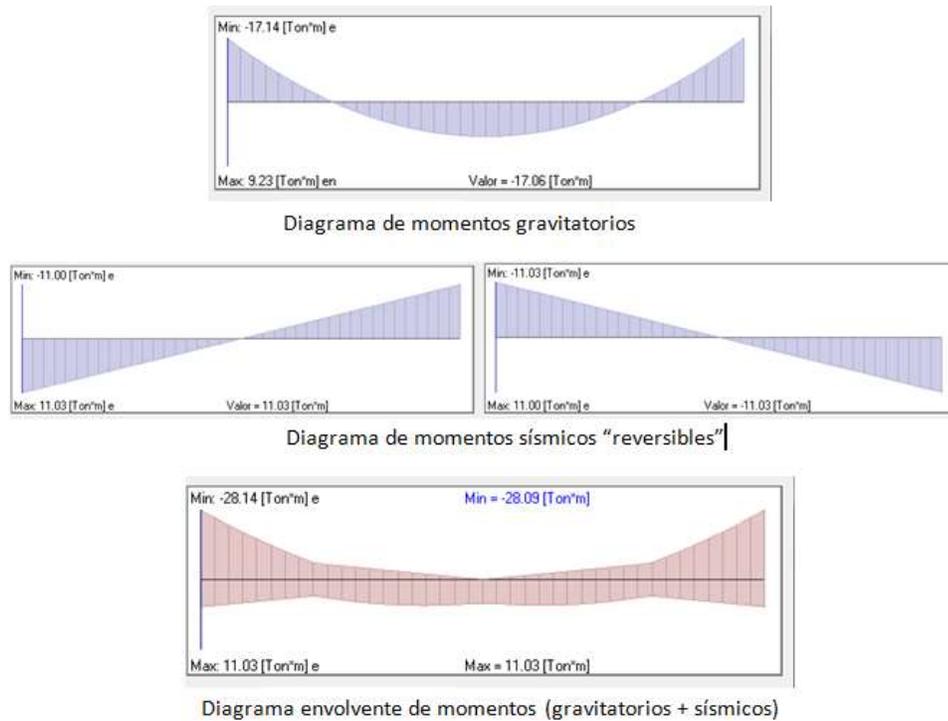


Figura 6.14 - Sumatoria de momentos gravitatorios más sísmicos en viga

#### 6.4.4 Corte

Para el dimensionado a corte de las vigas, se determinan por un lado los esfuerzos producidos por las acciones gravitatorias y por otro lado el corte por capacidad que surge de la resistencia flexional de dicha viga. A continuación explicamos cómo se determina cada uno. El corte último o de diseño, será la suma de ambos cortes.

$$V_u = V_g + V_{E0}$$

Los esfuerzos de corte gravitatorio, quedan definidos en función de las cargas y la longitud de la viga, mediante un simple análisis estático como se vio en los cursos respectivos de la facultad. La única particularidad que se presentó, se da en vigas continuas, en estos casos la planilla amplifica el esfuerzo de corte teniendo en cuenta la hiperestaticidad dada en el borde continuo donde el momento no es nulo y por esta razón se recarga dicho apoyo.

El corte sísmico viene dado por la capacidad flexional de la viga, es decir que no se calcula como un esfuerzo generado por las cargas externas, si no que se calcula en función de la capacidad de la viga para resistir momentos utilizando las siguientes ecuaciones.

$$V_{E0} = \frac{M_D^0 + M_I^0}{L} \quad (\text{Corte sísmico por capacidad de una viga})$$

Donde  $M_D^0$  y  $M_I^0$  son los momentos resistentes de la viga en el apoyo derecho y el izquierdo respectivamente, los mismos se determinan a partir de la armadura realmente dispuesta en la viga correspondiente a cada apoyo de acuerdo a la siguiente ecuación

$$M^0 = \lambda_0 * M^n = \lambda_0 (d - d') A_s f_y$$

Con  $\lambda_0 = 1.40$  (factor de sobre resistencia del acero)

Ahora que ya tenemos calculado el corte último, debemos encontrar la forma en que la viga lo resiste. Existen dos mecanismos para resistir el corte, mediante la armadura transversal o estribos y por medio de la resistencia al corte del hormigón. Aquí debemos hacer una salvedad, ya que cuando la viga es sísmica, no se considera la colaboración de la sección de hormigón en la zona de formación de rótulas plásticas y todo el corte es resistido por los estribos, la planilla detecta automáticamente si la viga es sísmica o no, en función de la presencia de momentos sísmicos. Conceptualmente, la “no” colaboración del hormigón para resistir el corte, se entiende argumentando que frente a excitaciones sísmicas y debido a la reversibilidad de las mismas, el hormigón sufrirá un grado de fisuración y deterioro que le impide generar mecanismos que resistan el efecto de cizallamiento, por lo que en estos casos lo único que conserva capacidad para resistir el corte son las armaduras.

En la planilla se aplican las siguientes ecuaciones para determinar las armaduras transversales o estribos necesarios cuyas unidades están dadas en  $[\text{cm}^2/\text{m}]$

$$A_{te\min}/s = 1/16 * \sqrt{f'c} * \frac{b}{f_{yt}} \geq 0,33 * \frac{b}{f_y} \quad (\text{Sección mínima de estribos})$$

$$V_c = 0,75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b * d \quad (\text{Resistencia al corte de la sección de hormigón})$$

$$A_{te}/s = Vu - V_c / 0,75 * f_y * d \quad (\text{Estribos necesarios en vigas gravitatorias})$$

$$A_{te}/s = Vu / 1,00 * f_y * d \quad (\text{Estribos necesarios en vigas sísmicas})$$

#### 6.4.5 Requerimientos reglamentarios

Describiremos a continuación las consideraciones reglamentarias dadas por los reglamentos INPRES CIRSOC 103 Parte II y CIRSOC 201 Parte IV, tenidas en cuenta a la hora del dimensionamiento de vigas y que se encuentran cargadas en la planilla automatizada, de modo que si no se cumplen, no continua calculando o indica señales de advertencia.

##### LIMITACIONES DIMENSIONALES

- Ancho mínimo –  $b_w \geq L_n/25$
- Altura máxima –  $h \leq 100 * b_w^2/L_n$

##### ARMADURA LONGITUDINAL

- Cuantía mínima de armadura traccionada –  $\rho_{min} = \frac{1,40}{f_y} = 0,33\%$
- Cuantía máxima de armadura traccionada –  $\rho_{max} = \frac{f'c+10}{6 f_y} = 1,60\%$
- Armadura superior mínima 2 barras de diámetro 12mm en toda la longitud.
- Como mínimo un 25% de la armadura superior requerida en los extremos, debe continuarse en toda la longitud

##### ARMADURA TRANSVERSAL (Estribos)

- Diámetro mínimo 6mm
- Separación mínima –  $sep \leq d/4$  (En zona de formación de rótula plástica).
- Sección de estribos mínima

Además de los estribos necesarios para resistir los esfuerzos de corte, el reglamento propone una cantidad de armadura transversal necesaria para evitar el pandeo potencial de las barras longitudinales, este requisito también es tenido en cuenta en la planilla mediante la siguiente fórmula

$$A_{te/s} = \frac{\sum A_b}{96 * d_b}$$

### ROTULAS PLÁSTICAS

Si bien el reglamento indica las longitudes que deben tenerse en cuenta para definir la zona de formación potencial de rótulas plásticas, por criterio de los ingenieros calculistas a cargo del proyecto, se adopta para todos los casos dicha longitud igual a  $\frac{1}{4}$  de la luz interna de las vigas (en la zona cercana a los apoyos), de modo que aquí se colocan los estribos con la densificación reglamentaria requerida y mencionada anteriormente. En los casos en que dicha luz interna sea menor a 2 m, la densificación de estribos será invariable en toda la viga.

Cabe destacar que en ningún caso los momentos sísmicos máximos en vigas, se producen dentro del tramo central de las mismas, por lo que no existen rótulas plásticas desarrolladas en una sección crítica de tramo.

#### 6.4.6 Armaduras

La planilla determina el área de armadura necesaria en las distintas secciones de cada viga, en base a esto se procede al armado de la viga. La planilla tipo está preparada para facilitar y agilizar la elección de diámetros y cantidad de barras, para lo cual presenta una serie de posiciones o denominaciones de armadura, tal como se indica en la siguiente figura

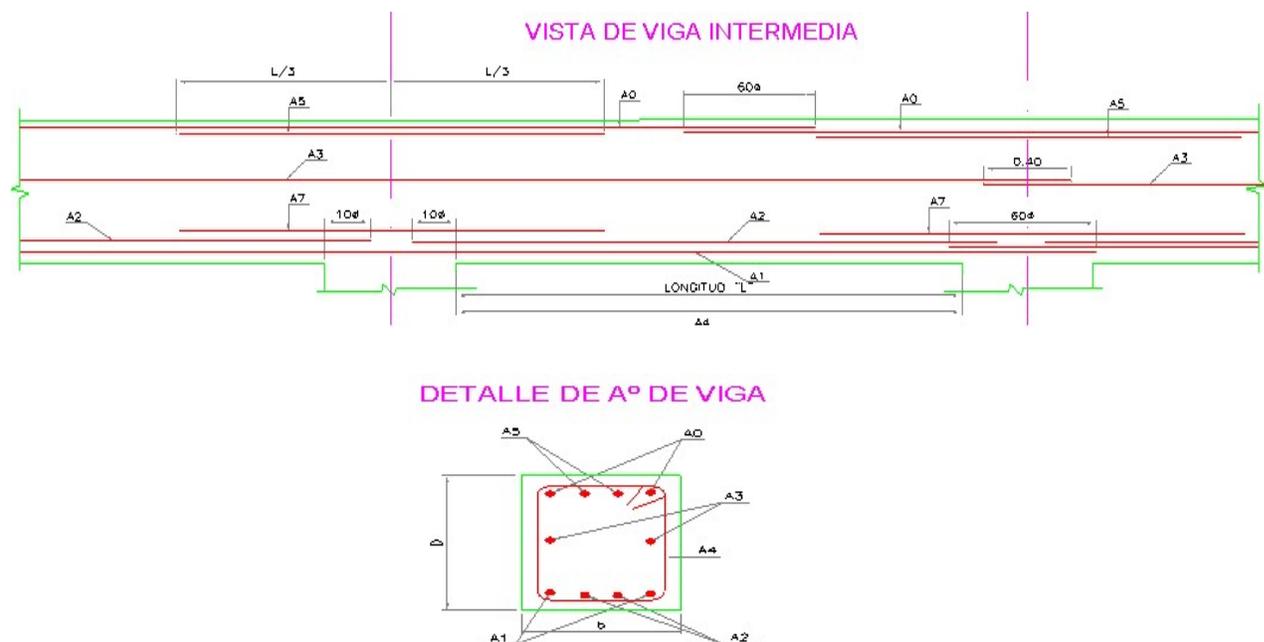


Figura 6.15 - Armadura de vigas

- **A<sub>0</sub>**: Armadura superior longitudinal

Es la armadura superior de posición que se ancla en los extremos, su número de barras queda definido por el número de ramas que tendrán los estribos, y estos últimos según el ancho de la viga y el corte.

Se adopta, el siguiente criterio para definir la cantidad de ramas de los estribos:

$$B < 35 \text{ cm} \rightarrow 2 \text{ ramas}$$

$$35 \text{ cm} < B < 60 \text{ cm} \rightarrow 3 \text{ ramas}$$

$$B > 60 \text{ cm} \rightarrow 4 \text{ ramas, y 1 más cada } 30 \text{ cm}$$

Estos últimos valores adoptados, están en defecto respecto a los requerimientos reglamentarios cuando la viga es sísmica, los mismos deberían ser:

$$B < 25 \text{ cm} \rightarrow 2 \text{ ramas}$$

$$25 \text{ cm} < B < 45 \text{ cm} \rightarrow 3 \text{ ramas}$$

$$B > 45 \text{ cm} \rightarrow 4 \text{ ramas, y 1 más cada } 30 \text{ cm}$$

Como mínimo se dispondrán, 2 barras diámetro 12 para vigas sísmicas y dos barras diámetro 10 para el resto.

Por otro lado, dado que el proyecto cuenta con grandes longitudes de vigas continuas, el limitante comercial de barras de acero de 12m de longitud, nos obliga a realizar empalmes. Dichos empalmes pueden presentar una sección debilitada debido a la incorrecta transferencia de tensiones que puede ocurrir, es por esto que se materializan los empalmes de esta armadura superior en los lugares donde los requerimientos flexionales son mínimos, es decir en el centro de la luz de la viga.

- **A<sub>5</sub>: Refuerzos superiores en apoyos**

Con esta armadura se toman los esfuerzos adicionales que no pueden ser tomados por A<sub>0</sub>, de este modo se busca que la envolvente de resistencia circunscriba a los diagramas de momentos externos de la forma más ajustada posible, con el objetivo de tener mayor eficiencia en el uso de materiales.

Se adoptan las siguientes longitudes para estos refuerzos:

- En vigas continuas su longitud es de L/3 a cada lado del eje del apoyo.
- En voladizos la longitud de anclaje es de 1,5 veces la luz del voladizo.

- **A<sub>1</sub>: Armadura inferior longitudinal**

Es la principal armadura a la hora de resistir acciones gravitatorias. Se debe garantizar su anclaje en las columnas laterales. Algunas consideraciones a tener en cuenta

- A<sub>1</sub> debe ser mayor que la sección de refuerzos A<sub>2</sub>, lo cual implica que por lo menos la mitad de la armadura inferior debe anclarse en los apoyos.
- Dado que deben anclarse en apoyos, se recomienda utilizar diámetros pequeños, en lo posible menores a 20mm.

Al igual que lo comentado para la armadura superior, en la armadura inferior longitudinal también es necesario plantear empalmes, los mismos se deben ejecutar en las cercanías de los apoyos, con esto evitamos cualquier tipo de problemas en el tramo central de la viga, que es donde ocurren los máximo momentos flectores gravitatorios.

- **A<sub>2</sub>: Refuerzo inferior en el tramo**

Se utiliza para cubrir las necesidades de cuantía mínima de armadura traccionada inferior. Además toma los excedentes, respecto al apoyo, en el tramo de viga. No es necesario su anclaje en las columnas, lo que permite el uso de mayores diámetros.

- **A<sub>7</sub>: Refuerzo inferior en apoyos**

En los casos en que la armadura inferior necesaria en apoyos es mayor que la de tramos, se refuerza con esta posición. En general, ésta posición trata de evitarse para éste tipo de proyectos.

Se adopta como longitud de estos refuerzos  $L/4$  hacia cada lado del apoyo.

- **A<sub>3</sub>: Armadura de piel**

Esta armadura no se coloca para cubrir ningún tipo de necesidades flexionales, es puramente constructiva, se aplica para vigas cuya altura sea mayor de 50cm, de modo que durante el proceso constructivo, los estribos no se deformen previo al colado del hormigón. Además cumple el objetivo de control de la fisuración del hormigón en las caras laterales de la viga. La armadura en dichas caras laterales se debe distribuir en una distancia  $h/2$  partir de la cara traccionada. Se utilizan barras de 6mm y su número aumenta a medida que aumenta la altura de la viga.

- **A<sub>4.1</sub>: Estribo en zona de potencial formación de rotula**

Como criterio del estudio, se busca armar estribos con diámetros de barras igual a 6mm, si bien en muchas situaciones, por requerimientos de corte, se utilizan estribos de diámetro 8mm, en ningún caso se adoptan diámetros de 10 mm o mayores, dado su complejidad para el doblado. Si en alguna situación, no se alcanza a cubrir los requerimientos de corte con barras del 8mm, se redimensiona la viga, ya sea aumentando su altura o su ancho. Por otro lado, como ya se mencionó se adopta como separación mínima la altura de la viga sobre 4.

- **A<sub>4.2</sub>: Estribos en tramo central, fuera de la zona de formación de rotula**

Se adopta como mínimo, diámetro 6 mm cada 20 cm. Se debe tener especial cuidado en aquellas vigas cuyo diagrama de cargas no sea el típico diagrama triangular dado para cargas distribuidas, donde el corte en el centro es nulo. Si existen cargas puntuales dicho diagrama cambia su forma y sus magnitudes por lo que deben cubrirse las necesidades de armadura transversal en toda la luz de la viga y puede darse el caso en que la densificación en el tramo central no se vea disminuida respecto a los apoyos.

## 6.5 DIMENSIONADO DE LOSAS

El cálculo de las losas de esta obra se realizó siguiendo los lineamientos del reglamento CIRSOC 201 del año 2005, aprobado recientemente y vigente en la actualidad. Es decir que se

utilizaron las combinaciones de cargas gravitatorias definidas en el capítulo anterior de dimensionado de vigas y los mismos requerimientos flexionales también mencionados allí.

Si bien se consideran a las losas como planos rígidos frente a las acciones laterales sísmicas, no se dimensionan las mismas para resistir esfuerzos de esta índole, por este motivo no se aplica el reglamento INPRES CIRSOC 103 en el proceso de cálculo de las mismas.

En nuestro proyecto, existen distintos tipos de losas (nervuradas y macizas, en una y dos direcciones). En el anexo 9.8.5, se pueden consultar las planillas de cálculo utilizadas para cada caso. A continuación se enunciarán los criterios generales tenidos en cuenta para su dimensionado.

Por definiciones del proyecto, se adoptó el uso de losas macizas en toda la obra. Los motivos por los cuales se elige este método constructivo son, por un lado requerimientos de bomberos no permiten la utilización de molones de poliestireno o bien en caso de usarlos, deben ser recubiertos por cielorraso aplicado con características ignífugas, por otro lado, desde el área técnica de la empresa constructora se realizaron los estudios económicos correspondientes comparando costos de realización de ambas soluciones y se llegó a la conclusión de que las losas macizas son menos costosas, dándole mucha importancia a que en estas no es necesaria la realización del cielorraso aplicado, por lo que el costo general ahorrado justifica su elección.

Si bien siempre se trabajó con esta premisa de proyecto de utilizar losas macizas, en algunos sectores se propuso la utilización de nervuradas, el motivo por el que se argumenta su uso, surge cuando las luces de flexión de dichas losas son de magnitudes mayores o bien las cargas son elevadas, lo que produce deformaciones inadmisibles en losas macizas.

#### 6.5.1 Nervuradas armadas en una dirección

Se adopta este tipo de losas solo en un sector de la obra, puede consultarse en los planos de proyecto. La losa en cuestión es la LN118 a nivel de sobre 1º subsuelo, el motivo por el cual se decide trabajar como nervurada, es que en ese sector, existen grandes cargas provenientes de rellenos elevados que son necesidad del proyecto, ya que nos encontramos en cercanías a la torre 1, la cual se encuentra en un nivel más elevado, entonces para acomodar la topografía final del terreno es que se debe rellenar en exceso.

En este tipo de losas se dimensiona el nervio más solicitado tal como si fuese una viga. La planilla utilizada en estos casos es exactamente la misma que en vigas, salvo por la parte de flexión sísmica que no aplica en losas. El análisis de carga del nervio se hace considerando el ancho colaborante, igual a la separación entre nervios de eje a eje.

En resumen para el dimensionado a flexión de losas se adoptan los mismos criterios utilizados en vigas, mientras que para el dimensionado y la verificación del corte existen una serie de diferencias las cuales se mencionan a continuación.

Se adoptan estribos abiertos cuando el corte último es menor o igual a la resistencia del hormigón al corte reducida por 0.75 (factor de reducción de resistencia al corte)

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_c$$

En este caso, los estribos abiertos son solo constructivos y no aportan resistencia, de modo que los esfuerzos de corte son tomados íntegramente por la sección de hormigón.

Se colocarán estribos cerrados en los nervios de la losa cuando la sollicitación de corte última sea mayor a la resistencia del hormigón

$$V_u > \phi_v \cdot V_c$$

En estos casos la sección de acero necesaria a cubrir por los estribos viene dada por la diferencia entre el corte último y el corte que resiste el hormigón.

$$\phi_v \cdot V_s = V_u - \phi_v \cdot V_c$$

Otro requisito que debe garantizarse es la colocación de nervios transversales, cuya función es hacer que los nervios principales de la losa trabajen en forma conjunta y solidariamente. Deben colocarse perpendicularmente al sentido de armado y cada 2 metros. Estos nervios no se calculan a flexión y su armadura queda definida en función de la armadura de los nervios principales, llevando armadura superior e inferior y por lo tanto estribos cerrados.

### 6.5.2 Nervuradas armadas en dos direcciones

Se adopta este tipo de losas en sectores puntuales donde la modulación típica de columnas cada 5,20m se rompe debido a que se debe proyectar respetando los anchos de calles para circulación vehicular con radios de giro mínimo. Este ocurre en las losas LN2, LN5, LN31, LN102, LN105 y LN131 en ambos niveles del subsuelo, puede consultarse su ubicación en los planos de proyecto.

Este tipo de losas transmite sus cargas a los cuatro bordes sobre los que apoya. El cálculo de las mismas es similar al caso armado en una dirección, ya que se deben verificar los nervios que ahora se ubican en dos direcciones. La particularidad surge en el análisis de la forma de trabajo frente a las sollicitaciones. Las cargas son tomadas por todos los nervios en ambas direcciones, de modo que su colaboración es solidaria y a diferencia de las losas armadas en una dirección, la determinación de los momentos flectores en los nervios queda definida por la relación de luces de los mismos, en general los momentos sollicitantes se calculan de la siguiente forma

$$M_{ux} = q_u \cdot L_x^2 / m_{nx} \quad ; \quad M_{uy} = q_u \cdot L_y^2 / m_{ny}$$

Donde  $m_{nx}$  y  $m_{ny}$ , son coeficientes de aportes que se obtienen de tablas (las mismas están cargadas en las planillas) en función de la relación de luces y en función de los tipos de continuidades presentes en los apoyos.

De modo similar obtenemos los esfuerzos de corte último transmitidos a cada apoyo y por metro de ancho.

$$V_{u1} = V_{u3} = \gamma_{n1} \cdot L_x \cdot q_u \quad ; \quad V_{u2} = V_{u4} = \gamma_{n2} \cdot L_y \cdot q_u$$

Donde  $\gamma_{n1}$  ;  $\gamma_{n2}$ , son coeficientes de aportes que se obtienen de tablas.

De este modo obtenemos las sollicitaciones correspondientes en los nervios, a partir de aquí el dimensionado a flexión y la verificación al corte de los mismos, se desarrolla igual que la losa nervurada armada en una dirección.

### 6.5.3 Macizas armadas en una dirección

El motivo por el cual una losa maciza puede armarse en una o dos direcciones, surge de la forma que tiene dicha losa de transmitir las cargas a los apoyos. Dicho comportamiento queda definido por la relación que existe entre las dimensiones de ancho y largo. Cuando dicha relación (ancho/largo) es menor a 0,50, la mayor parte de las cargas se transmiten por la menor dirección hacia las vigas de apoyo, se obtiene en efecto acción en una dirección. Si la relación (ancho/largo) está entre 0,50 y 2,00 el comportamiento es en dos direcciones y las cargas se transmitirán a los cuatro bordes, siendo el borde más cargado el perpendicular a la dirección más corta. Para el caso particular en el que ancho/largo es igual a 1,00, es decir que la losa es perfectamente cuadrada, las cargas se repartirán equitativamente a los cuatro bordes.

También podemos analizar las diferencias de comportamiento comparando las figuras deformadas de ambos tipos de losas. La siguiente figura muestra las diferencias.

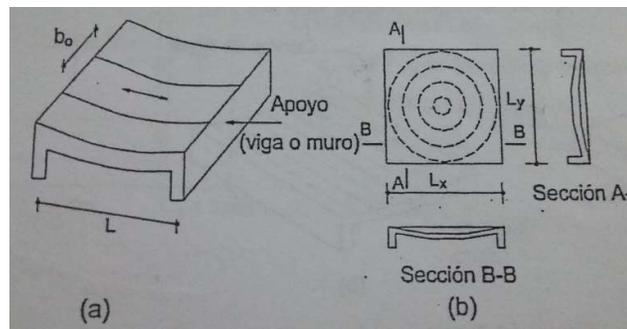


Figura 6.16 - Comparación de deformadas losas en una y dos direcciones

El caso (a) corresponde a una losa en una dirección y su deformada es del tipo “cilíndrica”. El caso (b) es una losa en dos direcciones en donde la deformada presenta una forma de tipo “cuenco”.

Para el cálculo, la planilla considera a las losas armadas en una dirección como vigas de 1,00 metros de ancho (por sencillez de cálculo). Así, el cálculo y las consideraciones en el aparatado de vigas son similares en este caso, salvo por las siguientes consideraciones respecto a la verificación del corte.

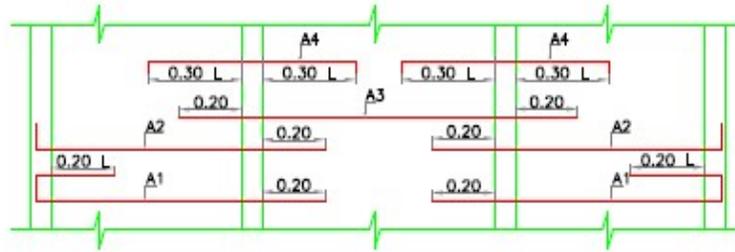
Dado que este tipo de losas no lleva estribos, la resistencia requerida a corte por metro deberá ser menor o igual que la resistencia de diseño por metro aportada por el hormigón. Se adoptan los siguientes criterios para el anclaje de la armadura.

Si  $V_u \leq \phi_v \cdot V_c$ , entonces debe anclarse el 100% de la armadura en los apoyos.

Si  $V_u \leq \left(\frac{2}{3}\right) \phi_v \cdot V_c$ , entonces solo el 50% de la armadura debe anclarse en los apoyos.

A modo de comentario, para el armado de este tipo de losas se propone, en el estudio, no caballetear armaduras en la zona de apoyos (como se puede observar en distintas obras menores clásicas), si no que trabajar con armadura superior de continuidad o bien hacer que la armadura inferior llegue hasta el borde del apoyo y luego levantarla y hacerla volver de modo

de cubrir necesidades de armadura superior, esto puede observarse claramente en los planos de proyecto o también en la siguiente figura.



**Figura 6.17 - Armado de losa maciza en una dirección**

La figura anterior muestra las posiciones de las armaduras principales de una losa maciza armada en una dirección. Aquí vemos claramente lo explicado en el párrafo anterior respecto a la armadura superior, puede observarse como es el esquema de doblado en los apoyos, en donde no se plantea el caballeteado de la armadura.

Otra diferencia respecto al cálculo de vigas, es la cuantía mínima de armadura traccionada (principal) que propone el reglamento.

$$\rho_{min} = \frac{A_s \text{ min}}{100 \cdot d} = 0,0018$$

Este requerimiento tiene en cuenta la armadura necesaria para resistir los esfuerzos generados por contracción del hormigón y cambios de temperaturas.

Además, de la armadura principal para resistir la flexión, en losas debemos colocar armadura de repartición (perpendicular a la dirección principal), esta armadura es constructiva su función es vincular la estructura de modo que se comporte monolíticamente y además cumple la función de control de fisuración. Se adopta para la misma una sección igual al 20% de la principal y como mínimo barras de diámetro 6 mm cada 20cm.

#### **6.5.4 Macizas armadas en dos direcciones**

Como ya se mencionó en diferentes partes del informe, el proyecto cuenta con una modulación estructural repetitiva que nos permite simplificar algunos ítems de cálculo, así ocurre con las losas macizas armadas en dos direcciones, el módulo típico es el que se muestra a continuación y se repite varias veces en ambos niveles de losas. Por este motivo, no se calculan cada una de las losas por separado, sino que, en la planilla se cargan losas tipo que representan a cada una, como puede verse en el anexo 9.8.5.3. Las losas que presentan condiciones de apoyo, longitudes o cargas particulares que no se pueden agrupar, se calculan en forma individual.

