



DISEÑO ESTRUCTURAL

Proyecto Residencias Universitarias – U.N.Cuyo
con tecnología CLT.

*Carrera: Ingeniería Civil
Año: 2022*

Autores

BRUNI, Melina (13187)

GRILI, Isabella (12409)

RÍOS, Alex (10980)

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

Índice

1. Introducción	5
2. Tareas a realizar	5
3. Cronograma de trabajo	6
4. Estudio de Antecedentes	7
5. La Madera CLT como material de construcción	10
6. Evaluación de Alternativas	12
6.1. Ubicación	12
6.2. Número de Edificios	13
6.3. Diseño arquitectónico de cada departamento	13
6.4. Distribución de los bloques	15
7. Anteproyecto Arquitectónico	18
7.1. Características a Considerar según el Código Urbano y de Edificación	18
7.1.1. Locales Habitables	18
7.1.2. Locales no Habitables	20
7.1.2.1. Requisitos para Residencias Estudiantiles	20
7.1.2.1.1. Espacios Comunes	20
7.1.2.1.2. Dormitorios	21
7.1.2.1.3. Baños	21
7.1.3. Accesos y Salidas	22
7.1.4. Escaleras	23
7.1.5. Ascensores	24
7.1.6. Circulaciones Horizontales - Medios de Escape	24
7.2. Instalaciones	26
7.3. Modelado Arquitectónico 3D	27
8. Movimiento de suelos	27
9. Sistema Constructivo	30
9.1. Bloque de departamentos	30
9.2. Espacio común	31
10. Predimensionado	33
10.1. Correas	33
10.2. Vigas	33
10.3. Columnas	34
10.4. Riostras	34
10.5. Muros	35



10.6. Losa	35
11. Análisis de Carga	35
11.1. Carga permanente (D)	35
11.2. Carga de nieve (S)	36
11.3. Carga viva (L)	38
11.4. Carga de Viento (W)	39
12. Combinaciones	44
12.1. Estado de servicio	44
12.2. Estado último	44
13. Análisis Sísmico - Método Estático	45
13.1. Peso del Edificio	46
13.2. Coeficiente Sísmico	46
13.2.1. Zona Sísmica	46
13.2.2. Tipo espectral	47
13.2.3. a_s , C_a y C_v .	47
13.2.4. Periodo del edificio	48
13.2.5. Periodo Máximo	48
13.2.6. Factor de Riesgo	49
13.2.7. Factor de Reducción	50
13.2.8. Coeficiente Sísmico	50
13.3. Corte Basal	50
13.4. Distribución en altura del Corte Basal	50
13.4.1. Bloque de departamentos	51
13.4.2. Espacio Común	51
14. Regularidad estructural	51
14.1. Regularidad en planta	51
14.1.1. Bloque de Departamentos	52
14.1.2. Espacio común	55
14.2. Regularidad en altura	57
14.2.1. Bloque de departamentos	58
14.2.2. Espacio común	58
14.3. Distorsión de piso	58
14.3.1. Bloque de departamentos	59
14.3.2. Espacio Común	60
15. Diseño Estructural	60
15.1. Losa	60
15.2. Correas	61
15.2.1. Resistencia a Flexión	63



15.2.2. Control de Rigidez	64
15.2.3. Control de Vibraciones	66
15.2.4. Corte	67
15.3. Vigas	68
15.3.1. Resistencia a Flexión	69
15.3.2. Control de Rigidez	69
15.3.3. Control de Vibraciones	70
15.3.4. Corte	70
15.4. Columnas	70
15.4.1. Resistencia a compresión	71
15.4.2. Verificación a flexocompresión	72
15.5. Muros	73
15.5.1. Cálculo de Tensiones Últimas	74
15.5.2. Extracción de solicitaciones correspondientes a cada pier	77
15.5.3. Parámetros geométricos de cada pier	77
15.5.4. Tensión de Flexión	77
15.5.5. Tensión de Corte	77
15.5.6. Tensión Normal	78
15.5.7. Flexocompresión	78
15.5.8. Ejemplo de verificación	78
15.6. Riostras	78
16. Pasarelas	80
16.1. Condiciones de vínculo	80
16.2. Diseño	81
17. Fundaciones	82
17.1. Zapatas Aisladas	83
17.2. Zapata Corrida Muros	95
17.3. Zapata corrida columnas externas	100
17.4. Vigas de Fundación	102
18. Uniones	104
18.1. Unión correa - viga	105
18.1.1. Bloque de departamentos	106
18.1.2. Espacio común	107
18.2. Unión viga-columna	108
18.2.1. Bloque de departamentos	108
18.2.2. Espacio común	109
18.3. Uniones del plano arriostrado (espacio común)	111
18.4. Unión muro-fundación	117