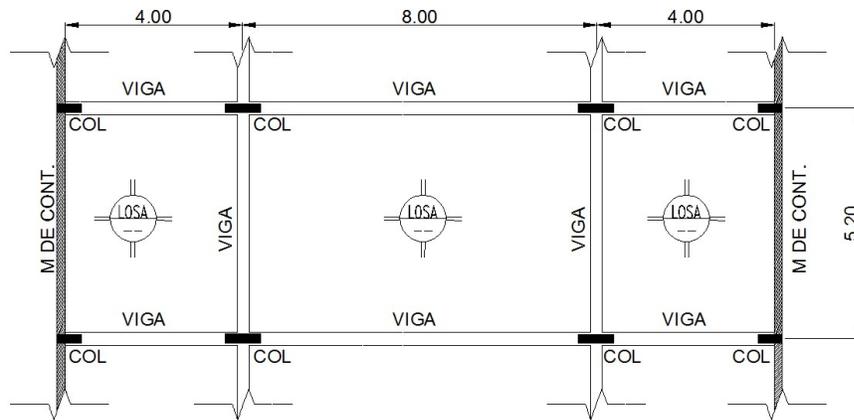


Figura 6.18 - Modulo típico de losas

La planilla define una serie de códigos que representan los distintos tipos de continuidades que pueden presentarse, para cada caso los esfuerzos serán distintos por eso es importante definirlos de modo correcto. A continuación mostramos como son estos casos de continuidades.

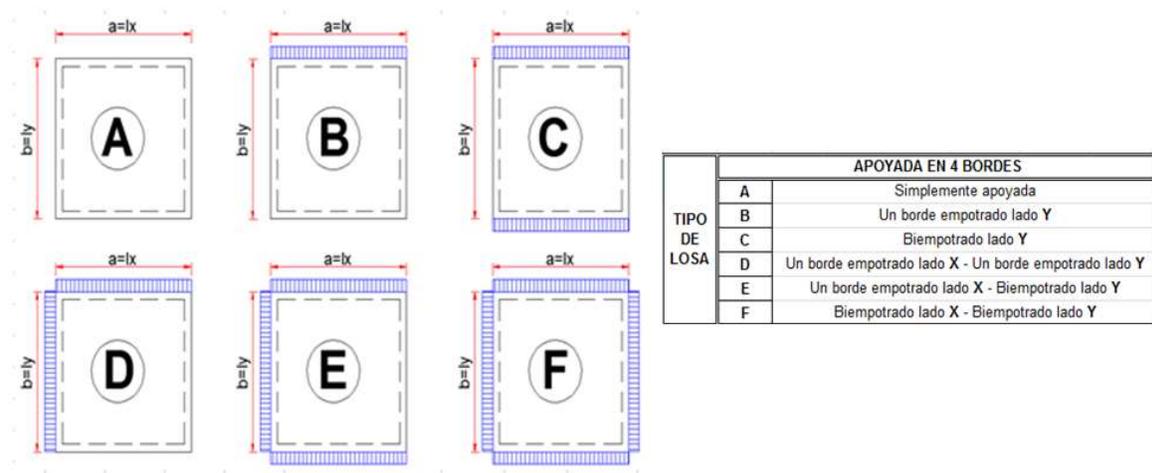


Figura 6.19 – Casos de continuidades en losas macizas en dos direcciones

A modo de ejemplo, y como se ha adoptado para el cálculo de las losas típicas vistas en la Figura 6.18, la losa central de 8mx5.20m, presenta continuidades con otras losas en sus cuatro bordes, por lo que se calcula con el código “F” de la imagen anterior. Las losas laterales de 4mx5,20m, no tienen continuidad en los bordes que apoyan sobre los muros de contención, pero si en sus otros tres bordes, por lo que se adopta el código “E” para determinar sus esfuerzos.

Las losas se calculan según el método elástico y para lo cual se utilizaran las tablas incluidas en el libro “Tablas para el cálculo de placas y vigas pared” de Richard Bares. Así, según la relación de luces (siempre entre 0,50 y 2,00) y las condiciones de vínculo, la planilla busca automáticamente los coeficientes correspondientes para calcular momentos de tramo y apoyo y los valores de corte en los apoyos. A partir de éstos se obtienen las armaduras necesarias y se hace la verificación al corte.

El cálculo de los esfuerzos se hace de manera similar al comentado en losas nervuradas en dos direcciones. En este caso los momentos solicitantes en tramos o apoyos, serán

$$M_i = C_i \cdot q \cdot L_i^2$$

Donde  $C_i$  es el coeficiente de tabla según el caso que corresponda; y  $L_i$  es la luz de cálculo correspondiente a la dirección analizada.

Por otro lado, al igual que el cálculo en vigas, se procede a la relajación de momentos negativos en apoyos. Se relaja en cada dirección, el momento de empotramiento y se aumenta por el valor relajado, el momento en el tramo.

La relajación es del 20%, por lo tanto en los apoyos el momento de continuidad final será

$$M_{xe} = 0,80 \cdot M_{xe}$$

Luego, en el tramo tenemos

$$M_{xt} = (1 - 0,80) \cdot M_{xe} + M_{xt}$$

La planilla tiene cargado un condicionante que verifica la situación de flexión en la que se encuentra la losa, es decir, analiza en que situación nos encontramos respecto a las deformaciones unitarias del acero  $\epsilon_s$ , de modo que trabaja siempre en las zonas controladas por tracción o en zonas de transición y da error cuando estamos en zonas controladas por compresión y en este caso se debe rediseñar.

En función de esto calcula un momento crítico dado por.

$$M_{crít} \left( \frac{t_{nm}}{m} \right) = 0,209 \cdot 100 \cdot h^2 (cm) \cdot f'_c$$

Y lo compara con el momento último, de modo que el último sea menor al crítico, es ese caso sigue con el cálculo de lo contrario se bloquea. En la fórmula anterior el valor de 0,209, representa el momento minorado reducido para el cual la deformación unitaria del acero se encuentra por encima del 2‰, valor que define el límite entre la zona de transición y la zona controlada por compresión.

Se adopta el mismo criterio de armadura mínima definida en losas macizas en una dirección, solo que en este caso las dos direcciones resisten los esfuerzos de flexión por lo que no hay una armadura secundaria o de repartición como en el primer caso sino que en ambas direcciones se debe cumplir que

$$\rho_{min} = \frac{A_s \text{ min}}{100 \cdot d} = 0,0018$$

Verificación del corte

La transmisión de cargas a los apoyos, es aproximadamente la que corresponde a la superficie del sector adyacente a dicho apoyo, estos sectores quedan definidos por lo que conocemos como líneas de rotura. La siguiente figura muestra las líneas de rotura teóricas de una losa simplemente apoyada en sus cuatro bordes.

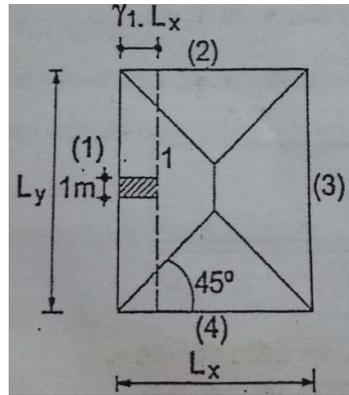


Figura 6.20 - Líneas de rotura de losa simplemente apoyada

El ángulo de las líneas de rotura con el apoyo es de  $45^\circ$  cuando la condición es simplemente apoyada, si se presentan apoyos continuos, estos ángulos varían a  $60^\circ$  según el caso, estas variaciones son tenidas en cuenta en los coeficientes obtenidos de tablas con los cuales se calculan los cortes de la siguiente manera.

$$V_{u1} = \gamma_1 \cdot L_x \cdot q_u$$

$$V_{u2} = \gamma_2 \cdot L_y \cdot q_u$$

$$V_{u3} = \gamma_3 \cdot L_x \cdot q_u$$

$$V_{u4} = \gamma_4 \cdot L_y \cdot q_u$$

Al igual que en losas macizas en una dirección y dado que en las losas macizas no se pueden colocar estribos para tomar el corte, el mismo debe ser tomado integralmente por el hormigón. Entonces, debe verificarse que

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_c, \text{ si toda la armadura llega al apoyo.}$$

$$V_u \leq \left(\frac{2}{3}\right) \phi_v \cdot V_c, \text{ si el 50\% de la armadura llega al apoyo.}$$

A modo de comentario y resumiendo los resultados de losas macizas, que se pueden ver en las planillas, se adoptaron espesores constantes para cada uno de los niveles del subsuelo, siendo de 15cm las losas macizas de sobre 2º subsuelo y de 18cm de espesor las del nivel sobre 1º subsuelo. La razón por la cual estas últimas son de mayor espesor, es porque las mismas deben resistir mayores magnitudes de cargas. Por otro lado podría pensarse que para un mismo nivel y con igualdad de cargas, las losas más chicas podrían ser más delgadas que las de mayores longitudes, pero se adoptaron todas del mismo espesor ya que se simplifica el proceso constructivo en lo que respecta a continuidad de armaduras y a que se mantiene un mismo nivel de fondo de encofrados para todas.

## 7 CONCLUSIONES

Para concluir con el informe, procederemos a repasar objetivos planteados al comenzar la práctica supervisada, en base a esto se obtienen las siguientes conclusiones.

En mi caso particular, y dado que llevo varios años trabajando en el estudio y con los mismos ingenieros, he pasado por cada una de las etapas del proceso en distintos proyectos, comenzando por tareas de dibujo y avanzando hasta desarrollar procedimientos de cálculo y trato directo con clientes. Bien vale mencionar que si bien la actividad de desarrollo de planos, queda mayormente delegada a dibujantes, nunca se deja de lado por completo, ya que son estos planos el producto final entregado y en la oficina se tiene como premisa lograr excelencia en dicha documentación, esta es una de las distinciones del estudio.

Se han adquirido nuevos conocimientos en lo que respecta a la utilización y comprensión de softwares computacionales, sin perder de vista que no debemos confiar ciegamente en los mismos, es aquí donde el criterio del profesional ha jugado un rol importante en base a conocer el comportamiento real de la estructura más allá de lo que arroje como resultado un programa que puede tener vicios ocultos o errores admisibles en la carga de datos.

Debemos remarcar que en todo momento se han aplicado los reglamentos de diseño estructurales, los mismos son un gran apoyo para este trabajo y nunca deben dejarse de lado.

Respecto a los objetivos laborales generales, se han conseguido con creces, ya que el desarrollo de este informe y de la practica supervisada en todos sus aspectos, me han permitido ampliar los rangos de conocimientos, generados a partir de indagar más profundamente en las planillas automatizadas de modo de entenderlas correctamente y así poder plasmar su funcionamiento sin omitir criterios o informaciones importantes.

Por otro lado, durante el desarrollo del informe me surgieron dudas u observaciones, las cuales fueron discutidas con los respectivos tutores (interno y externo), con los cuales siempre fluyó el diálogo y la buena comunicación. Ellos, por su parte, me permitieron expresar mis criterios respecto a distintos temas abordados, lo que realmente me pareció de mucha utilidad para poder valorar en qué posición me encuentro parado respecto a mis conocimiento en esta área de la profesión. Es aquí donde se pone de manifiesto la importancia de los conocimientos adquiridos en el cursado de las distintas materias referidas a las estructuras y su aplicación en todo momento.

Ha quedado claro que a un buen profesional, no solo lo hace sus conocimientos, sino también la forma en que los utiliza y la capacidad que debe tener para demostrarlos frente a clientes, que en algunos casos, no tienen una formación que les permita entender conceptos ingenieriles. Por este motivo concluimos en lo importante que son las relaciones cordiales y respetuosas con clientes que generalmente pertenecen al rubro de la construcción como arquitectos o técnicos, pero en muchos casos son particulares a los cuales debe dárseles el mismo tratamiento sin distinción.

En lo que refiere al proyecto desarrollado, el trato directo con arquitectos de la empresa constructora, encargados del proyecto, ha sido de suma importancia. Dicha empresa posee una gran dinámica de trabajo, por lo que la comunicación fue muy fluida respecto a requerimientos solicitados y que debían resolverse sobre la marcha, como lo ocurrido con el

montaje de la grúa adyacente al edificio, por estos motivos se logró desarrollar una sinergia de trabajo entre su área técnica y el estudio, que permitió resolver de forma efectiva todo tipo de eventuales solicitudes.

Durante el proceso desarrollado, ha quedado en evidencia lo importante que fue realizar un buen planteo estructural inicial, así como el correcto predimensionado de los elementos. Lo cual se logra en base a la experiencia en obras de este tipo y a entender conceptualmente el comportamiento de la estructura. Esto provocó que en gran medida no surgieran incongruencias, ni la necesidad de realizar grandes cambios cuando se dimensionaron los distintos elementos y durante todo el proceso.

Por otro lado, para poder lograr el proyecto, fue necesario trabajar de manera ordenada y prolija, sabiendo lo que se está haciendo y como se realiza. Esto fue importante ya que al momento de realizar los controles finales, el encargado de dicha tarea debió conocer todo el proceso, de modo de saber de dónde salen los valores que se están controlando. Razón por la cual fue muy útil la gestión de los procesos, la cual se deja plasmada todo el tiempo en planillas personales de desarrollos de tareas y seguimiento del proyecto.

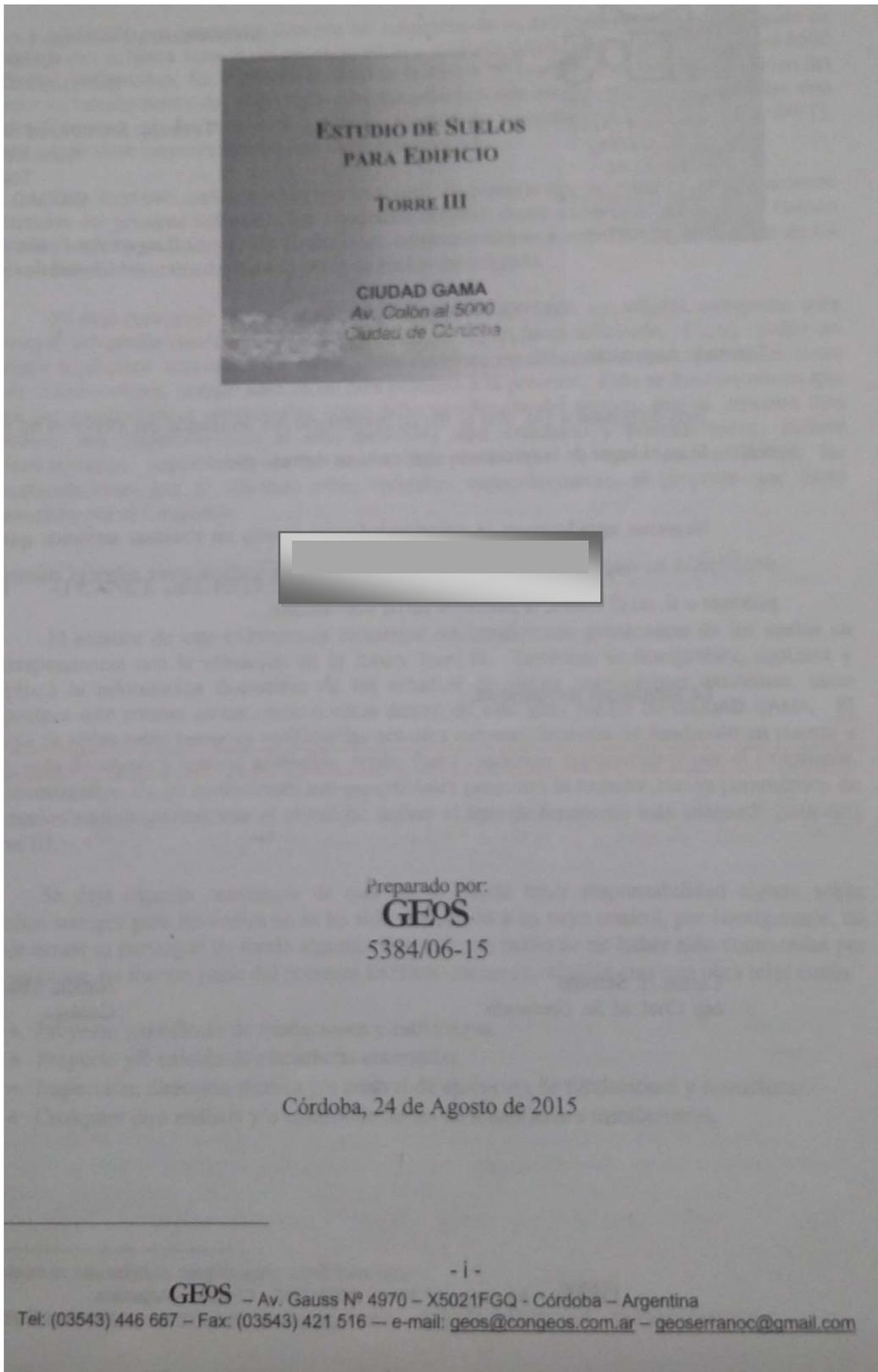
Creo conveniente, destacar la muy buena experiencia que ha sido la realización de la práctica supervisada, por medio de la cual pude reforzar conocimientos previos y adquirir muchos más en cuanto al cálculo de una estructura. Además rescato las relaciones y el trato con los demás empleados y la buena predisposición de las personas con las que compartí esta etapa, a las cuales les debo mis agradecimientos.

## 8 BIBLIOGRAFÍA

- 1- *Reglamento CIRSOC 101 – “Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras” – Julio 2005*
- 2- *Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – “Reglamento argentino para construcciones sismo resistentes” – PARTE 1 Construcciones en general – Julio 2005*
- 3- *Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – “Norma argentina para construcciones sismo resistentes” – PARTE 1 Construcciones en general – Agosto 1991*
- 4- *Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – “Reglamento argentino para construcciones sismo resistentes” – PARTE 2 Construcciones de hormigón armado – Julio 2005*
- 5- *Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – “Reglamento argentino para construcciones sismo resistentes” – PARTE 2 Construcciones de hormigón armado – Agosto 1991*
- 6- *Reglamento CIRSOC 201 – “Reglamento argentino de estructuras de hormigón” – Julio 2005*
- 7- *Apunte: ANALISIS MODAL ESPECTRAL - Sr. HORACIO GASTÓN RÍOS CORTÉS - “PERFIL BÍO-SÍSMICO DE EDIFICIOS REPRESENTATIVOS DE LA CONSTRUCCIÓN EN ALTURA DE LA CIUDAD DE ANTOFAGASTA”.*
- 8- *Revista científica GEOTECNIA 220 – DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS – “ÓRGANO OFICIAL DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA”.*
- 9- *Apunte de cátedra GEOTECNIA III - Tomos 1 y 2 Teórico y práctico – FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y NATURALES, UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA”.*
- 10- *Cuaderno 220 – “DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN Y HORMIGÓN ARMADO” – IRAM (de la Comisión Alemana para el Estudio del Hormigón Armado).*
- 11- *Apunte teórico práctico CATEDRA HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO – Departamento de estructuras - Facultad de ciencias exactas, físicas y naturales – Universidad Nacional de Córdoba – 8va edición, abril de 1998.*
- 12- *Apuntes del curso de HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO - Departamento de estructuras - Facultad de ciencias exactas, físicas y naturales – Universidad Nacional de Córdoba – 2da edición, octubre de 2008.*
- 13- *Notas de clase “DISEÑO SISMORESISTENTE DE VIGAS” – Cátedra de diseño de estructuras de hormigón armado y pretensado – Facultad de ciencias exactas, físicas y naturales – Universidad Nacional de Córdoba.*

## 9 ANEXOS

### 9.1 Estudio de suelo



## 1.0 INTRODUCCIÓN

Este informe geotécnico presenta los resultados de un ESTUDIO DE SUELOS<sup>1</sup> realizado en relación con la futura Torre III del proyecto edificio [REDACTED], situado en Av. Colón al 5000 (Ciudad de Córdoba). En la imagen satelital de la Figura N° 1, adjunta, se indica la ubicación del sector en estudio dentro del gran predio correspondiente a este megaproyecto. En particular, esta Torre III contará con dos niveles de subsuelo, planta baja y veinticuatro pisos [2SS+PB+24PT], desconociéndose mayores detalles acerca de este proyecto.

Este ESTUDIO está integrado por una serie de trabajos que se resumen en los distintos apartados del presente informe. Sus resultados servirán como importante antecedente técnico para el proyecto y cálculo de las fundaciones correspondientes a esta Torre III, en función de las características determinadas para el perfil de suelos investigado.

Se deja constancia que los resultados del presente ESTUDIO son válidos, solamente, para el sector del predio correspondiente a la TORRE III, según fuera solicitado. De no mediar un criterio geotécnico adecuado, sus datos y conclusiones no deberían hacerse extensivos hacia otras construcciones, aunque sean en un área próxima a la presente. Esto se fundamenta en que tanto las características superficiales como sub-superficiales del terreno, que se exponen más adelante, son exclusivas para el sitio particular aquí estudiado y podrían variar, incluso sustancialmente, según cuál sea el sector del predio que se considere. Además, las recomendaciones que se efectúan están referidas, específicamente, al proyecto que fuera comentado por el Comitente.

## 2.0 ALCANCE DEL ESTUDIO

El alcance de este ESTUDIO es investigar las condiciones geotécnicas de los suelos en correspondencia con la ubicación de la futura Torre III. También, se interpretará, analizará y ampliará la información disponible de los estudios de suelos antecedentes existentes, tanto respecto a este mismo sector como a otros dentro de este gran predio de CIUDAD GAMA. El objeto de todas estas tareas es verificar las actuales recomendaciones de fundación en cuanto a tipo, cota de apoyo y tensión admisible, según fuera requerido expresamente por el Comitente. La investigación de las condiciones sub-superficiales permitirá la caracterización paramétrica de los suelos aquí existentes, con el objeto de definir el tipo de fundación más adecuado para esta Torre III.

Se deja expresa constancia de que no se puede tener responsabilidad alguna sobre aquellos trabajos para los cuáles no se ha sido contratado y en cuyo control, por consiguiente, no puede actuar ni participar de modo alguno. Por ende, en razón de no haber sido contratadas por el Comitente, no forman parte del presente ESTUDIO tareas en relación con esta obra tales como:

- Proyecto y/o cálculo de fundaciones y estructuras.
- Proyecto y/o cálculo de estructuras enterradas.
- Inspección, dirección técnica y/o control de ejecución de fundaciones y estructuras.
- Cualquier otro análisis y/o control de tareas de albañilería e instalaciones.

<sup>1</sup> De ahora en más referido, simplemente, como ESTUDIO.

GEPS

Será responsabilidad de los profesionales a cargo del proyecto, cálculo, dirección técnica y construcción de esta obra, la correcta y adecuada interpretación e implementación de lo que se expone y recomienda en el presente informe.

### 3.0 ANTECEDENTES

El Comitente facilitó un plano indicando la impronta de la futura Torre III junto con la ubicación en planta de dos de los sondeos realizados y sus cotas de boca de sondeo. Además, facilitó una serie de estudios de suelos antecedentes, realizados en relación con esta misma Torre III, cuya información fue analizada y contrastada con la obtenida en ocasión del presente ESTUDIO. Por razones de brevedad, de los antes referidos antecedentes se recogen, en el **Anexo 0**, los perfiles estratigráficos de aquellos sondeos que fueron ejecutados en correspondencia con esta Torre III.

En aras de ordenar los informes de estudios de suelos antecedentes, a continuación, se incluyen sus títulos, fechas y autores:

- “Estudio de suelos para fundaciones”, [REDACTED], 03/Abril/2012, Geol. Manuel Roberto Suárez.
- “Estudio de suelos para fundaciones”, [REDACTED], [REDACTED], 14/Enero/2014, ARRT Ingenieros Consultores.

Además, se cuenta con el estudio de suelos realizado en relación con la Torre I de este mismo megaproyecto:

- “Estudio de suelos para Edificio”, [REDACTED] S.A., 24/Junio/2013, GEPS

En cuanto al perfil litológico regional existente en esta zona de la Ciudad de Córdoba sobre la margen derecha del Río Suquia, el mismo es bien conocido por GEPS debido a la experiencia adquirida en numerosos estudios geotécnicos ejecutados en sectores próximos, con perfiles de suelos de semejante formación geológica al aquí considerado, en cuanto a tipo de suelos, aunque no con los mismos detalles de espesores y profundidades. Estas importantes fuentes de información, extraídas de la base de datos disponible, han sido empleadas para su contraste con los resultados obtenidos en ocasión del presente ESTUDIO.

### 4.0 TRABAJOS DE CAMPO: SONDEOS DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Los trabajos de campo incluyeron la realización de tres (3) sondeos de exploración geotécnica in situ, que fueron ubicados en correspondencia con la planta de la futura Torre III. Los mismos fueron ejecutados bajo la supervisión directa y permanente de un ingeniero y de un técnico con experiencia en este tipo de tareas.

Su ubicación se aprecia en la planta de la Figura N° 2, donde se indican sus cotas de boca referidas al sistema planialtimétrico utilizado por el Comitente (Ver **Anexo 0**). Esto ha permitido comparar los perfiles estratigráficos realizados en ocasión del presente estudio con los perfiles propios de los antecedentes antes referidos. Los perfiles estratigráficos correspondientes

GD'S

3

a estos sondeos se adjuntan en el **Anexo I**, siendo sus denominaciones y características distintivas las que se resumen en lo que sigue:

- o **H-1**: Cota de boca de sondeo +476,0m; comienza con sondeo mecánico con barrenos helicoidal para extraer muestras de suelos sub-superficiales; continúa con sondeo de penetración dinámica continua del cono normalizado, incluyendo ensayos tipo SPT<sup>2</sup>, con extracción de muestras de suelos a distintas profundidades (Ver foto 1).
- o **H-2**: Cota de boca de sondeo +476,0m; sondeo de penetración dinámica continua del cono normalizado, para la determinación de la resistencia la corte de los mantos atravesados (Ver foto 2).
- o **H-3**: Cota de boca +476,1m; sondeo de penetración dinámica continua del cono normalizado, para la determinación de la resistencia la corte de los mantos atravesados (Ver foto 3).

Todos los detalles de lo observado y explorado en este sitio fueron tenidos en cuenta a la hora de analizar e interpretar los resultados y realizar las recomendaciones que se incluyen más adelante.

## 5.0 TRABAJOS DE LABORATORIO

Con las muestras de suelos obtenidas durante los trabajos de campo, se realizaron las determinaciones y los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos correspondientes, para lograr su caracterización, a saber:

- Identificación macroscópica
- Contenido de humedad
- Contenido de materia orgánica
- Pasante tamiz N° 200 por vía húmeda
- Clasificación de suelos según el S.U.C.S.<sup>3</sup>

Algunos de los resultados de estos ensayos de laboratorio se incluyen en las planillas de laboratorio del **Anexo II**, al final.

## 6.0 CONDICIONES SUB-SUPERFICIALES

### 6.1 PERFIL DE SUELOS

En virtud de los antecedentes disponibles acerca de esta zona (Ver apartado 3.0), de la información recabada durante este ESTUDIO (atendiendo al detalle de los apartados anteriores) y de su correspondiente interpretación, a continuación, se define un perfil de suelos dominante para este sitio particular, correspondiente a la Torre III:

<sup>2</sup> Standard Penetration Test, según Karl Terzaghi.

<sup>3</sup> Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

GEPS

**Estrato I** [Desde NTA<sup>4</sup> (hacia cota +476,0m) hasta ~4,0m a ~5,0m de profundidad (hacia cotas +472,0m a +471,0m)]:

Relleno artificial constitutivo del terraplén construido con limo con algo de arena; color castaño claro; el número de golpes "N", equivalente del SPT, oscila en general entre 10 y 15 golpes, con picos aleatorios que superan los 15 golpes; compacidad media, indicando que este terraplén fue construido con suelos de este lugar que fueron compactados al momento de su puesta en obra; todo este estrato será removido por la excavación necesaria para los subsuelos proyectados.