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

19. Cómputo	123
20. Presupuesto	129
21. Estudio de Rentabilidad	130
22. Presupuesto de Honorarios Profesionales	135
23. Conclusiones	136
24. Bibliografía	137
25. Software	137
26. Anexos	137

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

1. Introducción

El presente proyecto consiste en el desarrollo de un edificio destinado a residencias universitarias. El objetivo es proveer alojamiento tanto a los alumnos extranjeros que la Universidad Nacional de Cuyo recibe cada semestre por medio del Programa de Movilidad Estudiantil como a los estudiantes nacionales que habitan en zonas lejanas.

La problemática que motiva el proyecto es la dificultad para conseguir hospedaje conveniente con la que se encontraron los estudiantes de intercambio el semestre pasado y el alto nivel de precios para alquileres permanentes.

Se considera que las residencias deben estar ubicadas de manera de tener fácil acceso a las instalaciones de la universidad y al transporte público, ya que es su medio de transporte en la ciudad. Debido a esto, se propone la construcción de un nuevo edificio dentro del campus universitario destinado plenamente a dichos estudiantes.

El mismo se desarrollará utilizando como principal material resistente la madera CLT complementándolo con elementos de Hormigón Armado. La utilización de madera tiene como objetivo reducir el impacto ambiental y lograr una estructura más liviana (menor peso propio).

2. Tareas a realizar

Las principales tareas a realizar son:

- Identificación de problema
- Planteo de soluciones
- Estudio de antecedentes
- Evaluación de alternativas y elección de la más viable
- Anteproyecto arquitectónico y elección del sistema estructural
- Cálculo estructural
- Cómputo y presupuesto
- Estudio de rentabilidad
- Presupuesto de honorarios profesionales

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

3. Cronograma de trabajo

A continuación, se muestra el cronograma de entregas parciales a seguir por el grupo para la conclusión del proyecto durante la duración del curso. El mismo puede presentar modificaciones conforme se vaya observando el real avance del proyecto en el tiempo.

CLASE	FECHA	TAREA
1	18-08-2022	Identificación del problema y planteo de soluciones
2	25-08-2022	Definición del proyecto, tareas a realizar y cronograma de trabajo
3	01-09-2022	1° Presentación oral Estudio de Antecedentes Evaluación de alternativas y elección de la más viable Anteproyecto arquitectónico y elección del sistema estructural
4	08-09-2022	Anteproyecto arquitectónico y elección del sistema estructural
5	15-09-2022	Anteproyecto arquitectónico y elección del sistema estructural Predimensionado y Análisis de Carga
6	22-09-2022	Método Estático
7	29-09-2022	Diseño de vigas
8	06-10-2022	2° Presentación Oral Diseño de columnas
9	13-10-2022	Diseño de losas
10	20-10-2022	Diseño de fundaciones
11	27-10-2022	Verificación global de la estructura Uniones
12	03-11-2022	Cómputo y presupuesto
13	10-11-2022	Cómputo y presupuesto Estudio de rentabilidad Presupuesto de honorarios profesionales
14	17-11-2022	Presentación Oral Final y entrega de informe completo

Tabla 1: Cronograma



4. Estudio de Antecedentes

Se realiza un estudio de antecedentes con el fin de conocer construcciones similares en madera para poder estudiar mejor tanto el alcance como las alternativas que este material ofrece.

- Edificio HoHo - Viena, Austria

En el año 2019 se finalizó en Viena, Austria la construcción de un edificio híbrido madera-hormigón para espacios de trabajo, restaurantes, apartamentos y lugares de ocio.

El edificio principal consta de tres volúmenes acoplados de 9, 15 y 23 pisos, con dos sótanos y otro volumen más pequeño, con sólo 5 plantas sobre rasante. En este proyecto se utilizan aproximadamente 4350m³ de madera y en comparación con la construcción de hormigón armado, el uso de madera evita unas 2800 toneladas equivalentes de CO₂.



Fig. 1 : Edificio HoHo en Viena, Austria

Para la construcción de madera, se eligió una estructura de soporte sencilla, formada por tres elementos básicos: de soporte, de techo y de borde.



Fig. 2: Montaje de los elementos de borde

La estructura de soporte, la cual forma parte del núcleo principal de la estructura, se proyectó en el espacio de comunicación vertical y se materializó con hormigón in situ. La estructura de techo, materializada con CLT, transfiere las cargas de cada piso y la unión de este plano horizontal a la estructura vertical se realiza mediante el denominado ensamblaje “nodo del sistema”, en el cual, además de realizar un anclaje de tracción vertical desde los cimientos hasta el último piso, también proporciona anclajes de tensión horizontal en los paneles de CLT del techo. Y la estructura de borde, también en CLT, compone el cerramiento de la fachada Y están unidos a la estructura primaria de tal manera que no soporten las cargas globales, sólo las cargas locales de viento, su propio peso y el peso de los elementos de la fachada. Las posibles compresiones existentes son absorbidas por las columnas a través de una conexión móvil vertical.

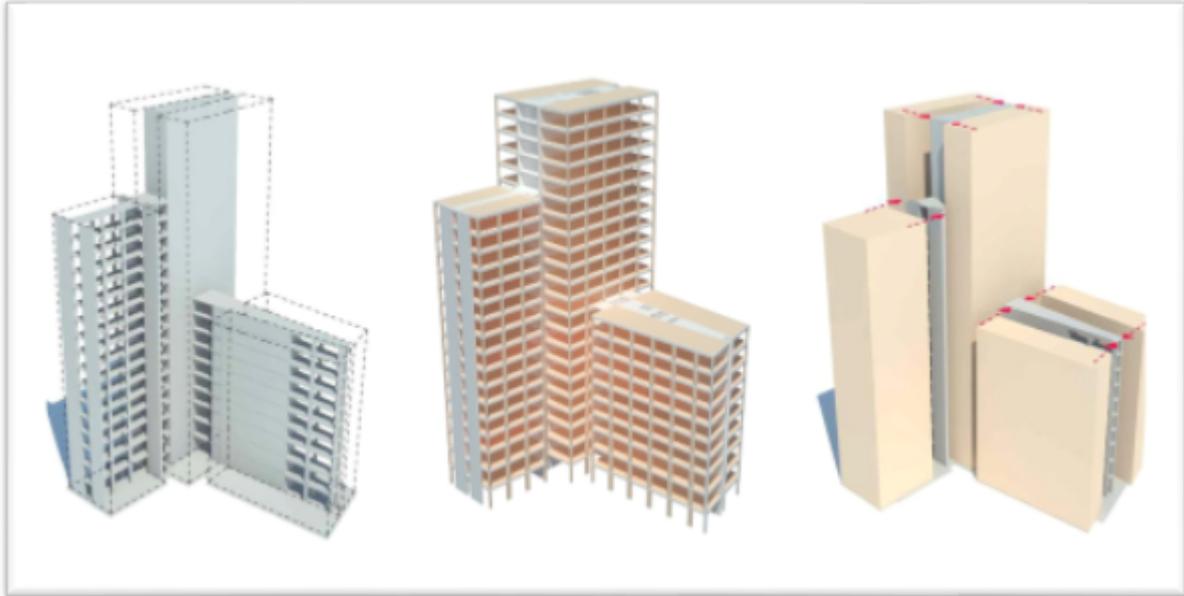


Fig. 3: Construcción de los elementos básicos del edificio

- Edificio Brock Commons - Vancouver, Canadá

Otro antecedente similar es el edificio Brock Commons en la Universidad de Columbia Británica en Vancouver, Canadá, siendo uno de los edificios de madera más altos del mundo (53 metros) terminado en el año 2017. El mismo sirve para alojar a 404 alumnos, en apartamentos con cuatro dormitorios, y estudios individuales con baño y cocina. Además de su altura, esta torre de madera destaca por la velocidad con la que se construyó: 66 días.



Fig. 4: Construcción del edificio



Se trata de una estructura híbrida de 18 pisos, que está formada por:

- Losas de madera CLT para los pisos.
- Soportes de madera laminada con conectores de acero.
- Núcleos de pantallas de hormigón.



Fig. 5: Edificio Brock Commons en Vancouver, Canadá.