**Estrato II** [Desde ~4,0m a ~5,0m de profundidad (hacia cotas +472,0m a +471,0m) hasta ~11,0m de profundidad (hacia cota +465,0m)]:

Suelo natural del lugar constituido por limo con gránulos dispersos levemente cementados mezclado con algo de arena; color castaño claro; baja plasticidad; N oscila, en general, en menos de 10 golpes; presencia de capas aleatorias que con N hasta más de 20 golpes; compacidad general suelta; potencialmente colapsable ante un aumento en su contenido de humedad.

**Estrato III** [Desde ~11,0m de profundidad (hacia cota +465,0m) hasta ~16,0m de profundidad (hacia cota +460,0m)]:

Limo cementado con algo de arena y gránulos de limo cementado (tosca) dispersos por capas de posición aleatoria; color castaño claro; baja plasticidad; N oscila aleatoriamente entre 20 golpes y picos que superan 50 golpes; compacidad general media a densa.

**Estrato IV** [Por debajo de ~16,0m de profundidad (hacia cota +460,0m)]:

Limo fuertemente cementado con algo de arena y gránulos de tosca; color castaño claro; textura áspera; N aumenta marcadamente con respecto al estrato suprayacente debido a un mayor grado de cementación del limo; N alcanza valores por encima de 60 a 80 golpes (~rechazo); compacidad densa a muy densa sostenida; estrato apto como manto de apoyo de fundación indirecta.

Se destaca que el tipo de suelo de este perfil principalmente limoso es bastante similar, en su composición, siendo su principal diferencia su compacidad debido a la cementación del limo al ir pasando de un estrato a otro, en profundidad.

## 6.2 AGUA SUBTERRÁNEA

Respecto de la presencia de agua en el perfil de suelos, el NF se encontraría hacia los ~19,0m de profundidad (cota +457,0m), aproximadamente, pudiendo oscilar con el tiempo según se modifiquen las condiciones hidrogeológicas del sector. Respecto de investigar sus posibles oscilaciones estacionales, si las hubiere, caben los comentarios del siguiente párrafo.

La determinación del NF requiere, en sí misma, de una serie de métodos, tiempos y procedimientos que escapan al alcance del presente trabajo. A este respecto conviene mencionar que para determinar el NF hay métodos directos (sondeos y pozos) e indirectos (técnicas geofísicas: métodos magnéticos, eléctricos, sísmico, gravimétrico, radiactivo,...). Respecto de los primeros es muy importante resaltar que las condiciones de ejecución de los sondeos influyen "notablemente" en la determinación cierta y precisa del NF. Así, lo ideal sería que los sondeos se realizaran en seco. Pero, esto, a veces, es inviable porque para atravesar muchas formaciones debe emplearse lodos para poder llevar a cabo la perforación lo que, evidentemente, va en contra

<sup>4</sup> "Nivel de Terreno Actual" (NTA) que es diferente del "Nivel de Terreno Natural" (NTN) debido a que en este sitio se construyó un importante terraplén para generar una plataforma horizontal de trabajo. Así, se tiene que la cota de esta plataforma supera los niveles del terreno natural propio de este lugar, es decir, "NTA > NTN".

de la condición antes requerida. Además, después de determinar la posición del NF es conveniente repetir las medidas cada 12, 24 y 48 horas con el fin de observar la evolución del NF en el subsuelo para lo cual se torna necesario que el sondeo quede limpio tras la perforación. Asimismo, estas observaciones se deben realizar incluso en el caso de que no aparezca agua durante la perforación. Todo lo anterior implicaría realizar tareas de entubado del pozo, para mantenerlo estable después del lavado de los lodos de perforación, además de permanecer en el sitio y dedicar un tiempo más prolongado de lecturas para cada estudio. Estas tareas y tiempos de ninguna manera se compatibilizan con los plazos del Comitente ni con el vínculo contractual asumido.

## 7.0 CONCLUSIONES

- En base a los sondeos indicados en los estudios de suelos antecedentes y atendiendo a los que fueron realizados en ocasión del presente ESTUDIO, el perfil de suelos de este lugar es bastante homogéneo en composición y variable en lo que hace a su grado de cementación, el cuál va aumentando conforme se va profundizando en el mismo.
- Los estratos alumbrados por debajo de ~11,0m de profundidad (ya en suelo natural de este sitio, no en el terraplén superior), presentan una adecuada compacidad que va creciendo conforme lo hace la profundidad, hasta alcanzar una compacidad muy densa hacia los ~16,0m<sup>5</sup> que se mantiene en forma sostenida conforme aumenta la profundidad.
- Al contrastar lo encontrado en este sitio con lo descrito en el estudio de suelos antecedente del Geol. Suárez, se advierten distintos aspectos a destacar: 1) Diferencias entre sus sondeos y los actuales en cuanto a la compacidad de los diferentes estratos alumbrados; 2) Por lo dicho en (1), no se coincide con la profundidad de apoyo dada por el Geol. Suárez (35,0m de profundidad) para esta Torre III; 3) Extrañamente, sus sondeos, en correspondencia con la impronta de la Torre III, no alcanzan la profundidad definida como apoyo de fundación, ya que en su sondeo S2, alcanza 13,0m de profundidad porque fue interrumpido debido a la elevada compacidad según aclara en su perfil estratigráfico (Adjunto en el Anexo 0) mientras que, en su sondeo S7, alcanza los 32,0m de profundidad, que es claramente menor que los 35,0m de profundidad que recomienda.
- En cuanto al estudio de suelos antecedente realizado por ARRT, con el presente informe se complementa y amplía lo allí desarrollado. En efecto, con el actual ESTUDIO se han determinado coincidencias con aquél en cuanto a la definición del perfil de suelos y la compacidad de los estratos alumbrados por los sondeos y, también, en cuanto a la profundidad de apoyo definida para esta Torre III.
- Los sondeos actuales presentan mayores números de golpes que los sondeos del estudio antecedente del Geol. Suárez y similares a los de los sondeos del estudio antecedente de ARRT, para profundidades comparables. Es atento a ello que las tensiones admisibles que se recomiendan más abajo son mayores que las recomendadas en el estudio del Geol. Suárez y ligeramente mayores que las definidas por el estudio de ARRT, para similares rangos de profundidad.

<sup>5</sup> Donde se detecta un elevado contenido de gránulos de tosca que evidencia la fuerte cementación del limo.

GEOS

## 8.0 RECOMENDACIONES PARTICULARES

### 8.1 FUNDACIÓN INDIRECTA (PROFUNDA)

Teniendo en cuenta la investigación realizada en esta oportunidad, los sondeos realizados en los estudios de suelos antecedentes y atendiendo a que se realizarán dos niveles de subsuelos; se considera viable optar por un sistema de fundación indirecta, apoyando en el estrato IV, por debajo de  $\sim > 16,0\text{m}$  de profundidad (cota +460,0m), a contar respecto del nivel de boca de los sondeos realizados en ocasión del presente ESTUDIO, garantizando siempre el alumbramiento del **estrato IV** (descrito en el sub-apartado 6.1). Esta profundidad de fundación está considerada para los sectores que fueron sondeados y podría diferir según se aleje de tales posiciones por lo que se recomienda no hacer extensivo dichas recomendaciones de profundidades para otros sectores y otras construcciones de este proyecto, ya que podría variar en forma notable dentro de este gran predio. Así, la propia variación del perfil de suelos, debido a la geología, podría hacer que la profundidad recomendada arriba cambie, de un sitio a otro, y no necesariamente sea idéntica a las que reflejen todos los futuros pilotes.

Esta fundación se podrá materializar mediante pilotes excavados y hormigonados *in situ*. La excavación será mecánica con suma precaución, asegurando su franca penetración en el manto recomendado sin descomprimir las paredes de ningún pozo.

En el caso de realizar ensanches por la punta de estos pilotes (campanas) se tomarán todas las medidas de seguridad que la buena práctica de la construcción demande en aras de evitar cualquier derrumbe. Atento a ello, se recomienda no ir más allá de la siguiente relación entre los diámetros de campana y fuste:

$$\phi_{\text{campana}} \leq 1,6 \cdot \phi_{\text{fuste}}$$

Además, para un correcto proceder, se formulan las siguientes observaciones de importancia:

- Asegurar la limpieza del fondo de todos los pozos para pilotes a los fines de eliminar todo material suelto que resulte compresible, para evitar asentamientos inmediatos no deseados. A este respecto, se recomienda utilizar un diámetro que permita garantizar la limpieza del fondo de cada pozo.
- Asegurar que el suelo de apoyo sea el correspondiente al estrato IV y no guiarse, solamente, por la cota o profundidad recomendada que podría ser precisa para algunas zonas del sector e imprecisa para otras. En otras palabras, se deberá buscar el suelo indicado, más que una profundidad cierta.
- Se excavará mecánicamente, con todas las medidas de seguridad que son pertinentes a esta actividad, asegurando que no quede material suelto o relleno de la propia excavación en el fondo de cada pozo antes de bajar la armadura y de colar el hormigón. La excavación deberá proceder hasta garantizar una penetración mínima de 0,2m dentro del manto de fundación antes indicado.
- El manto de apoyo se deberá encontrar en estado inalterado (virgen) sin manifestar signos de actividad antrópica anterior (escombrera, vaciadero de residuos,...).
- Los pilotes, excavados y llenados *in situ*, tendrán distintas capacidades de carga (Carga de Servicio, Qs) con arreglo al diámetro escogido.

GBS

7

- Las fundaciones serán de hormigón armado, empleando para todos los cálculos un acero de calidad mínima garantizada (BSt 42/50 y  $\epsilon_{es} = 2,0\%$ ) así como un hormigón de calidad mínima certificada tipo H-21.
- Los cabezales de los pilotes se unirán mediante vigas de encadenado ("porta-muro" y/o riostras) con arreglo a cuál sea la disposición de la estructura a fundar y el criterio del Calculista. A este respecto, y a falta de un cálculo más detallado, que escapa al alcance del presente informe, para dicha "viga" se recomienda trabajar sobre la base de los siguientes postulados mínimos:
  - Las armaduras deberán apoyar sobre separadores para así garantizar su correcto recubrimiento por el lado inferior, fundamentalmente.
  - Si bien no se considerará en el cálculo la reacción del suelo de apoyo, el mismo será compactado previamente y si se encontrara suelo flojo o húmedo deberá retirarse y reemplazarse por suelo compactado.
  - No se deberá exponer la superficie excavada a la acción de lluvias o cambios extremos de temperatura.
- Todo relleno estructural o no estructural que se lleve a cabo deberá realizarse teniendo en cuenta lo que se recomienda más abajo en el apartado 9.0, de mas abajo.
- Respecto de la reacción a fuerzas laterales del suelo de fundación y/o su capacidad de absorción de momentos inducidos ó aplicados por la estructura suprayacente, se descartará toda colaboración del suelo existente hasta una profundidad igual a "2 diámetros de pilote", como mínimo.
- El control y/o inspección de la ejecución de la fundación será realizado por personal idóneo, independiente y conocido por el director técnico de la obra.
- Para el cálculo de los pilotes se adoptarán los parámetros del Cuadro I, siguiente: ✓

Cuadro I- Parametros de calculo para fundación profunda

Estrato	Profundidad z [m]	Peso unitario total $\gamma_{sh}$ [Ton/m <sup>3</sup> ]	Angulo de fricción $\phi$ [grados]	Tensión Punta Admisible <sup>(B)</sup> $\sigma_{Padm}$ [Ton/m <sup>2</sup> ]	Tensión Lateral Admisible <sup>(A)</sup> $\sigma_{Ladm}$ [Ton/m <sup>2</sup> ]
I <sup>(B)</sup>	NT hasta ~4,0 a ~5,0	1,70	20	***	***
II	~>4,0 a ~5,0 hasta ~11,0	1,65	16	***	1,0
III	~>11,0 hasta ~14,0	1,70	24	***	2,0 /
	~>14,0 hasta ~16,0	1,75	26	***	3,0 /
IV <sup>(C)</sup>	~>16,0 hasta ~18,0	1,80	35	95	3,5 /
	~>18,0	1,80	35	100	3,5 /

<sup>(A)</sup> Considerar la resistencia friccional a partir de una profundidad  $\geq 3$  diámetros de fuste pilote.

GEoS

- (B) Preparar en forma adecuada a la cubierta superficial (terraplén) como material de apoyo para los contrapisos de PB, donde corresponda.
- (C) Manto competente para fundar por debajo de >16,0m de profundidad, sobre la base de su alumbramiento fehaciente.
- (D) Por razones dinámicas, se podrán aumentar las tensiones según lo establecen los lineamientos del Capítulo 17, artículo 17.5.2, del ICIRSOC 103.

## 8.2 EMPUJE ESTÁTICO DE SUELOS

Considerando el empuje de suelos sobre un muro de retención con efecto de cedencia (manifestado por un simple movimiento de traslación ó, más frecuentemente, por una rotación respecto a su base) sería apropiado utilizar un diagrama de empujes triangular que siga la siguiente ley de variación:

$$\sigma_a = K_a \gamma z \quad (1)$$

Siendo:

$\sigma_a$  = presión lateral

$K_a = \tan^2 (45 - \phi / 2)$ ; con  $\phi$  según valores dados en el Cuadro I, anterior

$\gamma$  = peso unitario del suelo (adoptar un valor medio " $\gamma_m = 1,70 \text{ Ton/m}^3$ ")

$z$  = profundidad de cálculo

A modo de ejemplo, considerando un solo tipo de suelo actuando sobre el trasdós del muro, su empuje por unidad de longitud de muro irá aplicado a 1/3 de su altura, a medir desde el pie del muro, y será igual a:

$$E_T = 0,5 \cdot K_a \gamma H^2 \quad (2)$$

Siendo:

$H$  = altura del muro

Además, en el caso de existir, se considerará a la sobrecarga actuante " $q$ ", sobre el trasdós del muro, que será un término más de la expresión final de empuje bajo la forma:

$$\sigma_a = K_a q \quad (3)$$

Transformando la expresión (2) en la que sigue:

$$E_T = (q + 0,5 \cdot \gamma H) \cdot K_a \cdot H \quad (4)$$

## 8.3 EMPUJE DINÁMICO DE SUELOS

A partir de un análisis simplificado del criterio dado por *Mononabe (Earthquake -proof construction of masonry dams, 1929)* y *Okabe (General theory of earth pressure, 1926)*, el incremento de esfuerzo total de empuje debido a la acción sísmica vendrá dado por la expresión:

$$\Delta E_{AS} = E_{AS} - E_T \quad (5)$$

GB'S

9

Siendo:

$\Delta E_{AS}$  = incremento de empuje total debido a la acción sísmica, con punto de aplicación a "0,6 H" medido desde el pie del muro

$E_{AS}$  = empuje total dinámico, dado más adelante en (6)

$E_T$  = empuje total estático, dado más arriba en (2) ó en (4)

El valor de  $E_{AS}$  se podrá calcular, de acuerdo con el citado criterio, mediante la siguiente expresión:

$$E_{AS} = 0,5 \cdot K_{AE} (1-k_v) \cdot \gamma H^2 \quad (6)$$

Que en forma simplificada, para esta zona sísmica y tipo de suelo, será:

$$E_{AS} = 0,7 \cdot K_a \cdot \gamma H^2 \quad (7)$$

#### 8.4 EXCAVACIONES

Para la construcción de los dos niveles de subsuelo para esta Torre III, será necesario realizar una gran excavación a cielo abierto por debajo del NT, cubriendo a toda su área de implante. La pendiente de las paredes de excavación será a talud ligeramente sub-vertical (H:V=1:4) siempre y cuando la excavabilidad así lo permita<sup>6</sup>. De lo contrario, se tenderá el talud hasta lograr una pendiente estable, lo cual será factible de realizar ya que se trabajará en un gran grado y sin edificaciones colindantes que podrían verse afectadas. Se destaca que los estratos I y II, que serán los afectados por la excavación, si bien serán estables para realizar taludes empinados, lo serán en el corto plazo (durante construcción).

Además, al tratarse de un talud de excavación que contará con una altura apreciable (~6,0m), se recomienda realizar un corte a media ladera con ejecución de una berma cuyo ancho mínimo será de 0,5m. Ésta tendrá la finalidad de aumentar la seguridad de la estabilidad global del talud al lograr la disminución de su pendiente media y, adicionalmente, evitará que el suelo ó algún elemento que se desprenda de la parte superior del talud no caiga hacia el fondo de la excavación sino que quede retenido en la berma.

Para el caso de que sea necesario recurrir a entibados, se recomienda emplear el criterio dado en *Soil Mechanics in Engineering Practice (Terzaghi y Peck, 1967)*, con un diagrama uniforme de presiones unitarias, de tipo rectangular, despreciando la cohesión existente en el estrato III, considerando la siguiente expresión:

$$p = 0,65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (8)$$

Lo que da un empuje total horizontal " $E_h$ ", aplicado a mitad de altura del entibado, que viene dado por la siguiente expresión:

$$E_h = p \cdot H \quad (9)$$

<sup>6</sup> Atendiendo a la experiencia adquirida al excavar en este tipo de suelos, será posible excavar a un talud bastante empinado, pudiendo variar estas condiciones de estabilidad para otros lugares no explorados del presente sector.

GEOS

Siendo:

H = altura del entibado

## 9.0 RECOMENDACIONES GENERALES

Las principales recomendaciones generales a considerar se enumeran a continuación:

1. Evitar el aumento del contenido de humedad de los estratos superficiales del perfil de suelos alumbrado. Esto se conseguirá mediante un adecuado drenaje superficial y la estanqueidad en los conductos pluviales, agua corriente, cloacales y todo otro que transporte agua o líquidos, ya que los estratos superiores son potencialmente colapsables ante un aumento en el contenido de humedad.
2. Al no presentar características expansivas, los suelos producto de la excavación de los cimientos, una vez eliminado todo residuo orgánicos y/o antrópico, podrán utilizarse como suelos de relleno de las zanjas para cañerías o incluso para terraplenar. Esta operación exigirá un compactado enérgico en capas individuales de espesor inferior a 0,2m (ver detalles, a continuación).
3. Todo *relleno artificial no estructural y estructural*, será Controlado, Compactado y Ensayado (CCE). Por *relleno artificial no estructural* se entiende aquel que soportará cargas de poca importancia como jardines, canchales, ... Por *relleno artificial estructural* se entiende aquel donde apoyarán fundaciones como zapatas, plateas, calles, terraplenes, contrapisos y todo otro elemento que transmita carga de importancia al suelo de fundación propiamente dicho.
4. Todo material para *relleno* CCE (a no ser que se recomiende otro material) deberá reunir los requerimientos de graduación y de material, "SP", "SW", "ML", o "SM" como lo define el Sistema de Clasificación Unificada (*Unified Soil Classification System*). El suelo existente, descartando la cubierta superficial, podrá usarse como parte del relleno, tomando la precaución de ajustar tanto el contenido de humedad como la densidad seca máxima, de acuerdo con el ensayo Proctor Modificado (ASTM D 1557) para su correcta compactación.
5. Compactar todo *relleno no estructural* CCE al menos al 90% de la densidad seca máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado y todo *relleno estructural* CCE al menos al 95% de la densidad seca máxima de Proctor Modificado.
6. Colocar todo el relleno CCE en capas sueltas uniformes y sucesivas y con un espesor que permita obtener la densidad especificada con el equipo de compactación a ser usado. En ningún caso el relleno suelto deberá exceder un espesor de 0,2m, cuando se use equipo pesado, o de 0,1m, para compactadores manuales.
7. Convendría mantener la humedad natural de los suelos expuestos durante la excavación, tan próximos a su valor original como sea posible. Evitar su excesivo secado o humedecimiento, según corresponda a su estado natural de humedad. Colar el hormigón dentro de la excavación tan pronto como efectuada la limpieza de la misma, su inspección y su aprobación.
8. Dirigir toda agua superficial fuera de la zona de trabajo para evitar el humedecimiento de las áreas próximas a la edificación y minimizar la erosión de las zonas de apoyo o carga de la futura estructura. Remover todo suelo humedecido y/o suelto inmediatamente antes de rellenar o de verter el hormigón para las fundaciones.
9. Todo trabajo de movimiento, excavación y compactación de suelo, así como las operaciones de construcción de fundaciones deberían ser controlados por un inspector calificado, con experiencia en ingeniería geotécnica, ya sea el Comitente o un representante suyo. No permitir que la eventual auto inspección del Constructor sea el único método de control.

Todas estas actividades son importantes para este proyecto, dado que las condiciones geotécnicas sub-superficiales podrían variar sustancialmente al cambiar el estado natural de los suelos, con graves consecuencias para las construcciones proyectadas. La Dirección de Obra será la encargada de verificar y controlar adecuadamente todas las tareas que se hagan para materializar lo aquí recomendado en cuanto a cota y estrato de apoyo. Esta importante observación va en la misma línea de otra que es muy común en el ámbito de la geotecnia:

*"...un estudio de suelos, por razonable que sea, si es mal interpretado y/o aplicado conducirá a una obra mal ejecutada, con graves e impredecibles consecuencias futuras..."*

Por lo tanto, es tan importante el estudio de suelos como su interpretación e implementación en obra.

Todo lo arriba indicado cubriría las más importantes consideraciones para orientar el proyecto de fundación para esta Torre III pero no pretenden agotar todos los aspectos a considerar. Es por ello que se está disponible para evacuar cualquier duda durante la ejecución de estas fundaciones y/o interpretación de estas recomendaciones ó de cualquier parte del presente informe.

## 10.0 LIMITACIONES

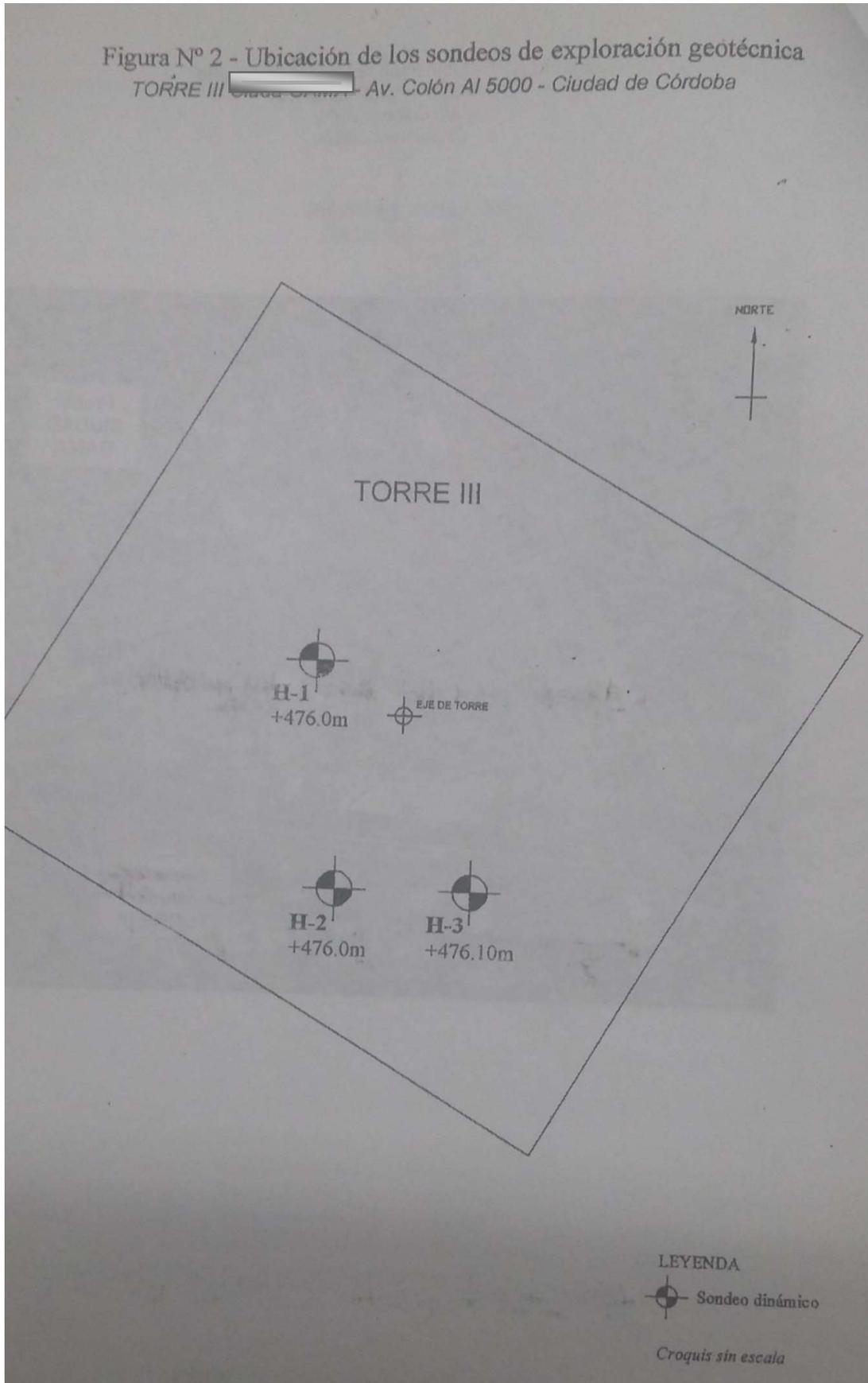
Este informe ha sido preparado para su aplicación exclusiva al sector del predio donde se construirá la Torre III, del proyecto edilicio CIUDAD GAMA, situado en Av. Colón al 5000 (Ciudad de Córdoba).

Para las conclusiones y recomendaciones se han empleado estándares admitidos dentro de la ingeniería geotécnica. Ninguna otra garantía es expresada ni inferida. Aquéllas están basadas en la información del proyecto provista por el Comitente, la obtenida mediante las exploraciones geotécnicas, previamente descritas, y nuestra experiencia al respecto. Además, lo encontrado en este ESTUDIO no refleja variaciones en las condiciones sub-superficiales y/o profundas, posibles de existir en zonas no exploradas del sitio estudiado. Estas variaciones podrían ser debidas a cambios naturales, inherentes a las condiciones sub-superficiales y/o profundas que sean propias de esta zona, ó a antiguas actividades de construcción. Si tales condiciones llegasen a ser evidentes durante la obra, será necesario revisar estas recomendaciones a la luz de las nuevas condiciones que surjan.

Si se realizan cambios importantes en el proyecto, estas recomendaciones no debieran considerarse válidas. Una nueva evaluación de la situación permitiría modificar y/o verificar estas recomendaciones para referirlas a la nueva condición. De ser así, se requeriría revisar el proyecto de fundación, la planialtimetría proyectada y las especificaciones técnicas correspondientes. Solo una revisión semejante permitiría comprobar la consistencia ó no de lo recomendado.

Figura N° 1 - Ubicación del sector de estudio  
TORRE III —   
Av. Colón al 5000  
Ciudad de Córdoba





UBICACION: AV. COLÓN AL 8000 - ENTRE BOULOGNE SUR MER Y TACUARI - CD DE CBA  
BOCA DE SONDEO: 475M (GOTA PLANAL-TIMETRICA)  
TEL: 4894380

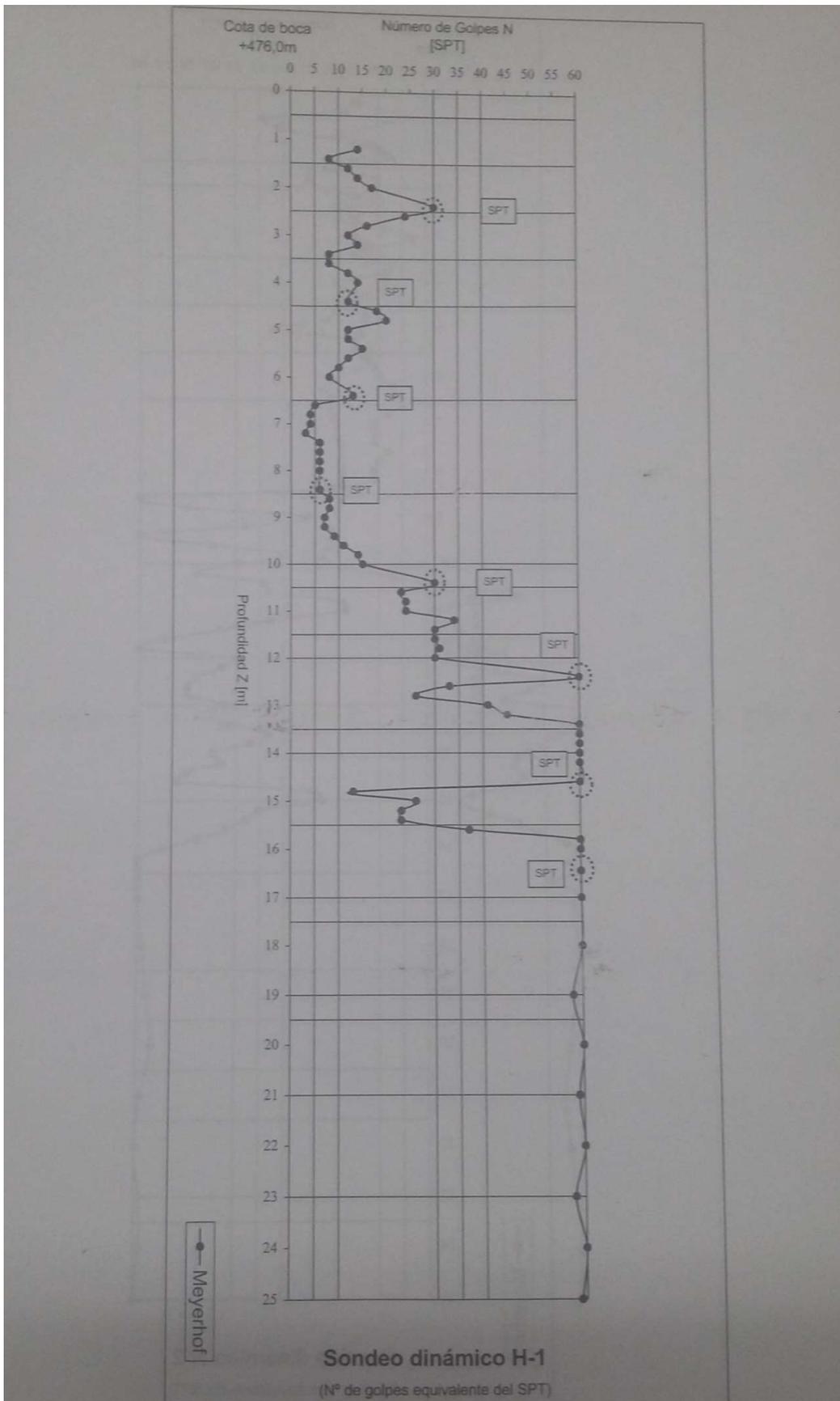
P.M.E.	HUMEDAD NATURAL		TAMIZ 200		LÍMITES DE ATTERBERG			CLAS. UNIF.	Prof. Mts.	P.E.A. Gr / cc
	W <sub>n</sub> %	REPRESENTACION GRAFICA	% RETEN. PASA	%	LL	LP	LP			
1.00	11.06		8.29	91.71	23.19	19.88	2.33	ML	1.00	
2.00								ML	2.00	
3.00	11.04		8.55	91.45	22.00	20.31	1.69	ML	3.00	
4.00								ML	4.00	
5.00	12.48		58.53	41.47	SIN PLASTICIDAD			SM	5.00	
6.00								SM	6.00	
7.00	18.09		17.48	82.52	24.10	19.35	4.75	CLML	7.00	
8.00								CLML	8.00	
9.00	20.13		19.23	80.77	21.99	18.88	2.02	ML	9.00	
10.00								ML	10.00	
11.00	23.44		28.11	71.89	22.96	19.55	3.41	ML	11.00	
12.00								ML	12.00	
13.00	22.03		32.95	67.05	SIN PLASTICIDAD			ML	13.00	

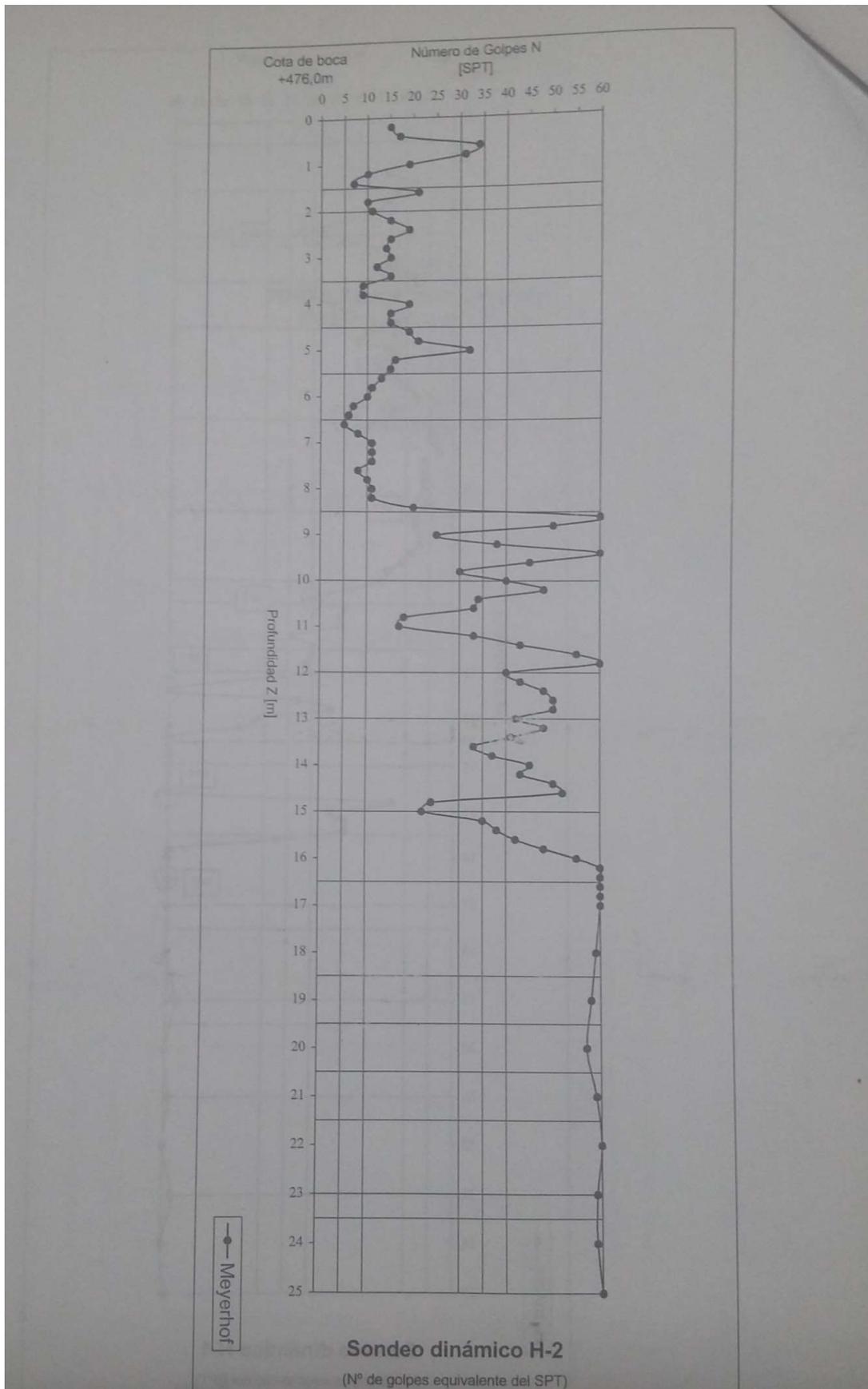
ENSAYOS DE TERZAGHI-S.T.P.

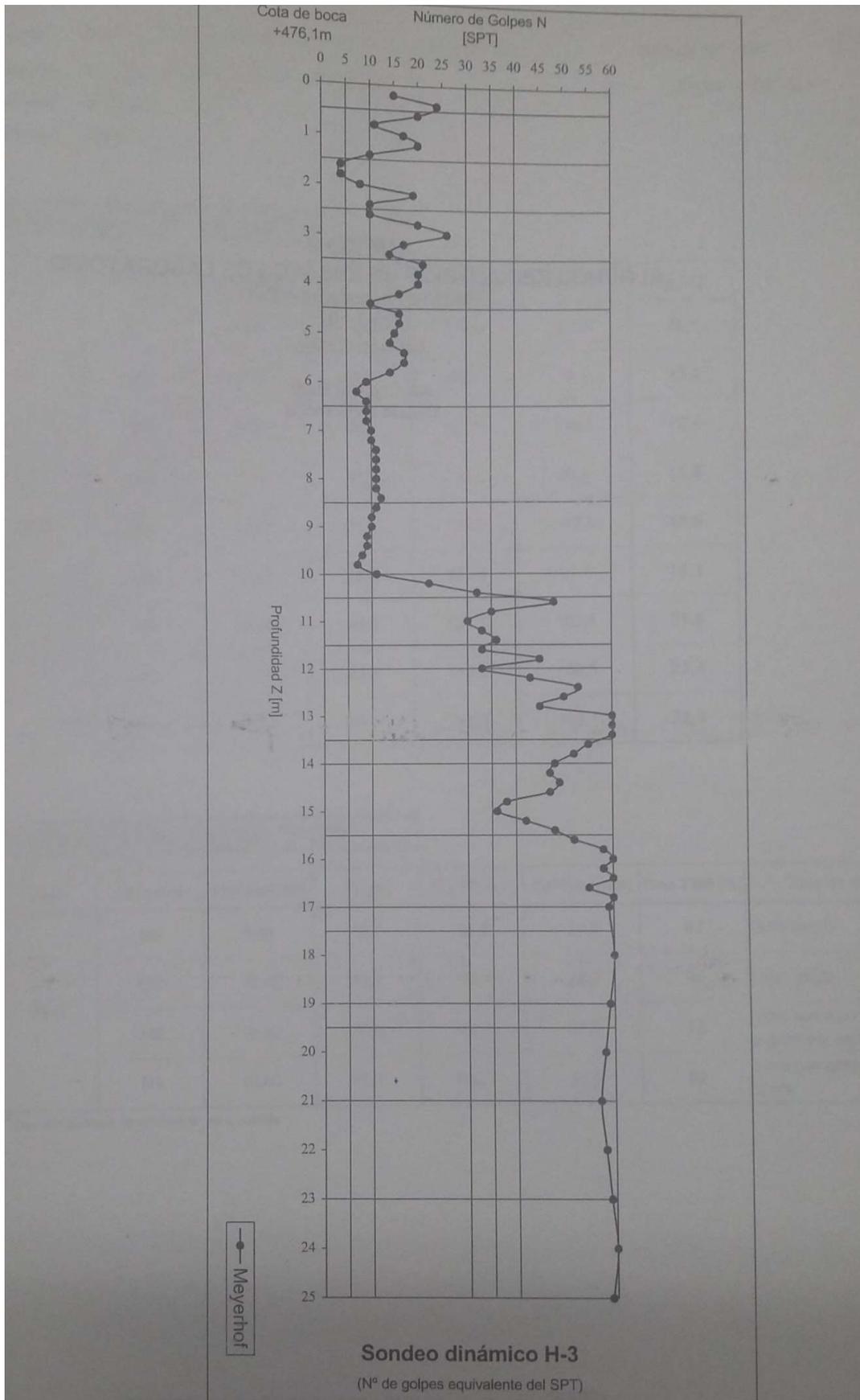
REPRESENTACION GRAFICA

REPRESENTACION GRAFICA

ENSAYO INTERRUMPIDO POR ELEVADA COMPACTACION Y ROTURA DE HERRAMIENTAS







Proyecto: Estudio de Suelos para edificio Torre III - CIUDAD GAMA  
Ubicación: Av. Colon N° 5000 - Ciudad de Córdoba  
Operador: AG-NS  
Suelo tipo: Limo

Trabajo N° 08/15  
Fecha 13/08/2015

### CONTENIDO DE HUMEDAD

Pozo	Muestra	Profundidad	$P_f$ [gr]	$W_{sh}+P_f$ [gr]	$W_{ss}+P_f$ [gr]	$\omega$ [%]
H-1	M1	1,00	19,8	114,4	102,0	15,1
	M2	2,40	19,1	83,7	76,1	13,3
	M3	4,40	18,5	122,6	110,3	13,4
	M4	6,40	18,7	105,6	93,9	15,6
	M5	8,40	20,2	127,3	112,5	16,0
	M6	10,40	18,9	104,9	91,7	18,1
	M7	12,40	19,7	121,5	103,4	21,6
	M8	14,60	20,0	119,3	100,5	23,4
	M9	16,40	16,1	128,3	108,1	22,0

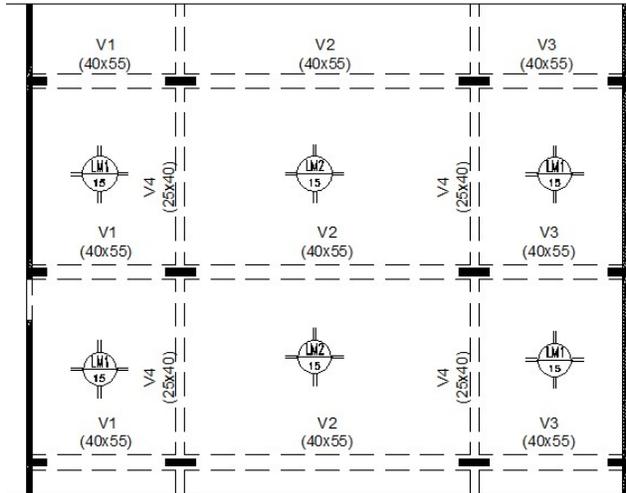
### LAVADO POR TAMIZ N° 200

Pozo	Muestra	Profundidad	$P_f$ [gr]	$W_{ss}+P_f$ [gr]	$P_f+W_{RT200}$ [gr]	Pasa T200 [%]	Tipo de
H-1	M4	6,40	18,7	93,9	21,3	97	Limo limpio
	M7	12,40	19,7	103,4	22,9	96	Limo limpio
	M8	14,60	20,0	100,5	37,5	78	Limo con alg y gránulos de
	M9	16,40	16,1	108,1	32,5	82	Limo con grán tosca <sup>1</sup>

<sup>1</sup> Gránulos de tosca no solubles en agua potable

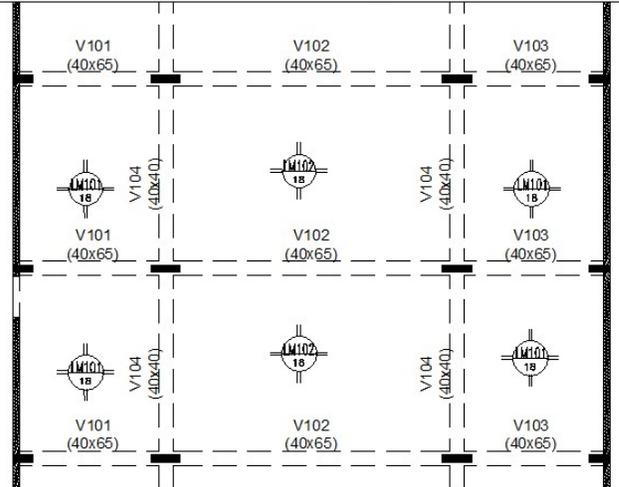
## 9.2 Alternativas de predimensionado de vigas y losas

ALTERNATIVA 1  
LOSA MACIZA EN 2 DIR (EH-03)



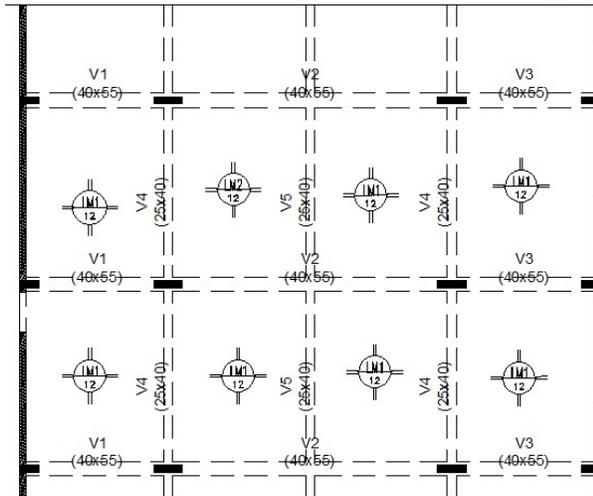
ESTRUCTURAS SOBRE 2º SUBSUELO  
COCHERAS ESC.: 1:100

ALTERNATIVA 1  
LOSA MACIZA EN 2DIR (EH-04)



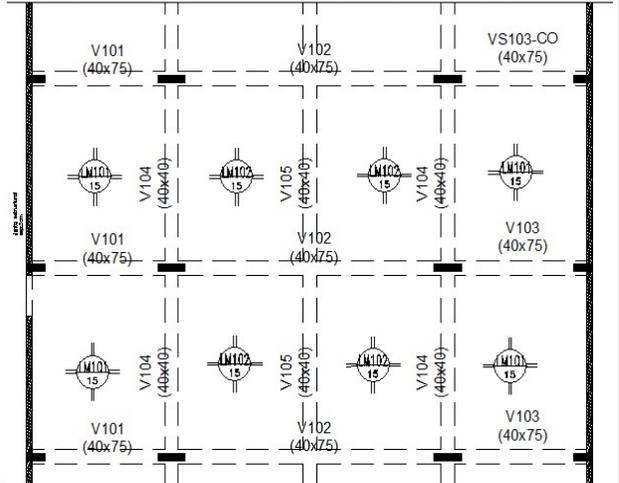
ESTRUCTURAS SOBRE 1º SUBSUELO  
COCHERAS ESC.: 1:100

ALTERNATIVA 2  
LOSA MACIZA CON VIGA INTERMEDIA (EH-03)



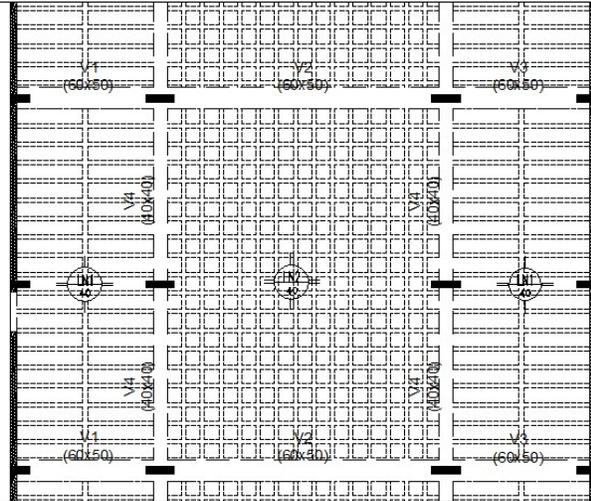
ESTRUCTURAS SOBRE 2º SUBSUELO  
COCHERAS ESC.: 1:100

ALTERNATIVA 2  
LOSA MACIZA CON VIGA INTERMEDIA (EH-04)



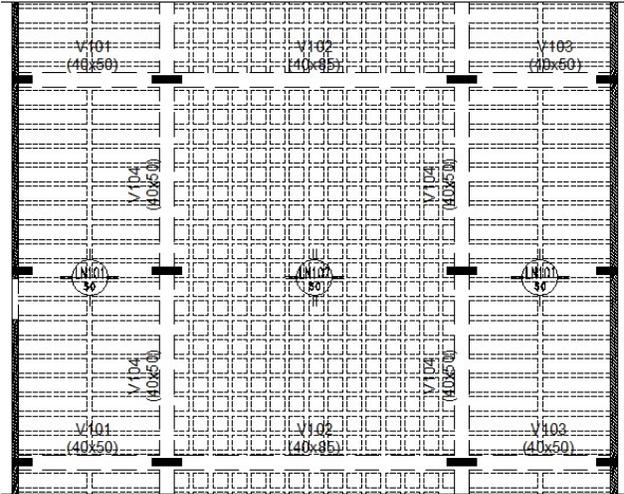
ESTRUCTURAS SOBRE 1º SUBSUELO  
COCHERAS ESC.: 1:100

ALTERNATIVA 3  
LOSA NERVURADAS 1 Y 2 DIR. (EH-03)



ESTRUCTURAS SOBRE 2º SUBSUELO  
COCHERAS ESC.: 1:100

ALTERNATIVA 3  
LOSA NERVURADAS 1 Y 2 DIR. (EH-04)



ESTRUCTURAS SOBRE 1º SUBSUELO  
COCHERAS ESC.: 1:100



PLANILLA DE PREDIMENSIONADO DE LOSAS PARA CADA ALTERNATIVA

OBRA:		Cocheras - sector B	
LOSAS:		PREDIMENSIONADO	
FECHA:			
DATOS GENERALES			
fy=	4,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
fc=	3000	[kg/m <sup>2</sup> ]	H-30
rec=	0,02	[m]	
rela=	0,8		
pmi=	1,80	%	

TIPO DE LOSA		APOYADA EN 4 BORDES					
		Simplemente apoyada					
A		Un borde empotrado lado Y					
B		Empotrado lado Y					
C		Un borde empotrado lado X - Un borde empotrado lado Y					
D		Un borde empotrado lado X - Empotrado lado Y					
E		Empotrado lado X - Empotrado lado Y					
F							

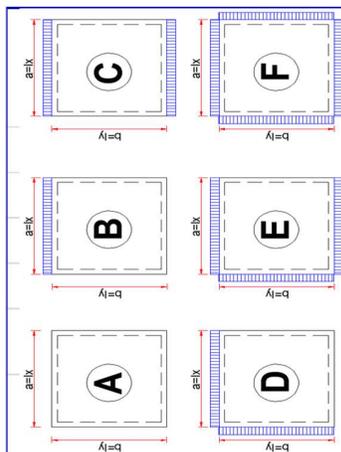
NOTA: SI EL TIPO DE LOSA ES "D" O "F" LA RELACION DE LUCES A=alb DEBE SER MAYOR QUE UNO

DENOMIN.	TIPO DE LOSA	LUCES		λ	ESPESOR		CARGAS		ESF. ULTIMOS POR FLEXION				ARMADURA A FLEXION				VERIFICACION GRAVITATORIO		CORTE		VERIFICACION AL CORTE							
		axix [m]	byy [m]		d [m]	h [m]	qD [kg/m <sup>2</sup> ]	qL [kg/m <sup>2</sup> ]	MUX [t.m/m]	MUY [t.m/m]	MUXe [t.m/m]	MUYe [t.m/m]	A° TX [cm <sup>2</sup> /m]	A° TY [cm <sup>2</sup> /m]	A° ap X [cm <sup>2</sup> /m]	A° ap Y [cm <sup>2</sup> /m]	A min [cm <sup>2</sup> /m]	kr tx	kr ty	kr ap x	kr ap y	Meff [t.m/m]	VUx [t/m]	VUy [t/m]	Vc [t]	φ*Vc [t]		
ALTERN 1	E	4.12	5.2	0.79	0.15	0.13	0.56	0.35	1.02	1.31	0.86	1.24	2.14	2.77	1.80	2.61	2.70	0.020	0.026	0.017	0.024	10.59	1.12	1.79	11.87	8.90	OK	OK
LM 1	F	8	5.2	1.54	0.15	0.13	0.56	0.35	0.87	1.56	1.70	2.05	1.84	3.28	3.58	4.32	2.70	0.017	0.031	0.034	0.040	10.59	4.18	0.48	11.87	8.90	OK	OK
LM 101	E	4.12	5.2	0.79	0.18	0.16	1.272	0.5	1.92	2.48	1.62	2.34	3.28	4.25	2.77	4.00	3.24	0.025	0.032	0.021	0.030	16.03	2.11	3.38	14.61	10.95	OK	OK
LM 102	F	8	5.2	1.54	0.18	0.16	1.272	0.5	1.65	2.84	3.21	3.87	2.83	5.04	5.50	6.82	3.24	0.021	0.038	0.042	0.050	16.03	7.90	0.92	14.61	10.95	A° total anclada	OK
ALTERN 2	E	4.12	5.2	0.79	0.12	0.10	0.488	0.35	0.94	1.22	0.80	1.15	2.59	3.85	2.18	3.15	2.16	0.031	0.041	0.027	0.038	6.26	1.04	1.67	9.13	6.85	OK	OK
LM 1	F	4	5.2	0.77	0.12	0.10	0.488	0.35	0.81	1.01	0.53	0.83	2.23	2.77	1.44	2.28	2.16	0.027	0.034	0.018	0.028	6.26	0.65	2.27	9.13	6.85	OK	OK
LM 101	E	4.12	5.2	0.79	0.15	0.13	1.2	0.5	1.85	2.39	1.56	2.25	3.89	5.03	3.28	4.74	2.70	0.036	0.047	0.031	0.044	10.59	2.03	3.26	11.87	8.90	OK	OK
LM 102	F	4	5.2	0.77	0.15	0.13	1.2	0.5	1.59	1.98	1.03	1.63	3.36	4.17	2.17	3.43	2.70	0.031	0.039	0.020	0.032	10.59	1.07	4.44	11.87	8.90	OK	OK

CALCULO SIMPLIFICADO DE VIGAS DE H <sup>3</sup>														
VIGAS CONTINUAS														
OBRA: COCHERAS - SECTOR B														
LOSAS PREDIMENSIONADO														
DATOS GENERALES														
fy=	4,2	[t/cm2]	r =	0,04	[m]									
f'c=	3000	[t/m2]	H=30											
rel=	0,8													
COMBINACIONES														
1.4 D														
1.2 D + 1.6 L														
GRAVITATORIO														
GRAVITATORIO														
f <sub>t</sub> = 0														
CALCULO DE LOSAS														
DENOMIN	LUZ	CODIGO DE LOSA	DIMENSIONES			CARGAS PERMANENTE "D"			ULTIMO			NOMINAL		
			Bn	Dn	hn	Bm	Dm	hm	MGD	MGl	MGd	MGl	MGd	MGl
LN1	4,12	0	2	0,12	0,5	0,46	0,0	0,0	0,0	0,7	0,08	0,00	0,00	0,00
LN101	4,12	0	2	0,12	0,5	0,46	0,0	0,0	0,0	1,3	0,15	0,0	0,0	0,0
EF ULTIMOS POR FLEXION														
DENOMIN	LUZ	CODIGO DE LOSA	DIRECCION X			DIRECCION Y			ARMADURA LONG.			ARMADURA CORTE		
			Asp	Asp	Asp	Asp	Asp	Asp	Asp	Asp	Asp	Asp	Asp	Asp
LN1	4,12	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
LN101	4,12	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

CALCULO DE LOSAS NERVURADAS DE H <sup>3</sup> APOYADAS EN CUATRO BORDES																	
COCHERAS - SECTOR B																	
LOSAS: PREDIMENSIONADO																	
FECHA:																	
DATOS GENERALES																	
fy=	4,2	[t/cm2]	H=30														
f'c=	3000	[t/m2]															
rel=	0,8																
coef may	1,3																
pmIn=	3,33	%															
TIPO DE LOSA																	
APOYADA EN 4 BORDES																	
A: Simplemente apoyada																	
B: Un borde empotrado lado Y																	
C: Biempotrado lado Y																	
D: Un borde empotrado lado X - Un borde empotrado lado Y																	
E: Biempotrado lado X - Biempotrado lado Y																	
F: Un borde empotrado lado X - Biempotrado lado Y																	
NOTA: SI EL TIPO DE LOSA ES "D" O "F" LA RELACION DE LUCES A=a/b DEBE SER MAYOR QUE UNO																	
ESFUERZOS ULTIMOS POR FLEXION																	
DENOMIN	TIPO DE LOSA	LUZES	λ	ESPESOR			CARGAS	DIRECCION X			DIRECCION Y			ARMADURA A FLEXION			
				d	h	an		MUx	MUYe	A° tr X	A° tr Y	A min	A° tr X	A° tr Y	tr x	tr y	kr
Alter. 3																	
LN 2	F	8	10,4	0,77	0,50	0,46	0,52	0,12	0,65	0,35	1,86	2,46	1,18	2,03	1,44	1,47	2,00
LN 102	F	8	10,4	0,77	0,50	0,46	0,52	0,12	1,29	0,5	3,26	4,31	2,07	3,55	2,62	2,57	2,11
VERIFICACION AL CORTE																	
C1=1.4D																	
C2=1.2D+1.6L																	
DEN	Vx	Vy	Vx	Vy	VUx	VUy	Vc	φ * Vc	Vs X	A° est X	A° est Y	TIPO DE ESTRIBO					
LN 1	0,87	3,61	1,28	5,31	1,28	5,31	5,04	3,78	0,00	0,98	0,98	Estribo abierto					
LN 101	1,72	7,16	2,23	9,30	2,23	9,30	5,04	3,78	0,00	0,98	0,98	Estribo cerrado					



### 9.3 Materiales utilizados en la modelación

Se muestran a continuación las propiedades de los materiales utilizados para la modelación de los distintos componentes de la estructura.

- **VIGAS, COLUMNAS Y PILOTES - Hormigón H-30**, con un peso específico reducido al 75% (1800 Kg/m<sup>2</sup>), para considerar el exceso de carga producido por la superposición de volúmenes en los nudos del modelo.

 Propiedades del material

Propiedad	Valor
• Sistema de unidades	Métrico
• Nombre	H-30 (0.75 SÍSMICO)
• Tipo	Hormigón armado
<b>Propiedades</b>	
• Región del material	US
• Coeficiente de Poisson	0.3
• Peso unitario	0.0018 Kg/cm <sup>3</sup>
• Coef. de dilatación térmica	0.00001 1/C
• Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	2.50E+05 Kg/cm <sup>2</sup>
• Tensión de fluencia del refuerzo longitudinal (Fy)	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
• Tensión de fluencia del refuerzo transversal (Fyt)	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
• Factor Cte. torsión J (0=0.05)	0.05
• Tensión de rotura del hormigón (f'c)	230 Kg/cm <sup>2</sup>
• Módulo de elasticidad del acero Es	2.10E+06 Kg/cm <sup>2</sup>

- **MUROS DE CONTECIÓN – Hormigón H-30**, con un módulo de elasticidad reducido a un 20% (50000 Kg/cm<sup>2</sup>), como se comentó en el apartado 4.3 Secciones y materiales.

 Propiedades del material

Propiedad	Valor
• Sistema de unidades	Métrico
• Nombre	H-30 (EC/5)
• Tipo	Hormigón armado
<b>Propiedades</b>	
• Región del material	US
• Coeficiente de Poisson	0.3
• Peso unitario	0.0024 Kg/cm <sup>3</sup>
• Coef. de dilatación térmica	0.00001 1/C
• Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	50000 Kg/cm <sup>2</sup>
• Tensión de fluencia del refuerzo longitudinal (Fy)	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
• Tensión de fluencia del refuerzo transversal (Fyt)	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
• Factor Cte. torsión J (0=0.05)	0.05
• Tensión de rotura del hormigón (f'c)	230 Kg/cm <sup>2</sup>
• Módulo de elasticidad del acero Es	2.10E+06 Kg/cm <sup>2</sup>

### 9.4 Planillas de cálculo de centros de masas y masas oscilantes totales.

CALCULO DEL CENTRO DE MASAS									
Masa = $W_i + \eta L_i$									
Dd1 - Peso Propio									
PISO	MASAS						COORDENADAS		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ	X	Y	Z
1	147,76	0	147,76	0	55293,60	0	3,960	3,5	-37,554
2	141,49	0	141,49	0	51834,90	0	4,101	6,6	-37,791
3	4,05	0	4,05	0	25,42	0	14,141	7,4	-32,590
Dd2 - Losas									
PISO	MASAS						COORDENADAS		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ	X	Y	Z
1	378,58	0	378,58	0	135737,00	0	3,699	3,5	-36,654
2	457,83	0	457,83	0	165997,00	0	3,767	6,6	-36,302
3	6,94	0	6,94	0	34,35	0	14,621	7,4	-33,003
Dd3 - CIELORRAS+CARPETA RODAMIENTO									
PISO	MASAS						COORDENADAS		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ	X	Y	Z
1	205,79	0	205,79	0	73467,40	0	3,797	3,5	-36,956
2	52,37	0	52,37	0	19276,40	0	3,678	6,6	-36,339
3	0,81	0	0,81	0	3,99	0	14,621	7,4	-33,003
Dd4 - PISO + CONTRAPISO									
PISO	MASAS						COORDENADAS		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ	X	Y	Z
1	3,41	0	3,41	0	514,78	0	-2,578	3,5	-22,133
2	82,80	0	82,80	0	16986,90	0	4,620	6,6	-45,368
3	3,23	0	3,23	0	15,97	0	14,621	7,4	-33,003
Dd5 - RELLENO									
PISO	MASAS						COORDENADAS		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ	X	Y	Z
1	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,000	0	0,000
2	682,89	0	682,89	0	234787,00	0	4,167	6,6	-33,555
3	6,46	0	6,46	0	31,95	0	14,621	7,4	-33,003
0.25L - SOBRECARGAS									
PISO	MASAS						COORDENADAS		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ	X	Y	Z
1	92,0752	0	92,0752	0	33032,9	0	3,699	3,5	-36,641
2	130,93	0	130,93	0	48191,10	0	3,678	6,6	-36,339
3	2,02	0	2,02	0	9,98	0	14,621	7,4	-33,003
TOTAL = Dd1 + Dd2 + Dd3 + Dd4 + Dd5 + Dd6 + 0.25L									
PISO	MASAS						COORDENADAS		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ	X	Y	Z
1	827,61	0	827,61	0	298045,68	0	3,744	3,5	-36,828
2	1548,30	0	1548,30	0	537073,30	0	4,009	6,6	-35,715
3	23,50	0	23,50	0	121,67	0	14,538	7,4	-32,932

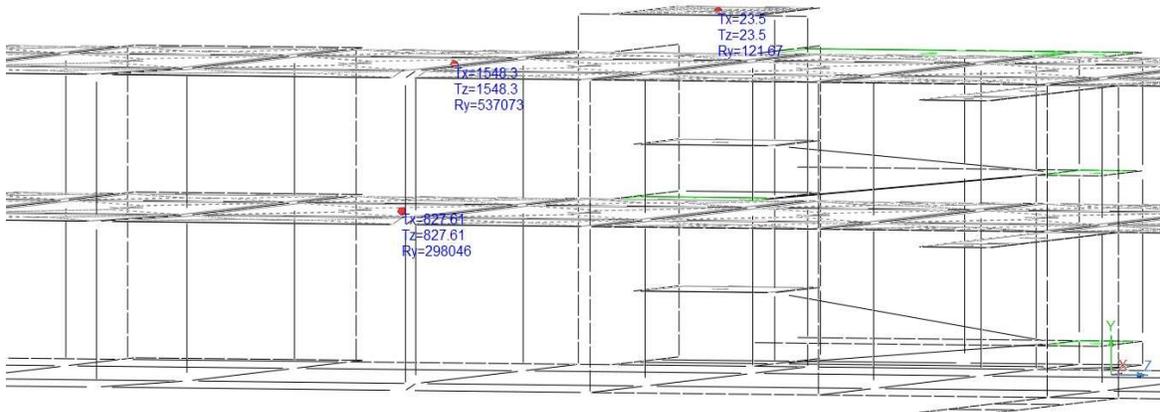


Figura 9.1 - Masas Sísmicas Oscilantes

## 9.5 Resultados del análisis dinámico



Sistema de unidades: Métrico

Nombre del archivo: C:\Users\ABEL\Desktop\PRACTICA SUPERVISADA\CG - COCHERAS\MODELO\VERSION 6\V6 CENTRAL(B)\MODELO V7-(B) EMPOTRADO.etz\

### Análisis Sísmico

#### Análisis Modal Espectral

##### MASAS:

Nudo	Masa X [Ton]	Masa Y [Ton]	Masa Z [Ton]	Iner.XX [Ton*m2]	Iner.YY [Ton*m2]	Iner.ZZ [Ton*m2]
10564	827.61	0.00	827.61	0.00	298045.70	0.00
10565	1548.30	0.00	1548.30	0.00	537073.30	0.00
10566	23.50	0.00	23.50	0.00	121.67	0.00

##### FRECUENCIAS POR MODO:

MODO	W [RAD/SEG]	T [SEG]
1	19.31	0.32531
2	37.57	0.16723
3	45.24	0.13888

##### PORCENTAJE DE PARTICIPACION DE MASAS

MODO	Participación Modal					
	Part.X	Part.Y	Part.Z	Rot.X	Rot.Y	Rot.Z
1	70.53	0.00	0.10	0.00	23.10	0.00
2	3.15	0.00	78.38	0.00	13.78	0.00
3	19.54	0.00	17.09	0.00	57.73	0.00
TOTAL:	93.22	0.00	95.58	0.00	94.61	0.00

##### MASA TOTAL

GDL	Masa Total [Ton/m*Sec2]
TX	244.84
TY	0.00
TZ	244.84
RX	0.00
RY	85228.64
RZ	0.00

##### VALORES ESPECTRALES CALCULADOS

MODO	W [RAD/SEG]	T [SEG]	a [m/Sec2]
1	19.31	0.32531	0.75
2	37.57	0.16723	0.80
3	45.24	0.13888	0.81

Estado = Sz=Sismo z  
Factor de escala = 1.00  
Factor de amortiguamiento = 5.00

**VALORES ESPECTRALES CALCULADOS**

MODO	W [RAD/SEG]	T [SEG]	a [m/Sec2]
1	19.31	0.32531	0.75
2	37.57	0.16723	0.80
3	45.24	0.13888	0.81

**MODOS DE VIBRAR**

Desplazamientos normalizados a PHI\*M\*PHI=1

**Modo de vibrar : 1**

W = 19.31 [RAD/SEG] PERIODO = 0.32531 [SEG]

**DESPLAZAMIENTOS**

Nudo	Tras.X [phi]	Tras.Y [phi]	Tras.Z [phi]	Rot.X [phiRot]	Rot.Y [phiRot]	Rot.Z [phiRot]
10564	3.49E-02	0.00E+00	1.16E-03	0.00E+00	-1.06E-03	0.00E+00
10565	6.35E-02	0.00E+00	2.15E-03	0.00E+00	-1.97E-03	0.00E+00
10566	6.34E-02	0.00E+00	2.44E-02	0.00E+00	-2.07E-03	0.00E+00

**Modo de vibrar : 2**

W = 37.57 [RAD/SEG] PERIODO = 0.16723 [SEG]

**DESPLAZAMIENTOS**

Nudo	Tras.X [phi]	Tras.Y [phi]	Tras.Z [phi]	Rot.X [phiRot]	Rot.Y [phiRot]	Rot.Z [phiRot]
10564	6.70E-03	0.00E+00	3.99E-02	0.00E+00	8.67E-04	0.00E+00
10565	1.37E-02	0.00E+00	6.55E-02	0.00E+00	1.50E-03	0.00E+00
10566	1.90E-02	0.00E+00	5.58E-02	0.00E+00	1.19E-03	0.00E+00

**Modo de vibrar : 3**

W = 45.24 [RAD/SEG] PERIODO = 0.13888 [SEG]

**DESPLAZAMIENTOS**

Nudo	Tras.X [phi]	Tras.Y [phi]	Tras.Z [phi]	Rot.X [phiRot]	Rot.Y [phiRot]	Rot.Z [phiRot]
10564	1.59E-02	0.00E+00	-1.87E-02	0.00E+00	1.89E-03	0.00E+00
10565	3.45E-02	0.00E+00	-2.98E-02	0.00E+00	3.00E-03	0.00E+00
10566	4.93E-02	0.00E+00	-7.39E-02	0.00E+00	4.75E-03	0.00E+00

**REACCIONES BASALES**

Estado : Sx=Sismo x

Modo	Corte [Ton]		Momento [Ton*m]		
	En X	En Z	Mxx	Mzz	Myy
1	-129.84	-4.91	-29.85	767.81	6077.26
2	-6.16	-30.77	-180.16	36.87	105.04
3	-38.76	36.26	212.63	233.05	-5.67
Comb. modal	-136.59	42.30	248.05	808.94	6080.20

Estado : Sz=Sismo z

Modo	Corte [Ton]		Momento [Ton*m]		
	En X	En Z	Mxx	Mzz	Myy
1	-4.91	-0.19	-1.13	29.01	229.65
2	-30.77	-153.60	-899.26	184.04	524.32
3	36.26	-33.91	-198.89	-217.99	5.30
Comb. modal	42.30	-164.53	-963.38	-253.75	577.76

## 9.6 Control de cargas gravitatorias

### CONTROL DE CARGAS

TABLA COMPARATIVA - "Reacciones de modelo VS Cargas reales por superficie"

Dd2: Peso propio de losas						
Dirección Y	Carga (tn/m <sup>2</sup> )	Sup. (m <sup>2</sup> )	Carga Total (tn)	Carga Modelo Tn	Relación	
Losa sobre 2º SS	0,36	1088,18	391,74			
Losa sobre 1º SS	0,43	1088,18	470,09			
			<b>861,84</b>	<b>866,53</b>	<b>1,005</b>	<b>OK</b>

Dd3: Cielorraso + capa de rodamiento						
Dirección Y	Carga (tn/m <sup>2</sup> )	Sup. (m <sup>2</sup> )	Carga Total (tn)	Carga Modelo Tn	Relación	
Losa sobre 2º SS			0,00			
Sector vehicular	0,20	1034,95	206,99			
Sector peatonal	0,05	53,23	2,66			
Losa sobre 1º SS	0,05	1088,18	54,41			
			<b>264,06</b>	<b>262,38</b>	<b>0,994</b>	<b>OK</b>

Dd4: Piso + contrapiso						
Dirección Y	Carga (tn/m)	Sup. (m <sup>2</sup> )	Carga Total (tn)	Carga Modelo Tn	Relación	
Losa sobre 2º SS						
Sector peatonal	0,15	53,23	7,98			
Losa sobre 1º SS						
Sector calle	0,15	554,00	83,10			
Sector ingreso torre	0,20	36,30	7,26			
			<b>98,34</b>	<b>102,27</b>	<b>1,040</b>	<b>OK</b>

Dd5: Relleno						
Dirección Y	Carga (tn/m <sup>2</sup> )	Sup. (m <sup>2</sup> )	Carga Total (tn)	Carga Modelo Tn	Relación	
Losa sobre 1º SS						
Espesor 0,25m	0,24	69,6	16,704			
Espesor 0,25m	0,4	36,3	14,52			
Espesor 0,25m	0,48	427	204,96			
Espesor 0,25	0,64	48	30,72			
Espesor 0,25	0,75	325	243,75			
Espesor 0,25	0,8	56,3	45,04			
Espesor 0,25	0,88	65,9	57,992			
Espesor 0,25	1,78	43,7	77,786			
			<b>691,47</b>	<b>692,46</b>	<b>1,001</b>	<b>OK</b>

L: Sobrecargas						
Dirección Y	Carga (tn/m <sup>2</sup> )	Sup. (m <sup>2</sup> )	Carga Total (tn)	Carga Modelo Tn	Relación	
Losa sobre 2º SS	0,35	1088,18	380,86			
Losa sobre 1º SS	0,50	1088,18	544,09			
			<b>924,95</b>	<b>927,46</b>	<b>1,003</b>	<b>OK</b>

## 9.7 Verificación del corte basal por el Método Estático

- Planilla de cálculo de fuerzas estáticas adicionales.

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE										
<b>RESULTADOS MODELO</b>										
SISMO X	129,48									
SISMO Z	140,1									
<b>CORTE ESTÁTICO REGLAMENTARIO PARA ANALISIS DINAMICO</b>										
$V = W \times 0.75 \times c \text{ plafón}$										
W =	2862,78									
c plafón	0,075									
<b>V estatico</b>	<b>161,03</b>									
<b>CORTE ESTÁTICO ADICIONAL POR DIRECCION</b>										
SISMO X	31,55									
SISMO Z	20,93									
DISTRIBUCION DE CORTANTE ESTÁTICO ADICIONAL POR PISO Y DIRECCION										
PISO	MASAS		ALTURAS		TX x ACUM	TZ x ACUM	Fi X	Fi Z	Vi X	Vi Z
	TX	TZ	PISO	ACUM						
1	846,28	846,28	3,50	3,50	2961,98	2961,98	6,68	4,43	6,68	4,43
2	1643,30	1643,30	3,10	6,60	10845,78	10845,78	24,47	16,24	31,16	20,67
<b>SUMA</b>	<b>2513,08</b>	<b>2513,08</b>			<b>13981,66</b>	<b>13981,66</b>	<b>31,55</b>	<b>20,93</b>		

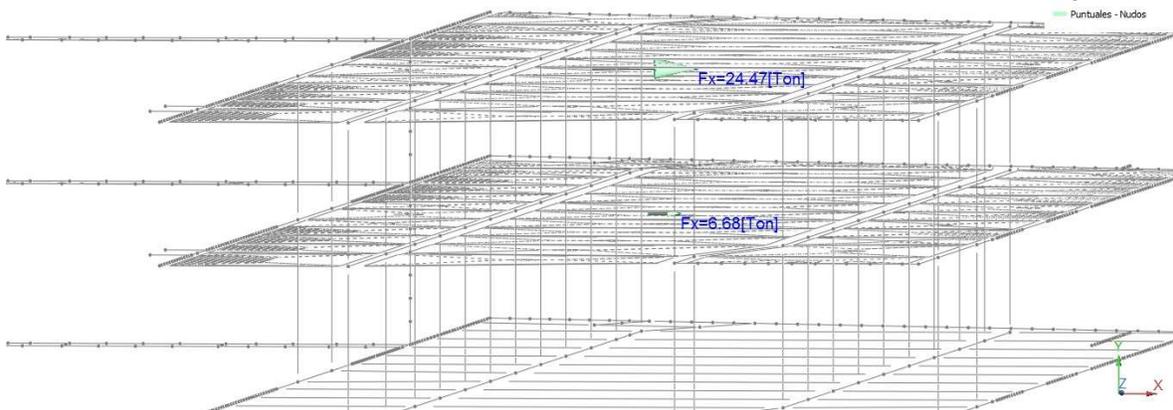


Figura 9.2 - Fuerzas estáticas adicionales (dirección X)

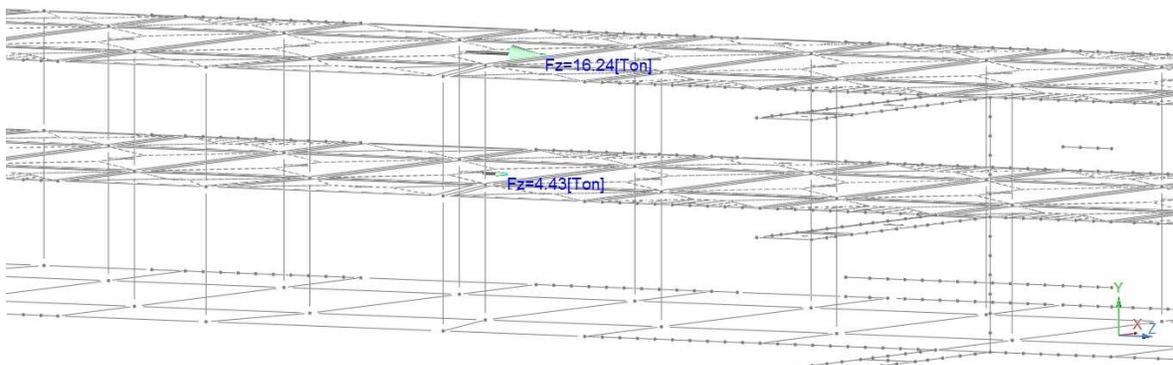


Figura 9.3 - Fuerzas estáticas adicionales (dirección Z)

- Planilla de cálculo de momentos torsores por el método estático.

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE										
<b>RESULTADOS MODELO</b>										
SISMO X	129,48									
SISMO Z	140,1									
<b>CORTE ESTÁTICO REGLAMENTARIO PARA ANALISIS DINAMICO</b>										
$V = W \times 0.75 \times c \text{ plafón}$										
W =	2862,78									
c plafón	0,075									
V <i>estático</i>	161,03									
<b>CORTE ESTÁTICO POR DIRECCION</b>										
SISMO X	161,03	L1=	63,3	etx=	6,33					
SISMO Z	161,03	L2=	16,4	etz=	1,64					
DISTRIBUCION DE CORTANTE ESTÁTICO ADICIONAL POR PISO Y DIRECCION										
PISO	MASAS		ALTURAS		TX x ACUM	TZ x ACUM	Fi X	Fi Z	Mtx	Mtz
	TX	TZ	PISO	ACUM						
1	846,28	846,28	3,50	3,50	2961,98	2961,98	34,11	34,11	215,94	55,95
2	1643,30	1643,30	3,10	6,60	10845,78	10845,78	124,91	124,91	790,71	204,86
<b>SUMA</b>	2513,08	2513,08			13981,66	13981,66	161,03	161,03	1019,33	264,09

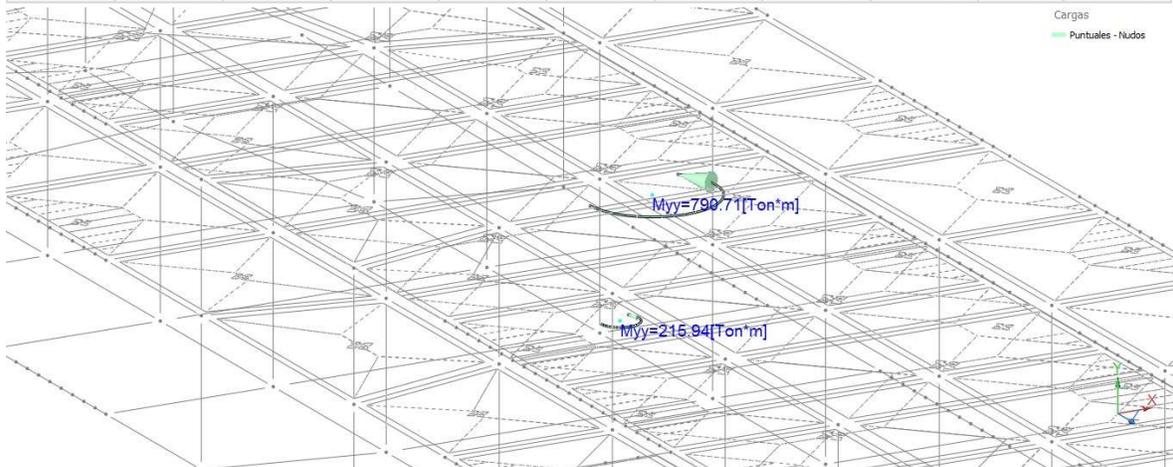


Figura 9.4 - Momentos torsores X (Método Estático)

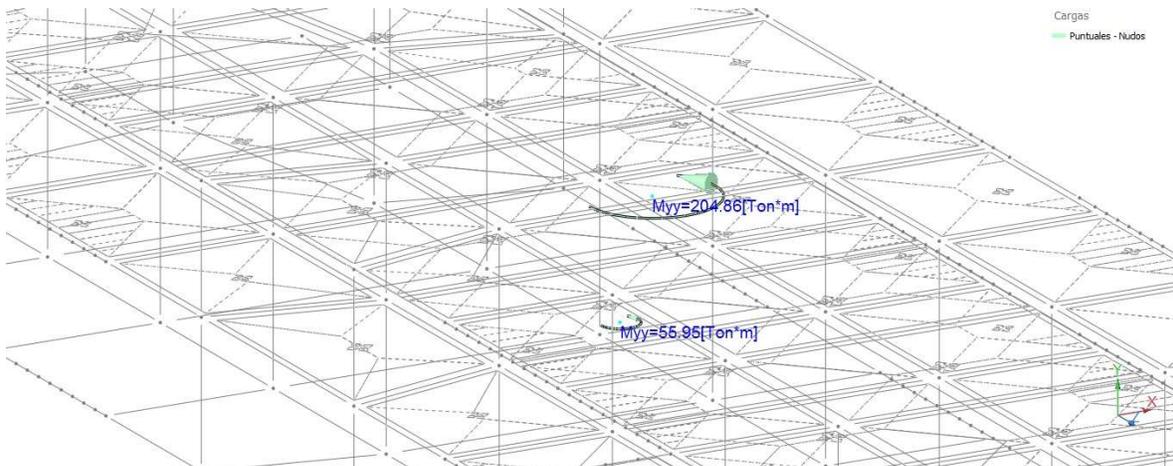


Figura 9.5 - Momentos torsores Z (Método Estático)

## 9.8 Planillas de cálculo

### 9.8.1 Planillas de cálculo de pilotes

CALCULO DE POZOS A CARGA CENTRADA											
OBRA:		T-13-03-021-NUEVO SECTOR COCHERAS - MODULO CENTRAL									
PILOTES		SECTOR B									
DATOS GENERALES											
$\beta s=$	4,2	[t/cm <sup>2</sup> ]									
$\beta r=$	1700	[t/m <sup>2</sup> ]									
Parametros del suelo		Punta		95		(t/m <sup>2</sup> )					
		Fricción		1		(t/m <sup>2</sup> )		h=		4,5	
				2		(t/m <sup>2</sup> )		h=		3	
				3		(t/m <sup>2</sup> )		h=		2,2	
										Longitud total	9,70 metros
CALCULO DE POZOS A CARGA CENTRADA - CENTRALES											
POZO	NC [t]	NPP [t]	N <sub>f</sub> [t]	NT [t]	D <sub>p</sub> [m]	N <sub>f</sub> icc [t]	A <sub>p</sub> nec [m <sup>2</sup> ]	D <sub>c</sub> [m]	D <sub>c</sub> adoptado [m]	H <sub>c</sub> [m]	H <sub>c</sub> adopt. [m]
P14-SC	112,0	11,7		123,7	0,8	42,96	0,85	1,04	1,10	0,46	0,40
PT1B-SC	103,0	11,7		114,7	0,8	42,96	0,76	0,98	1,00	0,37	0,40
PT1C-SC	104,0	11,7		115,7	0,8	42,96	0,77	0,99	1,00	0,37	0,40
PT1D-SC	90,8	11,7		102,5	0,8	42,96	0,63	0,89	0,90	0,29	0,40
PT2C-SC	37,0	11,7		48,7	0,8	42,96	0,06	0,28	0,30	-0,23	0,00
PT2A-SC	55,3	11,7		67,0	0,8	42,96	0,25	0,57	0,60	0,03	0,00
PT2B-SC	41,4	11,7		53,1	0,8	42,96	0,11	0,37	0,40	-0,15	0,00

CALCULO DE POZOS						Ns=colocar signo -		Atención, la planilla es válida para relaciones iguales o menores a d1/d=0.10						Cuantía Min		0,006			
Flexión Compuesta						Excentricidad			0,05			Br= 1700 [t/m2]							
Servicio	Ultimo	Servicio	Servicio	Ultimo	Servicio	Servicio	Servicio												
POZO	NG	NS	Mgexc	Mg	MS	MC1	NC2	MC2	Dp	m1	n1	m2	n2	cuantía	Arm.Calc.	Arm.Min	Arm.Max	hierros	
C	[t]	[t]	[t.m.]	[t.m.]	[t.m.]	[t.m.]	[t]	[t.m.]	[m]						[cm2]	[cm2]	[cm2]	Di[mm]	Cant.
P14-SC	112,0	-15,5	5,6	0,5	51,1	6,10	74	33,72	0,80	0,009	0,131	0,049	0,087	0,102	20,738	8,3	20,7		
PT1B-SC	103,0	-11,8	5,2	0,5	44,1	5,65	70	29,41	0,80	0,008	0,121	0,043	0,082	0,073	14,863	7,6	14,9		
PT1C-SC	104,0	-7,2	5,2	0,5	26,9	5,70	73	19,61	0,80	0,008	0,122	0,029	0,086	0,050	10,173	7,7	10,2	16	6
PT1D-SC	90,8	-11,5	4,5	0,5	42,0	5,04	61	27,74	0,80	0,007	0,106	0,041	0,071	0,076	15,502	6,7	15,5		
PT2C-SC	37,0	-38,2	1,9	0,5	26,4	2,35	6	16,80	0,80	0,003	0,043	0,025	0,007	0,102	20,659	2,7	20,7		
PT2A-SC	55,3	-3,3	2,8	0,6	-51,7	3,37	39	-27,04	0,80	0,005	0,065	-0,040	0,046	0,050	10,173	4,1	10,2	12	9
PT2B-SC	41,4	-8,6	2,1	0,6	-52,8	2,67	26	-28,19	0,80	0,004	0,048	-0,041	0,030	0,050	10,173	3,1	10,2	12	9

CALCULO DE POZOS						Ns=colocar signo -		Atención, la planilla es válida para relaciones iguales o menores a d1/d=0.10						Cuantía Min		0,006			
Flexión Compuesta						Excentricidad			0,05			Br= 1700 [t/m2]							
Servicio	Ultimo	Servicio	Servicio	Ultimo	Servicio	Servicio	Servicio												
POZO	NG	NS	Mgexc	Mg	MS	MC1	NC2	MC2	Dp	m1	n1	m2	n2	cuantía	Arm.Calc.	Arm.Min	Arm.Max	hierros	
C	[t]	[t]	[t.m.]	[t.m.]	[t.m.]	[t.m.]	[t]	[t.m.]	[m]						[cm2]	[cm2]	[cm2]	Di[mm]	Cant.
P14-SC	112,0	-15,5	5,6	0,5	51,1	6,10	42	31,98	0,80	0,009	0,131	0,047	0,050	0,150	30,418	8,3	30,4	16	16
PT1B-SC	103,0	-11,8	5,2	0,5	44,1	5,65	40	27,79	0,80	0,008	0,121	0,041	0,047	0,118	23,964	7,6	24,0	16	12
PT1C-SC	104,0	-7,2	5,2	0,5	26,9	5,70	43	17,98	0,80	0,008	0,122	0,026	0,051	0,050	10,173	7,7	10,2		
PT1D-SC	90,8	-11,5	4,5	0,5	42,0	5,04	35	26,30	0,80	0,007	0,106	0,038	0,041	0,116	23,702	6,7	23,7	16	12
PT2C-SC	37,0	-38,2	1,9	0,5	26,4	2,35	-5	16,13	0,80	0,003	0,043	0,024	-0,006	0,120	24,446	2,7	24,4	16	13
PT2A-SC	55,3	-3,3	2,8	0,6	-51,7	3,37	23	-28,00	0,80	0,005	0,065	-0,041	0,027	0,050	10,173	4,1	10,2		
PT2B-SC	41,4	-8,6	2,1	0,6	-52,8	2,67	14	-28,95	0,80	0,004	0,048	-0,042	0,016	0,050	10,173	3,1	10,2		

## 9.8.2 Planillas de cálculo de cabezales

### DIMENSIONADO DE CABEZALES PARA COLUMNAS

#### Cabezales para 2 pozos CAB2-B / CAB3-B / CAB4-B

##### - DATOS

B := 1.15 m	Ancho Cabezal	$f_{ts} := 4.2 \text{ t/cm}^2$	
D := 3.15 m	Largo Cabezal	$\sigma_{bk} := 3000 \text{ t/m}^2$	H-30
H := 1.2 m	Altura Cabezal	$\phi_f := 1.00 \text{ m}$	Diámetro de pilote
e := 2.00 m	Distancia entre ejes de pozos	rca := 0.10 m	Recubrimiento cabezal
a := 0.80 m	Dimensiones de columna		
b := 0.55 m			

$$\alpha := \arctan \left[ \frac{H - rca}{\left( \frac{e}{2} - \frac{a}{4} \right)} \right] \cdot \frac{180}{\pi} \quad \alpha = 53.97$$

##### - ESFUERZOS DE SERVICIO

M := 0.24 · 2 = 0.48	Momento [tm]
V <sub>v</sub> := 0.03 · 2 = 0.06	Corte [t]
N <sub>v</sub> := -54.26 · 2 = -108.52	Normal [t]

##### - Verificación de Pozos

$$N1 := \frac{N}{2} - \left( \frac{M + V \cdot H}{e} \right) \quad N1 = -54.54 \text{ t} \quad \text{Maxima compresion}$$

$$N2 := \frac{N}{2} + \left( \frac{M + V \cdot H}{e} \right) \quad N2 = -53.98 \text{ t} \quad \text{Maxima tracción}$$

##### - VERIFICACION DE CABEZAL

$$h := 0.7 \cdot \left( e - \frac{a}{2} \right) \quad h = 1.12 \quad \text{Verificación de altura de cabezal}$$

$$e1 := 2 \cdot \left( \frac{H - rca}{\tan(0.96)} + \frac{a}{4} \right) \quad e1 = 1.94 \text{ m}$$

$$e := \text{if}(\alpha < 55, e, e1) \quad e = 2$$

$$e := \text{if}(\alpha > 45, e, e1) \quad e = 2$$

La armadura del Cabezal se adopta

$$ZT := \frac{|N1| \cdot 2}{4 \cdot (H - rca)} \cdot \left( e - \frac{a^2}{3 \cdot e} \right) \quad ZT = 46.93 \text{ t}$$

$$Fe1 := \frac{ZT \cdot 1.75}{f_{ts}} \quad Fe1 = 20 \text{ cm}^2 \quad \text{Armadura Inferior (Para Gravitatorio)}$$

$$ZT := \frac{|N2| \cdot 2}{4 \cdot (H - rca)} \cdot \left( e - \frac{a^2}{3 \cdot e} \right) \quad ZT = 46.46 \text{ t}$$

$$Fe2 := \frac{ZT \cdot 1.75}{f_{ts}} \quad Fe2 = 19 \text{ cm}^2 \quad \text{Armadura Superior (Para SISMO)}$$

##### Compresión de las Bielas de Hormigón

$$\text{En pilote} \quad \sigma_1 := \frac{|N1|}{\pi \cdot \left( \frac{\phi_f^2}{4} \right) \cdot \sin^2 \left( \alpha - \frac{\pi}{180} \right)} \quad \sigma_1 = 106.2 \text{ t/m}^2 \quad \frac{\sigma_{bk}}{2} = 1500 \text{ t/m}^2$$

$$\text{En columna} \quad \sigma_2 := \frac{|N|}{a \cdot b \cdot \sin^2 \left( \alpha - \frac{\pi}{180} \right)} \quad \sigma_2 = 377 \text{ t/m}^2$$

### Verificación al Corte

Aunque en el compartamiento de bieles y tensores no nactúa corte, como para ese esquema representa un esquema verificamos la tensión de corte

$$r_{cab} := \frac{\left| \frac{N}{2} \right|}{B \cdot 0.85 \cdot (H - rca)} \quad r_{cab} = 50.46 \quad r01 := 60 \quad t/m2 \quad H30$$

$$r02 := 240 \quad t/m2$$

$$\eta := \frac{r_{cab}}{r02} \quad \eta = 0.21 \quad \eta_1 := \text{if}(\eta < 0.4, 0.40, \eta) \quad \eta_2 := \text{if}(\eta > 1.1, \eta) \quad \eta = 0.4$$

$$A_s := \frac{\eta \left| \frac{N}{2} \right|}{0.85 \cdot (H - rca) \cdot \frac{f_k}{1.75}} \quad A_s = 9.67 \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

### Volumen

$$Vol := B \cdot H \cdot D \quad Vol = 4.35 \quad (\text{m}^3)$$

Calculo Amadura a traccion (ARMADURA SUPERIOR)

Esfuerzos gravitatorios D+nL  $k := 0.9$

$$N_g := N \cdot k = -97.67$$

$$V_g := V \cdot k = 0.05$$

$$M_g := M \cdot k = 0.43$$

ESFUERZOS SISMICOS PARA S+E-MT

$$N_s := 22.22 \cdot 2 = 44.44$$

$$V_s := 6.81 \cdot 2 = 13.62$$

$$M_s := 63.99 \cdot 2 = 127.98$$

$$Nu1 := 0.8 \cdot N_g + N_s = -33.69$$

$$Vu1 := 0.8 \cdot V_g + V_s = 13.66$$

$$Mu1 := 0.8 \cdot M_g + M_s = 128.33$$

$$Nu2 := 0.8 \cdot N_g - N_s = -122.57$$

$$Vu2 := 0.8 \cdot V_g - V_s = -13.58$$

$$Mu2 := 0.8 \cdot M_g - M_s = -127.63$$

$$N2 := \frac{Nu1}{2} + \left( \frac{Mu1 + Vu1 \cdot H}{e} \right) = 55.51 \quad T_n \quad \text{Maxima Traccion (-)}$$

$$N3 := \frac{Nu2}{2} + \left( \frac{Mu2 + Vu2 \cdot H}{e} \right) = -133.25 \quad T_n \quad \text{Maxima Compresion (-)}$$

$$ZT := \frac{|N2| \cdot 2}{4 \cdot (H - rca)} \left( e - \frac{e^2}{3 \cdot e} \right) \quad ZT = 47.78 \quad 1$$

$$As1 := \frac{ZT \cdot 1.75}{f_k} \quad As1 = 20 \quad \text{cm}^2$$

$$A_s = \text{if}(\max(A_s1) < 0.5 \cdot F_{e1}, 0.5 \cdot F_{e1}, \max(A_s1))$$

$$A_s = 19.91 \text{ cm}^2$$

- DATOS

$B_{\text{cov}}$ = 1.15 m	Ancho Cabezal	$f_{ks}$ = 4.2 t/cm <sup>2</sup>	
$D_{\text{cov}}$ = 5.15 m	Largo Cabezal	$\sigma_{bk}$ = 3000 t/m <sup>2</sup>	H-30
$H_{\text{cov}}$ = 1.20 m	Altura Cabezal	$\phi_f$ = 1.00 m	Diámetro de pilote
$e_{\text{cov}}$ = 2.00 m	Distancia entre ejes de pozos	$r_{ca}$ = 0.10 m	Recubrimiento cabezal
$a_{\text{cov}}$ = 0.80 m	Dimensiones de columna		
$b_{\text{cov}}$ = 0.55 m			

$$\alpha_{\text{cov}} = \arctan\left[\frac{H - r_{ca}}{\left(\frac{e}{2} - \frac{a}{4}\right)}\right] \cdot \frac{180}{\pi} \quad \alpha = 53.97$$

- ESFUERZOS DE SERVICIO

$$M_{\text{cov}} = 0.35 \cdot 2 + 0.74 = 1.44 \quad \text{Momento [tm]}$$

$$V_{\text{cov}} = 0.04 \cdot 2 + 0.08 = 0.16 \quad \text{Corte [t]}$$

$$N_{\text{cov}} = -13.69 \cdot 2 - 22.51 = -49.89 \quad \text{Normal [t]}$$

- Verificación de Pozos

$$N1_{\text{cov}} = \frac{N}{2} - \left(\frac{M + V \cdot H}{e}\right) \quad N1 = -25.76 \text{ t} \quad \text{Maxima compresion}$$

$$N2_{\text{cov}} = \frac{N}{2} + \left(\frac{M + V \cdot H}{e}\right) \quad N2 = -24.13 \text{ t} \quad \text{Maxima tracción}$$

- VERIFICACION DE CABEZAL

$$h_{\text{cov}} = 0.7 \left(e - \frac{a}{2}\right) \quad h = 1.12 \quad \text{Verificación de altura de cabezal}$$

$$e1_{\text{cov}} = 2 \left(\frac{H - r_{ca}}{\tan(0.96)} + \frac{a}{4}\right) \quad e1 = 1.94$$

$$e_{\text{cov}} = \text{if}(\alpha < 55, e, e1) \quad e = 2$$

$$e_{\text{cov}} = \text{if}(\alpha > 45, e, e1) \quad e = 2$$

La armadura del Cabezal se adopta:

$$ZT_{\text{cov}} = \frac{|N1| \cdot 2}{4 \cdot (H - r_{ca})} \left(e - \frac{a^2}{3 \cdot e}\right) \quad ZT = 22.17 \text{ t}$$

$$F_{e1} = \frac{ZT \cdot 1.75}{f_{ks}} \quad F_{e1} = 9 \text{ cm}^2 \quad \text{Armadura Inferior (Para Gravitatorio)}$$

$$ZT_{\text{cov}} = \frac{|N2| \cdot 2}{4 \cdot (H - r_{ca})} \left(e - \frac{a^2}{3 \cdot e}\right) \quad ZT = 20.77 \text{ t}$$

$$F_{e2} = \frac{ZT \cdot 1.75}{f_{ks}} \quad F_{e2} = 9 \text{ cm}^2 \quad \text{Armadura Superior (Para SISMO)}$$

Compresion de las Bieles de Hormigón

En pilote  $\sigma1_{\text{cov}} = \frac{|N1|}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_f^2}{4}\right) \cdot \sin^2\left(\alpha \cdot \frac{\pi}{180}\right)} \quad \sigma1 = 50.1 \text{ t/m}^2 \quad \frac{\sigma_{bk}}{2} = 1500 \text{ t/m}^2$

En columna  $\sigma2_{\text{cov}} = \frac{|N|}{a \cdot b \cdot \sin^2\left(\alpha \cdot \frac{\pi}{180}\right)} \quad \sigma2 = 173 \text{ t/m}^2$

Verificación al Corte

Aunque en el compartimiento de bielas y tensores no actúa corte, como para ese esquema representa un esquema verificamos la tensión de corte

$$\tau_{cabo} = \frac{\left| \frac{N}{2} \right|}{B \cdot 0.85 \cdot (H - rca)} \quad \tau_{cabo} = 23.2 \quad \tau_{01} = 60 \quad \text{t/m}^2 \quad \text{H30}$$

$$\tau_{02} = 240 \quad \text{t/m}^2$$

$$\eta = \frac{\tau_{cabo}}{\tau_{02}} \quad \eta = 0.1 \quad \eta_1 = \text{if}(\eta < 0.4, 0.40, \eta) \quad \eta_2 = \text{if}(\eta > 1.1, \eta) \quad \eta = 0.4$$

$$A_s = \frac{\eta \left| \frac{N}{2} \right|}{0.85 \cdot (H - rca) \cdot \frac{f_{ts}}{1.75}} \quad A_s = 4.45 \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

Volumen

$$V_{cabo} = B \cdot H \cdot D \quad V_{cabo} = 4.35 \quad (\text{m}^3)$$

Calculo Armadura a traccion (ARMADURA SUPERIOR)

Esfuerzos gravitatorios D+nL  $k_s = 0.9$

$$N_g = N \cdot k = -44.9$$

$$V_g = V \cdot k = 0.14$$

$$M_g = M \cdot k = 1.3$$

ESFUERZOS SISMICOS PARA S+E-Mt

$$N_s = 7.11 \cdot 2 + 12.36 = 26.58$$

$$V_s = 3.35 \cdot 2 + 2.51 = 9.21$$

$$M_s = 31.5 \cdot 2 + 23.64 = 86.64$$

$$Nu1 = 0.8 \cdot N_g + N_s = -9.34$$

$$Vu1 = 0.8 \cdot V_g + V_s = 9.35$$

$$Mu1 = 0.8 \cdot M_g + M_s = 87.68$$

$$Nu2 = 0.8 \cdot N_g - N_s = -62.5$$

$$Vu2 = 0.8 \cdot V_g - V_s = -9.09$$

$$Mu2 = 0.8 \cdot M_g - M_s = -85.6$$

$$N2 = \frac{Nu1}{2} + \left( \frac{Mu1 + Vu1 \cdot H}{e} \right) = 44.76 \quad T_n \quad \text{Maxima Traccion (-)}$$

$$N3 = \frac{Nu2}{2} + \left( \frac{Mu2 + Vu2 \cdot H}{e} \right) = -79.51 \quad T_n \quad \text{Maxima Compresion (-)}$$

$$ZT = \frac{|N2| \cdot 2}{4 \cdot (H - rca)} \left( e - \frac{s^2}{3 \cdot e} \right) \quad ZT = 38.52 \quad t$$

$$As1 = \frac{ZT \cdot 1.75}{f_{ts}} \quad As1 = 16 \text{ cm}^2$$

$$As = \text{if}(\max(As1) < 0.5 \cdot Fe1, 0.5 \cdot Fe1, \max(As1))$$

$$As = 16.05 \quad \text{cm}^2$$

### 9.8.3 Planillas de cálculo de columnas

DIMENSIONADO DE COLUMNAS		ABACO DE FLEXION COMPUESTA																				DATOS GENERALES												
Esbeltez moderada												Ng tracción signo negativo (-) compresión signo positivo (+) Ns signo positivo (+)										βs= 4,2 [t/cm <sup>2</sup> ] βr= 2300 [t/m <sup>2</sup> ] β= 1,2 rec= 0,030 [m]												
Columna	b	d	L	λ	e/d	f	Ng	Mge	Mg	Ns	Ms	ABACO (1)					ABACO (2)					ABACO (3)												
												Nc1	Mc1	e1/d	n1	μL	A1	Nc2	Mc2	e2/d	n2	μL	A2	Nc3	Mc3	e3/d	n3	μL	A3					
	[m]	[m]	[m]			[m]	[t]	[t.m.]	[t.m.]	[t]	[t.m.]	[t]	[tm]	[tm]	[t]	[tm]	[t]	[tm]	[t]	[tm]	[t]	[tm]	[t]	[tm]	[t]	[tm]	[t]	[tm]	[t]	[tm]	[t]	[tm]	[t]	[tm]
CT1A	Sx	0,20	0,80	3,20	16,6	0,026	0,013	109,50	1,402	2,3	4	33,8	109,50	3,70	0,04	0,30	0,05	4,5	89,08	26,39	0,37	0,24	0,05	4,5	83,63	27,58	0,41	0,23	0,05	4,5				
2SS	Sz	0,8	0,20	3,20	66,5	0,053	0,049	109,50	5,385	1,16	0,1	3,05	109,50	6,55	0,30	0,30	0,05	4,5	92,98	6,15	0,33	0,25	0,05	4,5	81,40	8,26	0,51	0,22	0,09	8,0				
CT1B	Sx	0,2	0,80	3,20	16,6	0,037	0,013	94,2	1,206	2,8	5,1	32,8	94,20	4,01	0,05	0,26	0,05	4,5	74,97	25,86	0,43	0,20	0,05	4,5	72,89	27,15	0,47	0,20	0,05	4,5				
2SS	Sz	0,8	0,20	3,20	66,5	0,021	0,045	94,2	4,257	0,4	0,6	3,2	94,20	4,66	0,25	0,26	0,05	4,5	79,47	5,11	0,32	0,22	0,05	4,5	70,32	6,61	0,47	0,19	0,05	4,5				
CT2A	Sx	0,8	0,25	3,20	53,2	0,130	0,053	40	2,105	1,3	5,25	3,5	40,00	3,40	0,34	0,09	0,05	5,6	28,75	4,57	0,64	0,06	0,05	5,6	32,71	5,66	0,69	0,07	0,05	5,6				
2SS	Sz	0,25	0,80	3,20	16,6	0,038	0,013	40	0,512	1,2	0,6	27,6	40,00	1,71	0,05	0,09	0,05	5,6	33,40	20,75	0,78	0,07	0,05	5,6	30,06	21,30	0,89	0,07	0,06	6,7				
CT2B	Sx	0,8	0,25	3,20	53,2	0,085	0,049	35,2	1,708	0,75	4,7	2,15	35,20	2,46	0,28	0,08	0,05	5,6	25,22	3,03	0,48	0,05	0,05	5,6	28,83	3,82	0,53	0,06	0,05	5,6				
2SS	Sz	0,25	0,80	3,20	16,6	0,035	0,013	35,2	0,451	0,98	0,15	36,7	35,20	1,43	0,05	0,08	0,05	5,6	29,77	27,08	1,14	0,06	0,09	10,1	26,23	27,54	1,31	0,06	0,10	11,2				
CT1A	Sx	0,20	0,80	3,10	16,1	0,223	0,012	70,5	0,874	12,55	1,12	15,32	70,50	13,42	0,24	0,19	0,05	4,5	58,81	19,09	0,41	0,16	0,05	4,5	53,01	23,41	0,55	0,14	0,05	4,5				
1SS	Sz	0,8	0,20	3,10	64,4	0,248	0,065	70,5	4,571	3,5	0,1	0,54	70,50	8,07	0,57	0,19	0,09	8,0	59,83	5,29	0,44	0,16	0,05	4,5	52,43	7,88	0,75	0,14	0,12	10,7				
CT1B	Sx	0,2	0,80	3,10	16,1	0,440	0,012	60,08	0,745	21,15	0,6	9,15	60,08	21,89	0,46	0,16	0,05	4,5	50,47	19,83	0,49	0,14	0,05	4,5	44,97	26,87	0,75	0,12	0,09	8,0				
1SS	Sz	0,8	0,20	3,10	64,4	0,039	0,046	63,8	2,906	0,5	0,1	0,6	63,80	3,41	0,27	0,17	0,05	4,5	54,13	2,50	0,23	0,15	0,05	4,5	47,45	3,59	0,38	0,13	0,05	4,5				
CT2A	Sx	0,8	0,25	3,10	51,5	0,383	0,062	23	1,419	2,2	1,6	2,6	23,00	3,62	0,63	0,05	0,05	5,6	17,95	4,05	0,90	0,04	0,05	5,6	18,00	5,22	1,16	0,04	0,05	5,6				
1SS	Sz	0,25	0,80	3,10	16,1	0,421	0,012	23	0,285	7,75	0,2	1,16	23,00	8,04	0,44	0,05	0,05	5,6	19,35	5,71	0,37	0,04	0,05	5,6	17,20	8,29	0,60	0,04	0,05	5,6				
CT2B	Sx	0,8	0,25	3,10	51,5	0,211	0,056	21,2	1,196	1,12	1,23	1,6	21,20	2,32	0,44	0,05	0,05	5,6	16,79	2,55	0,61	0,04	0,05	5,6	16,45	3,29	0,80	0,04	0,05	5,6				
1SS	Sz	0,25	0,80	3,10	16,1	0,248	0,012	21,2	0,263	4,2	0,2	4,40	21,20	4,46	0,26	0,05	0,05	5,6	17,82	5,85	0,41	0,04	0,05	5,6	15,86	7,29	0,57	0,03	0,05	5,6				
CT3A	Sx	0,2	0,55	3,20	24,2	0,046	0,022	43,5	0,939	1,1	1,16	4,19	43,50	2,04	0,09	0,17	0,05	3,1	35,82	4,23	0,21	0,14	0,05	3,1	32,98	4,89	0,27	0,13	0,05	3,1				
2SS	Sz	0,55	0,20	3,20	66,5	0,046	0,048	43,5	2,103	0,4	1,2	4,11	43,50	2,50	0,29	0,17	0,05	3,1	35,78	4,46	0,62	0,14	0,07	4,3	33,00	5,26	0,80	0,13	0,11	6,8				
CT3B	Sx	0,2	0,55	3,20	24,2	0,035	0,021	41,5	0,882	0,8	7,3	11,61	41,50	1,68	0,07	0,16	0,05	3,1	27,98	9,31	0,61	0,11	0,05	3,1	35,00	9,85	0,51	0,14	0,05	3,1				
2SS	Sz	0,55	0,20	3,20	66,5	0,012	0,044	41,5	1,823	0,1	5,14	4,566	41,50	1,92	0,23	0,16	0,05	3,1	30,14	4,43	0,73	0,12	0,08	4,9	33,77	5,05	0,75	0,13	0,10	6,1				
C4-	Sx	0,8	0,25	3,20	53,2	0,218	0,060	14,7	0,876	0,8	2,95	7,12	14,70	1,68	0,46	0,03	0,05	5,6	9,55	6,10	2,56	0,02	e/d>2	#####	12,61	6,64	2,11	0,03	e/d>2	#####				
1SS	Sz	0,25	0,80	3,20	16,6	0,026	0,013	14,7	0,188	0,3	0,1	15,73	14,70	0,49	0,04	0,03	0,05	5,6	12,40	11,53	1,16	0,03	0,05	5,6	10,98	11,69	1,33	0,02	0,05	5,6				
CT3A	Sx	0,2	0,55	3,10	23,4	0,226	0,023	19,3	0,447	2,4	5,5	4,61	19,30	2,85	0,27	0,08	0,05	3,1	10,91	5,02	0,84	0,04	0,05	3,1	17,48	5,94	0,62	0,07	0,05	3,1				
2SS	Sz	0,55	0,20	3,10	64,4	0,000	0,041	19,3	0,782				19,30	0,78	0,20	0,08	0,05	3,1	16,41	0,47	0,14	0,06	0,05	3,1	14,34	0,73	0,25	0,06	0,05	3,1				
CT3B	Sx	0,2	0,55	3,10	23,4	0,620	0,024	16,8	0,406	5,73	0,23	1,6	16,80	6,14	0,66	0,07	0,05	3,1	14,05	4,87	0,63	0,06	0,05	3,1	12,61	6,84	0,99	0,05	0,05	3,1				
2SS	Sz	0,55	0,20	3,10	64,4	0,000	0,041	16,8	0,680				16,80	0,68	0,20	0,07	0,05	3,1	14,28	0,41	0,14	0,06	0,05	3,1	12,48	0,63	0,25	0,05	0,05	3,1				
C4-	Sx	0,8	0,25	3,10	51,5	0,748	0,062	8,02	0,495	1,5	0,6	2,4	8,02	1,99	0,99	0,02	0,05	5,6	6,22	2,93	1,88	0,01	0,05	5,6	6,30	3,57	2,26	0,01	e/d>2	#####				
2SS	Sz	0,25	0,80	3,10	16,1	0,265	0,012	8,02	0,099	1,7	0,1	1	8,02	1,80	0,28	0,02	0,05	5,6	6,72	1,81	0,34	0,01	0,05	5,6	6,01	2,39	0,50	0,01	0,05	5,6				

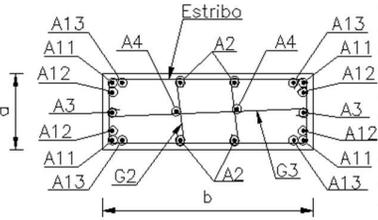
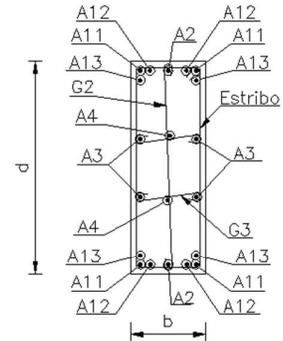
Columna		b	d	f	Ng	Mge	Mg	Ns	Ms	Nc1	Mc1	AT1	kr	AM1	A1	Nc2	Mc2	AT2	kr	AM2	A2	Nc3	Mc3	AT3	kr	AM3	A3	AT	
		[m]	[m]	[m]	[t]	[t.m.]	[t.m.]	[t]	[t.m.]	[t]	[tm]	[cm <sup>2</sup> ]		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[t]	[tm]	[cm <sup>2</sup> ]		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[t]	[tm]	[cm <sup>2</sup> ]		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	
1A-2s	Sx	0,20	0,80	0,01	109,5	1,4	2,3	4,0	33,8	109,5	3,7	0,00	0,02	0,00	0,00	89,08	26,39	0,00	0,17	0,00	0,00	79,06	27,58	0,00	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,80	0,20	0,05	109,5	5,4	1,2	0,1	3,1	109,5	6,5	0,00	0,22	0,00	0,00	92,98	6,15	0,00	0,20	0,00	0,00	81,29	8,26	0,00	0,27	0,00	0,00	0,00	0,00
1B-2s	Sx	0,20	0,80	0,01	94,2	1,2	2,8	5,1	32,8	94,2	4,0	0,00	0,03	0,00	0,00	74,97	25,86	0,00	0,17	0,00	0,00	67,06	27,15	0,00	0,17	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,80	0,20	0,05	94,2	4,3	0,4	0,6	3,2	94,2	4,7	0,00	0,15	0,00	0,00	79,47	5,11	0,00	0,17	0,00	0,00	69,63	6,61	0,00	0,22	0,00	0,00	0,00	0,00
2A-2s	Sx	0,80	0,25	0,05	40,0	2,1	1,3	5,3	3,5	40,0	3,4	0,00	0,07	0,00	0,00	28,75	4,57	0,00	0,09	0,00	0,00	26,71	5,66	0,00	0,11	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,25	0,80	0,01	40,0	0,5	1,2	0,6	27,6	40,0	1,7	0,00	0,01	0,00	0,00	33,40	20,75	0,00	0,11	0,00	0,00	29,37	21,30	0,00	0,11	0,00	0,00	0,00	0,00
2B-2s	Sx	0,80	0,25	0,05	35,2	1,7	0,8	4,7	2,2	35,2	2,5	0,00	0,05	0,00	0,00	25,22	3,03	0,00	0,06	0,00	0,00	23,46	3,82	0,00	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,25	0,80	0,01	35,2	0,5	1,0	0,2	36,7	35,2	1,4	0,00	0,01	0,00	0,00	29,77	27,08	0,00	0,14	0,00	0,00	26,06	27,54	0,00	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00
1A-1s	Sx	0,20	0,80	0,01	70,5	0,9	12,6	1,1	15,3	70,5	13,4	0,00	0,09	0,00	0,00	58,81	19,09	0,00	0,12	0,00	0,00	51,73	23,41	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,80	0,20	0,06	70,5	4,6	3,5	0,1	0,5	70,5	8,1	0,00	0,27	0,00	0,00	59,83	5,29	0,00	0,17	0,00	0,00	52,31	7,88	0,00	0,26	0,00	0,00	0,00	0,00
1B-1s	Sx	0,20	0,80	0,01	60,1	0,7	21,2	0,6	9,2	60,1	21,9	0,00	0,14	0,00	0,00	50,47	19,83	0,00	0,13	0,00	0,00	44,29	26,87	0,00	0,17	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,80	0,20	0,05	63,8	2,9	0,5	0,1	0,6	63,8	3,4	0,00	0,11	0,00	0,00	54,13	2,50	0,00	0,08	0,00	0,00	47,34	3,59	0,00	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00
2A-1s	Sx	0,80	0,25	0,06	23,0	1,4	2,2	1,6	2,6	23,0	3,6	0,00	0,07	0,00	0,00	17,95	4,05	0,00	0,08	0,00	0,00	16,17	5,22	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,25	0,80	0,01	23,0	0,3	7,8	0,2	1,2	23,0	8,0	0,00	0,04	0,00	0,00	19,35	5,71	0,00	0,03	0,00	0,00	16,97	8,29	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
2B-1s	Sx	0,80	0,25	0,06	21,2	1,2	1,1	1,2	1,6	21,2	2,3	0,00	0,05	0,00	0,00	16,79	2,55	0,00	0,05	0,00	0,00	15,05	3,29	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,25	0,80	0,01	21,2	0,3	4,2	0,2	4,4	21,2	4,5	0,00	0,02	0,00	0,00	17,82	5,85	0,00	0,03	0,00	0,00	15,63	7,29	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
3A-2s	Sx	0,20	0,55	0,02	43,5	0,9	1,1	1,2	4,2	43,5	2,0	0,00	0,03	0,00	0,00	35,82	4,23	0,00	0,06	0,00	0,00	31,65	4,89	0,00	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,55	0,20	0,05	43,5	2,1	0,4	1,2	4,1	43,5	2,5	0,00	0,12	0,00	0,00	35,78	4,46	0,00	0,21	0,00	0,00	31,63	5,26	0,00	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00
3B-2s	Sx	0,20	0,55	0,02	41,5	0,9	0,8	7,3	11,6	41,5	1,7	0,00	0,02	0,00	0,00	27,98	9,31	0,00	0,13	0,00	0,00	26,66	9,85	0,00	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,55	0,20	0,04	41,5	1,8	0,1	5,1	4,6	41,5	1,9	0,00	0,09	0,00	0,00	30,14	4,43	0,00	0,21	0,00	0,00	27,89	5,05	0,00	0,24	0,00	0,00	0,00	0,00
4-1s	Sx	0,80	0,25	0,06	14,7	0,9	0,8	3,0	7,1	14,7	1,7	0,00	0,03	0,00	0,00	9,55	6,10	0,00	0,12	12,99	12,99	9,23	6,64	0,00	0,13	14,13	14,13	28,27	
	Sz	0,25	0,80	0,01	14,7	0,2	0,3	0,1	15,7	14,7	0,5	0,00	0,00	0,00	12,40	11,53	0,00	0,06	0,00	0,00	10,86	11,69	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	
3A-2s	Sx	0,20	0,55	0,02	19,3	0,4	2,4	5,5	4,6	19,3	2,8	0,00	0,04	0,00	0,00	10,91	5,02	0,00	0,07	0,00	0,00	11,19	5,94	0,00	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,55	0,20	0,04	19,3	0,8	0,0	0,0	0,0	19,3	0,8	0,00	0,04	0,00	0,00	16,41	0,47	0,00	0,02	0,00	0,00	14,34	0,73	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
3B-2s	Sx	0,20	0,55	0,02	16,8	0,4	5,7	0,2	1,6	16,8	6,1	0,00	0,09	0,00	0,00	14,05	4,87	0,00	0,07	0,00	0,00	12,35	6,84	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,55	0,20	0,04	16,8	0,7	0,0	0,0	0,0	16,8	0,7	0,00	0,03	0,00	0,00	14,28	0,41	0,00	0,02	0,00	0,00	12,48	0,63	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
4-2s	Sx	0,80	0,25	0,06	8,0	0,5	1,5	0,6	2,4	8,0	2,0	0,00	0,04	0,00	0,00	6,22	2,93	0,00	0,06	0,00	0,00	5,61	3,57	0,00	0,07	7,59	7,59	15,18	
	Sz	0,25	0,80	0,01	8,0	0,1	1,7	0,1	1,0	8,0	1,8	0,00	0,01	0,00	0,00	6,72	1,81	0,00	0,01	0,00	0,00	5,90	2,39	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00

DATOS GENERALES		
βs=	4,2	[t/cm <sup>2</sup> ]
βr=	2300	[t/m <sup>2</sup> ]
rec=	0,03	[m]

Columna		b [m]	d [m]	L [m]	λ	e/d	ABACO (1)																ABACO (2)				ABACO (3)			
							f	Ng	Mge	Mg	Ns	Ms	Nc1	Mc1	e1/d	n1	μ	A1	Nc2	Mc2	e2/d	n2	μ	A2	Nc3	Mc3	e3/d	n3	μ	A3
							[m]	[t]	[t.m.]	[t.m.]	[t]	[t.m.]	[m]	[m]			geom	[cm <sup>2</sup> ]	[t]	[t.m.]			geom	[cm <sup>2</sup> ]	geom	[cm <sup>2</sup> ]			geom	[cm <sup>2</sup> ]
C69-C80	Sx	0,40	1,18	3,20	11,3	0,006	0,013	47,70	0,611	0,35	22	25	47,70	0,96	0,02	0,04	0,05	13,2	18,55	18,44	0,84	0,02	0,05	13,2	48,01	18,75	0,33	0,04	0,05	13,2
	Sz	1,18	0,40	3,20	33,3	0,005	0,030	47,70	1,431	0,1	16,5	11,23	47,70	1,53	0,08	0,04	0,05	13,2	24,05	8,95	0,93	0,02	0,05	13,2	44,86	9,44	0,53	0,04	0,05	13,2
C2-2SS	Sx	0,25	0,80	3,20	16,6	0,013	0,013	52,47	0,672	0,56	9,35	42,9	52,47	1,23	0,03	0,11	0,05	5,6	35,25	31,39	1,11	0,08	0,11	12,3	44,32	31,79	0,90	0,10	0,10	11,2
	Sz	0,8	0,25	3,20	53,2	0,197	0,058	52,47	3,044	2,58	1,66	2,5	52,47	5,62	0,43	0,11	0,05	5,6	42,94	5,20	0,48	0,09	0,05	5,6	39,93	7,01	0,70	0,09	0,05	5,6
C3-2SS	Sx	0,25	0,80	3,20	16,6	0,015	0,013	41,59	0,532	0,5	1,17	40,8	41,59	1,03	0,03	0,09	0,05	5,6	34,18	29,77	1,09	0,07	0,10	11,2	31,56	30,10	1,19	0,07	0,10	11,2
	Sz	0,8	0,25	3,20	53,2	0,322	0,065	41,59	2,690	3,35	0,9	3,3	41,59	6,04	0,58	0,09	0,05	5,6	34,45	6,02	0,70	0,07	0,05	5,6	31,41	7,97	1,01	0,07	0,08	8,9
C2-1SS	Sx	0,25	0,80	3,10	16,1	0,042	0,012	33	0,409	1,1	1,2	12,7	33,00	1,51	0,06	0,07	0,05	5,6	26,85	9,99	0,46	0,06	0,05	5,6	25,20	10,47	0,52	0,05	0,05	5,6
	Sz	0,8	0,25	3,10	51,5	1,103	0,062	33	2,036	9,1	1,8	0,816	33,00	11,14	1,35	0,07	0,13	14,5	26,25	7,34	1,12	0,06	0,08	8,9	25,54	10,92	1,71	0,06	0,15	16,8
C3-1SS	Sx	0,25	0,80	3,10	16,1	0,313	0,012	25,2	0,312	6,3	0,1	12,6	25,20	6,61	0,33	0,05	0,05	5,6	21,32	13,01	0,76	0,05	0,05	5,6	18,78	15,14	1,01	0,04	0,05	5,6
	Sz	0,8	0,25	3,10	51,5	0,095	0,047	25,2	1,191	0,6	0,1	1	25,20	1,79	0,28	0,05	0,05	5,6	21,32	1,80	0,34	0,05	0,05	5,6	18,78	2,38	0,51	0,04	0,05	5,6
C127	Sx	0,55	0,20	3,20	66,5	0,019	0,045	45,36	2,038	0,175	4,61	4,278	45,36	2,21	0,24	0,18	0,05	3,1	33,95	4,40	0,65	0,13	0,07	4,3	36,33	5,11	0,70	0,14	0,10	6,1
	Sz	0,2	0,55	3,20	24,2	0,085	0,023	45,36	1,029	2,11	1,07	9,26	45,36	3,14	0,13	0,18	0,05	3,1	37,49	8,52	0,41	0,15	0,05	3,1	34,31	9,53	0,51	0,14	0,05	3,1
C127	Sx	0,55	0,20	3,10	64,4	0,411	0,068	19,97	1,357	1,641	0,5	0,5	19,97	3,00	0,75	0,08	0,05	3,1	16,47	2,18	0,66	0,07	0,05	3,1	15,12	3,14	1,04	0,06	0,07	4,3
	Sz	0,2	0,55	3,10	23,4	0,752	0,024	19,97	0,483	8,26	0,5	0,5	19,97	8,74	0,80	0,08	0,06	3,7	16,47	5,67	0,63	0,07	0,05	3,1	15,12	8,48	1,02	0,06	0,07	4,3
C129	Sx	0,55	0,20	3,20	66,5	0,021	0,045	32,35	1,460	0,135	4,4	4,388	32,35	1,60	0,25	0,13	0,05	3,1	23,10	4,10	0,89	0,09	0,09	5,5	26,55	4,62	0,87	0,10	0,10	6,1
	Sz	0,2	0,55	3,20	24,2	0,028	0,021	32,35	0,681	0,5	1,8	12,88	32,35	1,18	0,07	0,13	0,05	3,1	25,70	9,92	0,70	0,10	0,06	3,7	25,06	10,30	0,75	0,10	0,07	4,3
C129	Sx	0,55	0,20	3,10	64,4	0,247	0,065	10,14	0,656	0,5	1,92	0,25	10,14	1,16	0,57	0,04	0,05	3,1	6,70	0,88	0,66	0,03	0,05	3,1	8,63	1,25	0,73	0,03	0,05	3,1
	Sz	0,2	0,55	3,10	23,4	0,190	0,023	10,14	0,229	1,06	1,44	6,15	10,14	1,29	0,23	0,04	0,05	3,1	7,18	5,18	1,31	0,03	0,05	3,1	8,36	5,59	1,22	0,03	0,05	3,1

Columna		b [m]	d [m]	f [m]	Ng [t]	Mge [t.m.]	Mg [t.m.]	Ns [t]	Ms [t.m.]	Nc1 [t]	Mc1 [tm]	AT1 [cm <sup>2</sup> ]	kr	AM1 [cm <sup>2</sup> ]	A1 [cm <sup>2</sup> ]	Nc2 [t]	Mc2 [tm]	AT2 [cm <sup>2</sup> ]	kr	AM2 [cm <sup>2</sup> ]	A2 [cm <sup>2</sup> ]	Nc3 [t]	Mc3 [tm]	AT3 [cm <sup>2</sup> ]	kr	AM3 [cm <sup>2</sup> ]	A3 [cm <sup>2</sup> ]	AT [cm <sup>2</sup> ]	
69-C80	Sx	0,40	1,18	0,01	47,7	0,6	0,4	22,0	25,0	47,7	1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	18,5	18,4	0,00	0,03	0,00	0,00	22,9	18,7	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	1,18	0,40	0,03	47,7	1,4	0,1	16,5	11,2	47,7	1,5	0,00	0,01	0,00	0,00	24,0	9,0	0,00	0,04	0,00	0,00	26,0	9,4	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
2-2S	Sx	0,25	0,80	0,01	52,5	0,7	0,6	9,4	42,9	52,5	1,2	0,00	0,01	0,00	0,00	35,2	31,4	0,00	0,16	0,00	0,00	33,6	31,8	0,00	0,16	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,80	0,25	0,06	52,5	3,0	2,6	1,7	2,5	52,5	5,6	0,00	0,11	0,00	0,00	42,9	5,2	0,00	0,10	0,00	0,00	38,0	7,0	0,00	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00
3-2S	Sx	0,25	0,80	0,01	41,6	0,5	0,5	1,2	40,8	41,6	1,0	0,00	0,01	0,00	0,00	34,2	29,8	0,00	0,15	0,00	0,00	30,2	30,1	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,80	0,25	0,06	41,6	2,7	3,4	0,9	3,3	41,6	6,0	0,00	0,12	0,00	0,00	34,5	6,0	0,00	0,12	0,00	0,00	30,4	8,0	0,00	0,16	0,00	0,00	0,00	0,00
2-1S	Sx	0,25	0,80	0,01	33,0	0,4	1,1	1,2	12,7	33,0	1,5	0,00	0,01	0,00	0,00	26,9	10,0	0,00	0,05	0,00	0,00	23,8	10,5	0,00	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,80	0,25	0,06	33,0	2,0	9,1	1,8	0,8	33,0	11,1	0,00	0,22	0,00	0,00	26,3	7,3	0,00	0,14	0,00	0,00	23,5	10,9	0,00	0,21	0,00	0,00	0,00	0,00
3-1S	Sx	0,25	0,80	0,01	25,2	0,3	6,3	0,1	12,6	25,2	6,6	0,00	0,03	0,00	0,00	21,3	13,0	0,00	0,07	0,00	0,00	18,7	15,1	0,00	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,80	0,25	0,05	25,2	1,2	0,6	0,1	1,0	25,2	1,8	0,00	0,04	0,00	0,00	21,3	1,8	0,00	0,04	0,00	0,00	18,7	2,4	0,00	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
C127	Sx	0,55	0,20	0,04	45,4	2,0	0,2	4,6	4,3	45,4	2,2	0,00	0,11	0,00	0,00	33,9	4,4	0,00	0,21	0,00	0,00	31,1	5,1	0,00	0,24	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,20	0,55	0,02	45,4	1,0	2,1	1,1	9,3	45,4	3,1	0,00	0,04	0,00	0,00	37,5	8,5	0,00	0,12	0,00	0,00	33,1	9,5	0,00	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00
C127	Sx	0,55	0,20	0,07	20,0	1,4	1,6	0,5	0,5	20,0	3,0	0,00	0,14	0,00	0,00	16,5	2,2	0,00	0,10	0,00	0,00	14,5	3,1	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,20	0,55	0,02	20,0	0,5	8,3	0,5	0,5	20,0	8,7	0,00	0,12	0,00	0,00	16,5	5,7	0,00	0,08	0,00	0,00	14,5	8,5	0,00	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00
C129	Sx	0,55	0,20	0,05	32,4	1,5	0,1	4,4	4,4	32,4	1,6	0,00	0,08	0,00	0,00	23,1	4,1	0,00	0,20	0,00	0,00	21,5	4,6	0,00	0,22	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,20	0,55	0,02	32,4	0,7	0,5	1,8	12,9	32,4	1,2	0,00	0,02	0,00	0,00	25,7	9,9	0,00	0,14	0,00	0,00	23,0	10,3	0,00	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00
C129	Sx	0,55	0,20	0,06	10,1	0,7	0,5	1,9	0,3	10,1	1,2	0,00	0,06	0,00	0,00	6,7	0,9	0,00	0,04	0,00	0,00	6,4	1,3	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sz	0,20	0,55	0,02	10,1	0,2	1,1	1,4	6,2	10,1	1,3	0,00	0,02	0,00	0,00	7,2	5,2	0,00	0,07	0,00	0,00	6,7	5,6	0,00	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00

COL	DIMENSIONES			ARMADURA																			Cuantía	%		
	b [m]	d [m]	altura de piso [m]	Esquinas - A1				Lado b - A2				Lado d - A3				ESTRIBOS		GANCHOS							A4	
				A11	A12	A13	[cm²]	N	Φ	[cm²]	nec	N	Φ	[cm²]	nec	Φ	sep	N	Φ	sep	N	Φ				sep
CT1A-2S	0,20	0,80		16	16		4,02			8,04	4,47	2	16	12,06	8,04	6	15	0	6	15	2	6	15		1,51	
CT1B-2S	0,20	0,80		16	16		4,02			8,04	4,47	2	16	12,06	8,04	6	15	0	6	15	2	6	15		1,51	
CT2A-2S	0,80	0,25		20	20		6,28	2	16	16,59	5,59			12,57	6,70	8	15	2	6	15	0	6	15		1,66	
CT2B-2S	0,80	0,25		20	20		6,28	2	16	16,59	5,59			12,57	11,17	8	15	2	6	15	0	6	15		1,66	
CT1A-1S	0,20	0,80		16	16		4,02			8,04	4,47	2	16	12,06	10,72	6	15	0	6	15	2	6	15		1,51	
CT1B-1S	0,20	0,80		16	16		4,02			8,05	8,04	2	16	12,07	4,47	8	15	0	6	15	2	6	15		1,51	
CT2A-1S	0,80	0,25		20	20		6,28	2	16	16,59	5,59			12,57	5,59	8	15	2	6	15	0	6	15		1,66	
CT2B-1S	0,80	0,25		20	20		6,28	2	16	16,59	5,59			12,57	5,59	8	15	2	6	15	0	6	15		1,66	
CT3A-2S	0,20	0,55		16	12		3,14			6,28	3,07	1	12	7,41	6,76	6	15	0	6	15	1	6	15		1,35	
CT3B-2S	0,20	0,55		16	12		3,14			6,28	3,07	1	12	7,41	6,14	6	15	0	6	15	1	6	15		1,35	
C4-1SS	0,80	0,25		20	20		6,28	2	16	16,59	14,13			12,57	5,59	8	15	2	6	15	0	6	15		1,66	
CT3A-1S	0,20	0,55		16	12		3,14			6,28	3,07	1	12	7,41	3,07	6	15	0	6	15	1	6	15		1,35	
CT3B-1S	0,20	0,55		16	12		3,14			6,28	3,07	1	12	7,41	3,07	6	15	0	6	15	1	6	15		1,35	
C4-2SS	0,80	0,25		20	20		6,28	2	16	16,59	7,59			12,57	5,59	8	15	2	6	15	0	6	15		1,66	
Column	b	d					0,00			0,00	0,00			0,00	0,00	6	15	0	6	15	0	6	15		#VALORI	
C89-C8	0,40	1,18		20	16		5,15	1	20	13,45	13,16	3	16	16,34	13,16	8	15	1	8	15	3	6	15		0,83	
G2-2SS	0,25	0,80		20	20		6,28			12,57	12,29	2	16	16,59	5,59	8	15	0	6	15	2	6	15		1,66	
C3-2SS	0,25	0,80		20	20		6,28			12,57	11,17	2	16	16,59	3,04	8	15	0	6	15	2	6	15		1,66	
G2-1SS	0,25	0,80		20	20		6,29			12,58	5,59	2	16	16,80	16,76	8	15	0	6	15	2	8	15		1,68	
C3-1SS	0,25	0,80		20	20		6,28			12,57	5,59	2	16	16,59	5,59	8	15	0	6	15	2	6	15		1,66	
C127	0,55	0,20		16	12		3,14	1	12	7,41	6,14			6,28	3,07	6	15	1	6	15	0	6	15		1,35	
C127	0,55	0,20		16	12		3,14	1	12	7,41	4,30			6,28	4,30	6	15	1	6	15	0	6	15		1,35	
C129	0,55	0,20		16	12		3,14	1	12	7,41	6,14			6,28	4,30	6	15	1	6	15	0	6	15		1,35	
C129	0,55	0,20		16	12		3,14	1	12	7,41	3,07			6,28	3,07	6	15	1	6	15	0	6	15		1,35	



9.8.4 Planillas de cálculo de vigas

CALCULO SIMPLIFICADO DE VIGAS DE H<sup>3</sup>A<sup>3</sup>  
VIGAS CONTINUAS

OBRA T-13-03-21-NVO-SECTOR-COCHERAS-B  
VIGAS EH-03

DATOS GENERALES

fy= 4,2 [t/cm<sup>2</sup>] r = 0,04 [m] ρ<sub>min</sub>= 3,33 ‰  
fc= 3000 [t/m<sup>2</sup>] H-30  
rela= 0,8

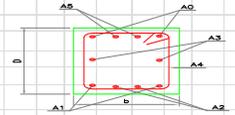
CODIGOS VIGAS	0	Simplemente apoyada
	1	Dos tramos
	2	Tres tramos-extremo
	3	Tres tramos-centro
4	Voladizo	

COMBINACIONES		
1.4 D		GRAVITATORIO
1.2 D+ 1.6 L		GRAVITATORIO
1.2 D+ E+f1 L		SISMO
f1= 0,5		

DENOM	LUZ	CODIGO DE VIGA	DIMENSIONES										ULTIMO				NOMINAL				NOMINAL				CARGAS PERMANENTE "D"				SOBRECARGAS "L"				ESFUERZOS ULTIMOS POR FLEXION						ARMADURA LONG.						ARMADURA CORTE			
			L	IZQ	DER	B	D	h	Bc	Msi	Msd	MgD	MgL	MgD	MgL	Mgud	Mgd	qd	Pd1	Dist1	Pd2	Dist2	qL	PL1	Dist1	PL2	Dist2	GRAVITATORIO			SISMO			ARM. SUPERIOR			ARM. INFERIOR			Vu	Vc + fv	Vs + fv i	Vs + fv d	Ae1				
																												Mue rell	Mue relc	Mutram	Map i	Mapd	Aapo i	Aapod	Atrato	Aap i	Aap d	Atrato	kr						kr	kr	kr	kr
1-B	3,92	0	0	0,3	0,55	0,51		8,36	10					0,0	0,0	0,99					0,4		0,0		0,0	0,0	0,0	0,0	3,4	8,36	10,00	4,49	5,37	2,26	4,49	5,37	5,50	0,036	0,043	0,014	8,30	0,0	0,0	0,0	5,12			
2-B	8,2	0	0	0,3	0,55	0,51		5,84	5,88					0,0	0,0	1,63					0,7		0,0		0,0	0,0	0,0	25,4	5,84	5,88	3,14	3,16	2,85	7,14	7,14	14,27	0,025	0,025	0,109	12,41	0,0	1,9	1,9	6,32				
3-B	4,1	0	0	0,3	0,55	0,51		5,76	2,04					0,0	0,0	0,98					0,4		0,0		0,0	0,0	0,0	3,7	5,76	2,04	3,09	1,10	2,26	3,09	2,75	5,50	0,025	0,009	0,016	4,70	0,0	0,0	0,0	3,93				
4-B	3,92	0	1	0,3	0,55	0,51		6,26	7,46					0,0	0,0	1,58					0,7		0,0		0,0	0,0	4,68	4,5	6,26	10,92	3,36	5,86	2,26	3,36	4,01	5,50	0,027	0,047	0,019	7,76	0,0	0,0	0,0	6,54				
5-B	7,97	1	0	0,3	0,55	0,51		5,92	6,13					0,0	0,0	2,85					1,3		0,0		0,0	35,11	0,0	33,9	31,81	6,13	20,37	3,56	5,09	9,74	9,74	19,47	0,150	0,026	0,145	26,43	0,0	16,0	11,6	14,92				
6-B	4,19	0	0	0,3	0,55	0,51		5,27	2,44					0,0	0,0	1,79					0,9		0,0		0,0	0,0	0,0	7,7	5,27	2,44	2,83	1,31	2,26	2,83	2,75	5,50	0,023	0,010	0,033	7,37	0,0	0,0	0,0	4,57				
7-B	3,52	0	1	0,3	0,55	0,51		6,26	7,46					0,0	0,0	1,58					0,7		0,0		0,0	0,0	3,77	3,6	6,26	10,25	3,36	5,50	2,26	3,36	4,01	5,50	0,027	0,044	0,016	8,31	0,0	0,0	0,0	10,02				
8-B	8,06	1	0	0,3	0,55	0,51		5,92	6,13					0,0	0,0	2,56					1,2		0,0		0,0	32,89	0,0	31,7	29,90	6,13	18,91	3,52	4,73	9,12	9,12	18,24	0,140	0,026	0,135	24,48	0,0	14,0	9,9	13,69				
9-B	4,2	0	0	0,3	0,55	0,51		5,48	2,52					0,0	0,0	1,61					0,7		0,0		0,0	0,0	0,0	6,9	5,48	2,52	2,94	1,35	2,26	2,94	2,75	5,50	0,023	0,011	0,029	6,53	0,0	0,0	0,0	4,34				
10-B	3,52	0	2	0,3	0,55	0,51		6,26	7,46					0,0	0,0	1,58					0,7		0,0		0,0	0,0	3,02	3,6	6,26	9,69	3,36	5,20	2,26	3,36	4,01	5,50	0,027	0,041	0,015	8,03	0,0	0,0	0,0	10,02				
11-B	8,16	3	3	0,3	0,55	0,51		5,92	6,13					0,0	0,0	2,37					1,2		0,0		0,0	21,34	21,34	25,3	21,25	21,46	11,79	11,86	2,96	7,11	7,11	14,21	0,091	0,092	0,108	19,61	0,0	9,1	9,1	10,16				
12-B	3,92	2	0	0,3	0,55	0,51		6,84	5,84					0,0	0,0	1,58					0,7		0,0		0,0	3,74	0,0	4,4	9,61	5,84	5,16	3,14	2,26	3,67	3,14	5,50	0,041	0,025	0,019	6,98	0,0	0,0	0,0	5,65				
13-B	3,52	0	2	0,3	0,55	0,51		6,26	7,46					0,0	0,0	1,58					0,7		0,0		0,0	0,0	0,0	6,26	9,69	3,36	5,20	2,26	3,36	4,01	5,50	0,027	0,041	0,015	8,03	0,0	0,0	0,0	10,02					
14-B	8,16	3	3	0,3	0,55	0,51		5,92	6,13					0,0	0,0	2,37					1,2		0,0		0,0	21,34	21,34	25,3	21,25	21,46	11,79	11,86	2,96	7,11	7,11	14,21	0,091	0,092	0,108	19,61	0,0	9,1	9,1	10,16				
15-B	4,61	2	0	0,3	0,55	0,51		6,88	5,12					0,0	0,0	1,58					0,7		0,0		0,0	5,17	0,0	6,1	10,71	5,12	5,75	2,75	2,26	3,69	2,75	5,50	0,046	0,022	0,026	8,14	0,0	0,0	0,0	5,65				
16-B	4,32	0	0	0,3	0,55	0,51		3,9	3,68					0,0	0,0	1,58	1,18	0,13			0,7	0,46	0,1		0,0	0,0	0,0	7,4	3,90	3,68	2,09	1,98	2,26	2,75	2,75	5,50	0,017	0,016	0,031	8,66	0,0	0,0	0,0	4,80				
17-B	7,96	0	1	0,3	0,55	0,51		3,34	3,27					0,0	0,0	2,37					1,2		0,0		0,0	0,0	30,46	29,4	3,34	25,16	1,90	17,27	4,32	8,33	8,33	16,65	0,014	0,130	0,125	22,96	0,0	8,7	12,5	12,65				
18-B	4,61	1	0	0,3	0,55	0,51		4,04	3,74					0,0	0,0	1,58					0,7		0,0		0,0	6,47	0,0	6,2	8,82	3,74	4,74	2,01	2,26	2,75	2,75	5,50	0,038	0,016	0,027	8,42	0,0	0,0	0,0	6,54				
19-B	4,45	0	0	0,3	0,55	0,51		3,9	3,68					0,0	0,0	1,58	1,15	0,13			0,7	0,45	0,1		0,0	0,0	0,0	7,8	3,90	3,68	2,09	1,98	2,26	2,80	2,80	5,50	0,017	0,016	0,033	8,81	0,0	0,0	0,0	4,82				



DETALLE DE A° DE VIGA



VISTA DE VIGA INTERMEDIA



DETERMINACIÓN DE ARMADURA NECESARIA DE VIGAS EH-03. OBRA: T-13-03-21-NVO-SECTOR-COCHERAS-B

DEN	A0		A5 IZQ		A5 DER		A1		A2		A7 IZQ		A7 DER		A3		A4-1		A4-2		A61		A62										
	N	Ø [cm²]	N	Ø [cm²]	N	Ø [cm²]	N	Ø [cm²]	N	Ø [cm²]	N	Ø [cm²]	N	Ø [cm²]	N	Ø	R	Ø	sep [cm²]	Ø	sep	N	Ø	N	Ø								
V1-B	2	12	2,3	2,26	2	16	4,0	6,28	2	16	4,0	6,28	3	16	6,03																		
V				0,00				0,00				0,00	6,03		NO	###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V2-B	2	16	4,0	4,02				4,02	4	16	8,04		2	20	6,28	###					2	6	2	8	12	8,38	8,4	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	6,03		NO	###					2	6	2	8	12	4,71	4,7	6	20	0	8	0	8
V3-B	2	12	2,3	2,26	1	12	1,1	3,39	2	26	3	16	6,03			###					2	6	2	6	12	4,71	4,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	6,03		NO	###					2	6	2	8	12	8,38	8,4	8	20	0	8	0	8
V4-B	3	20	9,4	9,42	4	20	12,6	12,6	9,42	5	16	###			3	20	9,42	###			2	6	2	8	12	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	6,03		NO	###					2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V5-B	3	20	9,4	9,42	4	20	12,6	12,6	9,42	5	16	###			3	20	9,42	###			2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	6,03		NO	###					2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V6-B	2	12	2,3	2,26	1	12	1,1	3,39	2	26	3	16	6,03			###					2	6	2	6	12	4,71	4,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	6,03		NO	###					2	6	2	6	12	4,71	4,7	6	20	0	8	0	8
V7-B	3	16	6,0	6,03	4	20	12,6	6,03	4	20	12,6	6,03	3	20	9,42	###					2	6	2	8	10	10,1	10	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	9,42		2	25	NO	###			2	6	2	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V8-B	3	16	6,0	6,03	4	20	12,6	6,03	5	16	###			3	20	9,42	###				2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	9,42		NO	###					2	6	2	8	15	6,7	6,7	8	20	0	8	0	8
V9-B	2	12	2,3	2,26	1	12	1,1	3,39	2	26	3	16	6,03			###					2	6	2	6	12	4,71	4,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	6,03		NO	###					2	6	2	6	12	4,71	4,7	6	20	0	8	0	8
V10-B	3	20	9,4	9,42	4	20	12,6	12,6	9,42	5	16	###			3	20	9,42	###			2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	9,42		2	25	NO	###			2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V11-B	2	16	4,0	4,02	3	25	14,7	###	4	16	8,0	###			2	20	6,28	###			2	6	2	8	10	10,1	10	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	6,28		NO	###					2	6	2	8	10	10,1	10	8	20	0	8	0	8
V12-B	2	16	4,0	4,02	4	16	8,0	###	4	16	8,04	###			2	20	6,28	###			2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	8,04		NO	###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V13-B	3	20	9,4	9,42	4	20	12,6	12,6	9,42	5	16	###			3	20	9,42	###			2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	9,42		2	25	NO	###			2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V14-B	2	16	4,0	4,02	3	25	14,7	###	4	16	8,0	###			2	20	6,28	###			2	6	2	8	10	10,1	10	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	8,04		NO	###					2	6	2	8	10	10,1	10	8	20	0	8	0	8
V15-B	2	16	4,0	4,02	4	16	8,0	###	4	16	8,04	###			2	20	6,28	###			2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	8,04		NO	###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V16-B	2	12	2,3	2,26	1	12	1,1	3,39	2	26	3	16	6,03			###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	10	2	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	6,03		NO	###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	10	2	8	0	8
V17-B	3	16	6,0	6,03	4	20	12,6	6,03	5	16	###			3	20	9,42	###				2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	9,42		NO	###					2	6	2	8	15	6,7	6,7	8	20	0	8	0	8
V18-B	3	16	6,0	6,03	4	20	12,6	6,03	5	16	###			3	20	9,42	###				2	6	2	8	15	6,7	6,7	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	9,42		NO	###					2	6	2	8	15	6,7	6,7	8	20	0	8	0	8
V19-B	2	12	2,3	2,26	1	12	1,1	3,39	2	26	3	16	6,03			###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	10	2	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	6,03		NO	###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	10	2	8	0	8
V20-B	3	16	6,0	6,03	4	20	12,6	6,03	5	16	###			3	20	9,42	###				2	6	3	8	10	15,1	15	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	9,42		NO	###					2	6	2	8	15	6,7	6,7	8	20	0	8	0	8
V21-B	3	16	6,0	6,03	4	20	12,6	6,03	5	16	###			3	20	9,42	###				2	6	2	8	15	6,7	6,7	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	9,42		NO	###					2	6	2	8	15	6,7	6,7	8	20	0	8	0	8
V22-B	2	16	4,0	4,02	4	16	8,0	###	4	16	8,04	###			2	20	6,28	###			2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	8,04		NO	###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V23-B	2	16	4,0	4,02	4	16	8,0	###	4	16	8,04	###			2	20	6,28	###			2	6	2	8	10	10,1	10	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	8,04		NO	###					2	6	2	8	10	10,1	10	8	20	0	8	0	8
V24-B	2	16	4,0	4,02	4	16	8,0	###	4	16	8,04	###			2	20	6,28	###			2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	8,04		NO	###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V25-B	2	16	4,0	4,02	4	16	8,0	###	4	16	8,04	###			2	20	6,28	###			2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	8,04		NO	###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V26-B	2	16	4,0	4,02	4	16	8,0	###	4	16	8,04	###			2	20	6,28	###			2	6	2	8	10	10,1	10	8	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	8,04		NO	###					2	6	2	8	10	10,1	10	8	20	0	8	0	8
V27-B	2	16	4,0	4,02	4	16	8,0	###	4	16	8,04	###			2	20	6,28	###			2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00				0,00	8,04		NO	###					2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V28-B	2	16	4,0	4,02	4	16	8,0	###	4	16	8,04	###			2	20	6,28	###			2	6	2	6	10	5,65	5,7	6	20	0	8	0	8
V				0,00				0,00																									

## 9.8.5 Planillas de cálculo de losas

### 9.8.5.1 Losas nervuradas en una dirección

#### CALCULO SIMPLIFICADO DE VIGAS DE H<sup>2</sup>A<sup>2</sup> VIGAS CONTINUAS

OBRA: CG - COCHERAS - SECTOR B  
LOSAS SOBRE 1° SUBSUELO

#### DATOS GENERALES

fy= 4.2 [t/cm<sup>2</sup>] r = 0.04 [m]  
f'c= 3000 [t/m<sup>2</sup>] H-30  
rela= 0.8

ρ<sub>min</sub>= 3.33 ‰

CODIGOS VIGAS		
0	Simplemente apoyada	
1	Dos tramos	
2	Tres tramos-extremo	
3	Tres tramos-centro	
4	Voladizo	

COMBINACIONES	
1.4 D	GRAVITATORIO
1.2 D+ 1.6 L	GRAVITATORIO
f1=	0

DENO	LUZ	CODIGO DE LOSA	DIMENSIONES			NOMINAL GRAV		NOMINAL GRAV		ULTIMO GRAV		NOMINAL												ARMADURA LONG.						ARMADURA CORTE					TIPO DE ESTRIBO								
			Bn	Dn	hn	Bm	MgD	MgL	MgD	MgL	Mgui	Mgud	CARGAS PERMANENTE "D"						SOBRECARGAS "L"						GRAVITATORIO			ARM. SUPERIOR			ARM. INFERIOR		Vu	Vc + φv		Vs + φv	Vs + φv	Ae1					
													q losa	qd	Pd1	Dist1	Pd2	Dist2	q losa	qL	PL1	Dist1	PL2	Dist2	Mue rel	Mue rel	Mutram	Aapo i	Aapod	Atramo	Aap i	Aap d							Atramo	kr ap i	kr ap d	kr tr	
118-B	4.11	0 0	0.12	0.4	0.36	0.40				0.0	0.0	1.5	0.79					0.5	0.26	0.0			0.00	0.00	0.00	2.9	0.00	0.00	0.44	1.10	1.10	2.20	0.00	0.00	0.06	2.80	3.0	0.0	0.0	0.98	EST. ABIERTO		
									0.0	0.0	0.00	0.00					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	#DV/0!
									0.0	0.0	0.00	0.00					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	#DV/0!

9.8.5.1 Losas nervuradas en dos direcciones

CALCULO DE LOSAS NERVURADAS DE Hªº APOYADAS EN CUATRO BORDES

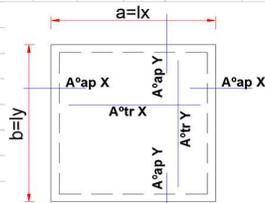
OBRA: CG - COCHERAS - SECTOR B

LOSAS: S/ 1º subsuelo

FECHA: 11/7/2017

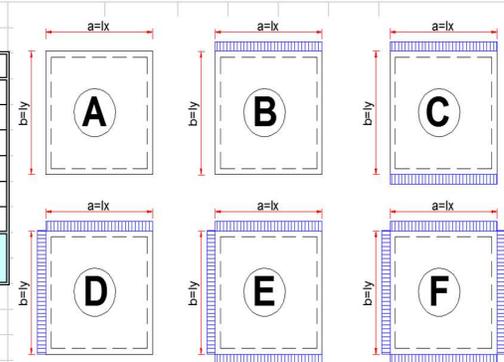
DATOS GENERALES

fy=	4.2	[t/cm <sup>2</sup> ]	
fc=	3000	[t/m <sup>2</sup> ]	H-30
rec =	0.04	[m]	
rela=	0.8		
coef may	1.3		
pmin=	3.33	%	

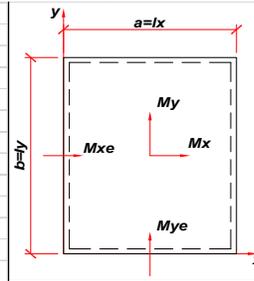


TIPO DE LOSA	APOYADA EN 4 BORDES	
	A	Simply supported
B	One edge fixed side Y	
C	Two edges fixed side Y	
D	One edge fixed side X - One edge fixed side Y	
E	One edge fixed side X - Two edges fixed side Y	
F	Two edges fixed side X - Two edges fixed side Y	

NOTA: SI EL TIPO DE LOSA ES "D" O "F" LA RELACION DE LUCES  $\lambda = a/b$  DEBE SER MAYOR QUE UNO



DENOMIN.	TIPO DE LOSA	LUCES		$\lambda$	ESPESOR		NERVIO		CARGAS		ESFUERZOS ULTIMOS POR FLEXION				ARMADURA A FLEXION				VERIFICACION GRAVITATORIO					
		a=lx [m]	b=ly [m]		d [m]	h [m]	an [m]	en [m]	qD [t/m <sup>2</sup> ]	qL [t/m <sup>2</sup> ]	MUx [t.m/nerv.]	MUxe [t.m/nerv.]	MUy [t.m/nerv.]	MUye [t.m/nerv.]	Aº tr X [cm <sup>2</sup> /nerv.]	Aº ap X [cm <sup>2</sup> /nerv.]	Aº tr Y [cm <sup>2</sup> /nerv.]	Aº ap Y [cm <sup>2</sup> /nerv.]	A min [cm <sup>2</sup> /nerv.]	kr tr x	kr ap x	kr tr y	kr ap y	Mcrit [t.m/nerv.]
131-B	A	7.96	6.5	1.22	0.40	0.36	0.52	0.12	1.15	0.5	1.99	0.00	2.85	0.00	1.97	0.00	2.83	0.00	1.60	0.04	0.00	0.06	0.00	9.74
102-B	B	7.96	6.44	1.24	0.40	0.36	0.52	0.12	1.13	0.5	1.17	0.00	2.47	3.72	1.16	0.00	2.44	2.87	1.60	0.03	0.00	0.05	0.08	9.74
105-B	B	7.96	5.95	1.34	0.40	0.36	0.52	0.12	1.13	0.5	0.94	0.00	2.25	3.33	0.93	0.00	2.22	2.57	1.60	0.02	0.00	0.05	0.07	9.74



DEN	ESFUERZOS DE CORTE						VERIFICACION AL CORTE						TIPO DE ESTRIBO
	C1=1.4D		C2=1.2D+1.6L		ULTIMO		Vc [t]	φº Vc [t]	Vs X [t]	Vs Y [t]	Aº est X [cm <sup>2</sup> /m]	Aº est Y [cm <sup>2</sup> /m]	
N131	4.43	1.62	5.99	2.19	5.99	2.19	3.94	2.96	1.17	0.00	0.98	0.98	Estribo cerrado
N102	5.38	0.74	7.34	1.01	7.34	1.01	3.94	2.96	2.32	0.00	1.53	0.98	Estribo cerrado
N105	5.60	0.52	7.64	0.70	7.64	0.70	3.94	2.96	2.57	0.00	1.70	0.98	Estribo cerrado

9.8.5.2 Losas macizas en una dirección

CALCULO SIMPLIFICADO DE LOSAS MACIZAS DE HºAº ARMADAS EN UNA DIRECCION

OBRA: T-13-03-021 - CG - COCHERAS - SECTOR B		LOSAS EH-04		DATOS GENERALES		fy= 4,2 [t/cm2]    r = 0,03 [m]		ρmin= 1,80 ‰		CODIGOS DE LOSA		POSICION DE LOSA		COMBINACIONES	
				f'c= 3000 [t/m2]    H-30						0    Simplemente apoyada		U    Unica		1.4 D    GRAVITATORIO	
				rela= 0,8						1    Dos tramos		I    Extremo izquierdo		1.2 D+ 1.6 L    GRAVITATORIO	
										2    Tres tramos-extremo		C    Centrales			
										3    Tres tramos-centro		D    Extremo derecho			
										4    Voladizo		VI    Voladizo izquierdo			
												VD    Voladizo derecho			

DENOMIN	POSICION DE LOSA	LUZ L [m]	CODIGO DE LOSA IZQ DER	DIMENSIONES			NOMINAL GRAV AP. IZQ		NOMINAL GRAV AP. DER		ULTIMO GRAV APOYO		NOMINAL CARGAS PERMANENTE "D" SOBRECARGAS "L"								ESF ULTIMOS POR FLEXION GRAVITATORIO			ARMADURA LONG. ARM. SUPERIOR		ARM. INFERIOR		VERIFICACION CORTE						
				Bn [m]	Dn [m]	hn [m]	MgD [t.m/m]	MgL [t.m/m]	MgD [t.m/m]	MgL [t.m/m]	Mgui [t.m/m]	Mgud [t.m/m]	q losa [t/m.m]	Pd1 [t]	Dist1 [m]	Pd2 [t]	Dist2 [m]	q losa [t/m.m]	PL1 [t]	Dist1 [m]	PL2 [t]	Dist2 [m]	Mue reil [t.m./m.]	Mue reid [t.m./m.]	Mutram [t.m./m.]	Aapo i [cm2/m]	Aapod [cm2/m]	Atramo [cm2/m]	kr ap i	kr ap d	kr tr	Vu [t]	Vc * φv [t]	
				121a-B	VD	1,98	4    0	1,00	0,18	0,16					0,0	0,0	0,69					0,50		0,0		0,00	3,20	0,00	0,4	5,65	0,00	3,24	0,04	0,00
137-B	U	1,38	0    0	1,00	0,18	0,16					0,0	0,0	1,13				0,50		0,0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,00	0,00	3,24	0,00	0,00	0,01	1,49	10,6	OK
138-B	U	1,62	0    0	1,00	0,18	0,16					0,0	0,0	1,13				0,50		0,0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,7	0,00	0,00	3,24	0,00	0,00	0,01	1,75	10,6	OK
128-B	D	3	2    0	1,00	0,18	0,16					0,0	0,0	1,13				0,50		0,0		0,00	1,55	0,00	1,8	2,75	0,00	3,26	0,02	0,00	0,03	3,76	10,6	OK	

9.8.5.3 Losas macizas en dos direcciones

CALCULO DE LOSAS MACIZAS DE HºAº APOYADAS EN CUATRO BORDES																											
<b>OBRA:</b> T-13-03-021 - CG - Cocheras - Sector B <b>LOSAS:</b> EH-04 - Sector B <b>FECHA:</b> 2017.01.26										<b>TIPO DE LOSA</b> <b>A</b> Simplemente apoyada <b>B</b> Un borde empotrado lado Y <b>C</b> Biempotrado lado Y <b>D</b> Un borde empotrado lado X - Un borde empotrado lado Y <b>E</b> Un borde empotrado lado X - Biempotrado lado Y <b>F</b> Biempotrado lado X - Biempotrado lado Y																	
<b>DATOS GENERALES</b> <b>f<sub>y</sub></b> = 4.2 [t/cm <sup>2</sup> ] <b>f<sub>c</sub></b> = 3000 [t/m <sup>2</sup> ] H-30 <b>rec</b> = 0.025 [m] <b>rela</b> = 0.8 <b>pmi</b> = 1.80 ‰															NOTA: SI EL TIPO DE LOSA ES "D" O "F" LA RELACION DE LUCES λ=a/b DEBE SER MAYOR QUE UNO												
DENOMIN.	TIPO DE LOSA	LUCES		λ	ESPESOR		CARGAS		ESF. ULTIMOS POR FLEXION				ARMADURA A FLEXION				VERIFICACION GRAVITATORIO				CORTE ULTIMO		VERIFICACION AL CORTE				
		a=b [m]	b=ly [m]		d [m]	h [m]	qD [t/m <sup>2</sup> ]	qL [t/m <sup>2</sup> ]	MUx [t.m/m]	MUxe [t.m/m]	MUy [t.m/m]	MUye [t.m/m]	Aº tr X [cm <sup>2</sup> /m]	Aº ap X [cm <sup>2</sup> /m]	Aº tr Y [cm <sup>2</sup> /m]	Aº ap Y [cm <sup>2</sup> /m]	A mín [cm <sup>2</sup> /m]	kr tr x	kr ap x	kr tr y	kr ap y	Mcrit [t.m/m]	VUx [t/m]	VUy [t/m]	Vc [t]	φº Vc [t]	
LT1-B	E	4.23	5.2	0.81	0.18	0.16	1.122	0.5	1.79	2.33	1.56	2.24	3.17	4.12	2.77	3.95	3.24	0.02	0.03	0.02	0.03	15.05	2.12	2.98	14.15	10.61	OK
LT2-B	F	5.2	7.96	0.65	0.18	0.16	1.122	0.5	2.97	3.56	1.50	2.65	5.24	6.29	2.64	4.89	3.24	0.04	0.05	0.02	0.04	15.05	0.54	7.71	14.15	10.61	Aº total anclada
LT3-B	E	4.11	5.2	0.79	0.18	0.16	1.362	0.5	2.01	2.59	1.68	2.44	3.54	4.58	2.98	4.31	3.24	0.03	0.04	0.02	0.03	15.05	2.19	3.55	14.15	10.61	OK
LT1º-B	E	4.11	5.2	0.79	0.18	0.16	1.442	0.5	2.08	2.69	1.75	2.53	3.68	4.76	3.09	4.48	3.24	0.03	0.04	0.02	0.04	15.05	2.28	3.69	14.15	10.61	OK
LT2º-B	F	7.96	5.2	1.53	0.18	0.16	1.442	0.5	1.80	3.20	3.48	4.20	3.18	5.65	6.16	7.46	3.24	0.02	0.04	0.05	0.06	15.05	8.52	1.01	14.15	10.61	Aº total anclada
LT3º-B	E	4.11	5.2	0.79	0.18	0.16	1.442	0.5	2.08	2.69	1.75	2.53	3.68	4.76	3.09	4.48	3.24	0.03	0.04	0.02	0.04	15.05	2.28	3.69	14.15	10.61	OK
LT1-B	E	4.23	5.2	0.81	0.18	0.16	2.02		2.36	3.07	2.06	2.95	4.17	5.43	3.64	5.21	3.24	0.03	0.04	0.03	0.04	15.05	2.79	3.92	14.15	10.61	OK
LT1-B	E	4.23	5.2	0.81	0.18	0.16	1.7	0.5	2.37	3.09	2.07	2.96	4.19	5.45	3.66	5.23	3.24	0.03	0.04	0.03	0.04	15.05	2.80	3.94	14.15	10.61	OK
129-B	D	5.83	5.56	1.05	0.18	0.16	1.132	0.5	2.77	3.86	2.94	3.94	4.90	6.81	5.19	6.96	3.24	0.04	0.05	0.04	0.05	15.05	3.44	2.72	14.15	10.61	OK
130-B	E	4.56	6.5	0.70	0.18	0.16	1.132	0.5	2.57	3.23	1.84	2.82	4.55	5.71	3.26	4.99	3.24	0.04	0.04	0.03	0.04	15.05	1.62	4.71	14.15	10.61	OK
132-B	B	4.11	5.2	0.79	0.18	0.16	1.132	0.5	1.77	0.00	2.17	2.98	3.12	0.00	3.83	5.27	3.24	0.02	0.00	0.03	0.04	15.05	2.19	2.84	14.15	10.61	OK
133-B	D	4.7	5.2	0.90	0.18	0.16	1.132	0.5	2.30	3.04	1.97	2.80	4.06	5.36	3.49	4.95	3.24	0.03	0.04	0.03	0.04	15.05	2.01	3.38	14.15	10.61	OK
134-B	E	4.7	5.2	0.90	0.18	0.16	1.132	0.5	1.86	2.50	1.88	2.57	3.28	4.41	3.31	4.55	3.24	0.03	0.03	0.03	0.04	15.05	2.89	2.41	14.15	10.61	OK
135-B	C	4.7	5.2	0.90	0.18	0.16	1.132	0.5	1.25	0.00	2.36	3.02	2.20	0.00	4.17	5.34	3.24	0.02	0.00	0.03	0.04	15.05	3.88	1.32	14.15	10.61	OK
136-B	B	4.71	2.76	1.71	0.18	0.16	1.132	0.5	0.32	0.00	1.30	1.53	0.56	0.00	2.30	2.70	3.24	0.00	0.00	0.02	0.02	15.05	4.86	0.13	14.15	10.61	OK
121b-B	A	4.02	4.66	0.86	0.18	0.16	0.692	0.5	1.44	0.00	1.12	0.00	2.54	0.00	1.98	0.00	3.24	0.02	0.00	0.02	0.00	15.05	1.17	2.44	14.15	10.61	OK
101-B	B	4.07	7.68	0.53	0.18	0.16	1.282	0.5	3.33	0.00	2.29	3.74	5.88	0.00	4.04	6.60	3.24	0.05	0.00	0.03	0.05	15.05	0.78	7.51	14.15	10.61	Aº total anclada
104-B	C	4.13	5.7	0.72	0.18	0.16	1.282	0.5	1.79	0.00	2.30	3.14	3.16	0.00	4.06	5.55	3.24	0.02	0.00	0.03	0.04	15.05	2.80	2.80	14.15	10.61	OK
102-B	B	4.06	4.74	0.86	0.18	0.16	0.872	0.35	1.10	0.00	1.52	2.04	1.93	0.00	2.69	3.61	3.24	0.02	0.00	0.02	0.03	15.05	1.87	1.62	14.15	10.61	OK
106-B	C	4.06	7.09	0.57	0.18	0.16	0.872	0.35	1.83	0.00	1.61	2.41	3.23	0.00	2.84	4.26	3.24	0.03	0.00	0.02	0.03	15.05	1.16	3.67	14.15	10.61	OK
108-B	E	5.2	7.96	0.65	0.18	0.16	1.112	0.5	3.59	4.43	2.34	3.72	6.34	7.87	4.13	6.57	3.24	0.05	0.06	0.03	0.05	15.05	1.49	6.21	14.15	10.61	OK
126-B	E	5.2	7.96	0.65	0.18	0.16	1.442	0.5	4.26	5.26	2.77	4.41	7.56	9.43	4.89	7.82	3.24	0.06	0.07	0.04	0.06	15.05	1.77	7.36	14.15	10.61	Aº total anclada
115-B	D	4.11	5.2	0.79	0.18	0.16	1.112	0.5	2.07	2.63	1.48	2.24	3.65	4.65	2.62	3.96	3.24	0.03	0.04	0.02	0.03	15.05	1.17	4.07	14.15	10.61	OK
117-B	E	7.96	5.2	1.53	0.18	0.16	1.112	0.5	1.40	2.65	3.11	3.72	2.47	4.68	5.50	6.57	3.24	0.02	0.04	0.04	0.05	15.05	7.79	0.46	14.15	10.61	Aº total anclada
120-B	E	8.04	5.2	1.55	0.18	0.16	1.112	0.5	1.39	2.65	3.12	3.73	2.45	4.68	5.52	6.59	3.24	0.02	0.04	0.04	0.05	15.05	7.90	0.44	14.15	10.61	Aº total anclada
124-B	D	4.02	4.66	0.86	0.18	0.16	1.112	0.5	1.78	2.31	1.43	2.07	3.14	4.08	2.53	3.66	3.24	0.02	0.03	0.02	0.03	15.05	1.50	3.23	14.15	10.61	OK

## 9.9 Planos de proyecto

- **EH-01-B** – Planta de replanteo de pilotes – Sector B.
- **EH-02-B** – Planta de fundación – Sector B.
- **EH-03-B** – Planta de estructura sobre 2º subsuelo – Sector B.
- **EH-03A-B** – Armadura de losas sobre 2º subsuelo – Sector B.
- **EH-04-B** – Planta de estructura sobre 1º subsuelo – Sector B.
- **EH-04A-B** – Armadura de losas sobre 1º subsuelo – Sector B.
- **EH-10** – Plano de detalle de pilotes – Sector B.
- **EH-14** – Plano de detalle de cabezales – Sector B.
- **EH-15** – Plano de detalle de columnas – Sector B.
- **EH-30 a EH-35** – Planos de detalles de vigas de fundación – Sector B.
- **EH-40 a EH-45** – Planos de detalles de vigas sobre 2º subsuelo – Sector B.
- **EH-50 a EH-55** – Planos de detalles de vigas sobre 1º subsuelo – Sector B.