5. La Madera CLT como material de construcción

La madera CLT (Cross laminated timber) o Madera Laminada Cruzada es un material estructural relativamente nuevo. Está formado por mínimo 3 capas de madera aserrada las cuales se colocan perpendicularmente entre sí y se encolan. La agrupación de las capas siempre se realiza en números impares, manteniendo el perfil transversal simétrico. Actualmente la madera CLT se utiliza principalmente para estructuras de paredes y pisos.

El hecho de que las secciones transversales de los paneles sean considerables, permite que los componentes tengan una alta capacidad de carga y rigidez. Además su bajo peso propio trae ventajas en cuanto a cimentación, transporte y montaje. Otras ventajas



son: buen aislante térmico, buena capacidad portante en casos de incendios, buena estabilidad dimensional, producción flexible (incluso permite la fabricación de superficies curvas), los elementos se pueden unir con métodos sencillos como el clavado y atornillado, entre otras.

CLT es un material de construcción ecológico y reciclable que, utilizado correctamente, tiene una larga vida útil. Luego puede reutilizarse en estructuras nuevas o incinerarse junto con los subproductos (virutas y desechos de madera) para recuperar energía y utilizarla para, por ejemplo, calentar los hornos de secado.

A continuación se pone en evidencia el ciclo que tiene la madera CLT

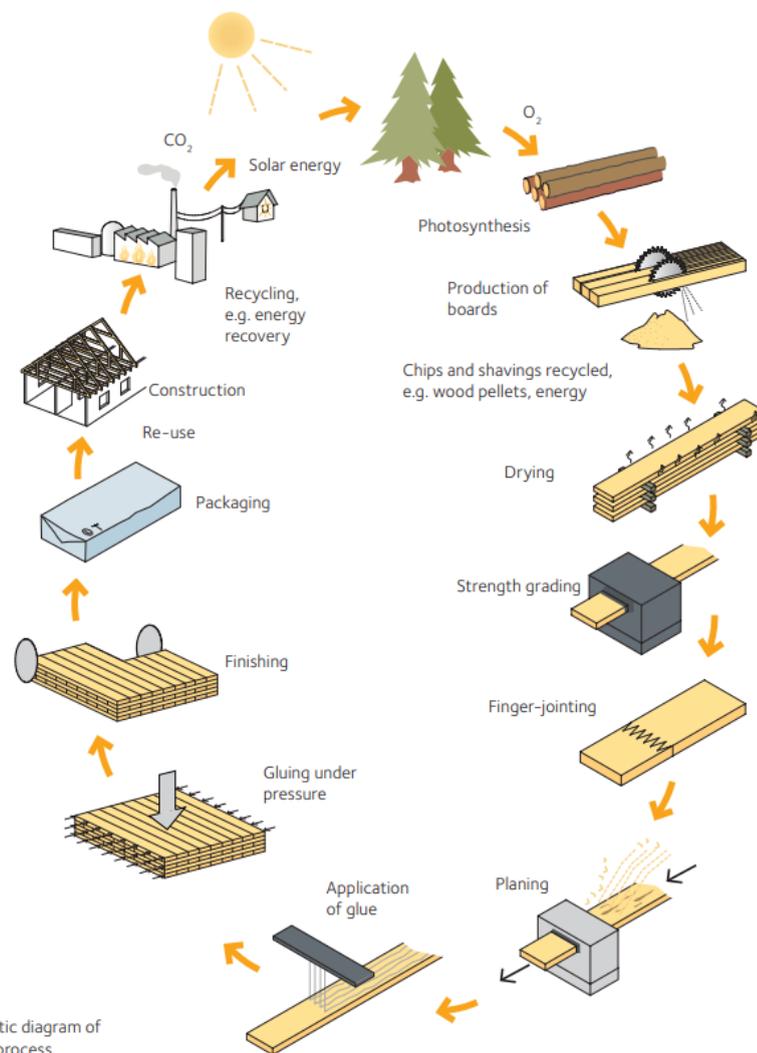


Figure 1.6 Schematic diagram of the CLT production process.

Fig. 6: Diagrama esquemático del proceso de producción de CLT

	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
	Diseño Estructural 2022	

6. Evaluación de Alternativas

6.1. Ubicación

Se evaluó la posibilidad de colocar las residencias en distintos puntos dentro del campus universitario para poder garantizar la cercanía de los estudiantes a sus respectivas facultades.

Una de las alternativas fue construir las residencias sobre los distintos edificios de aulas preexistentes. Para esto era necesario estudiar los posibles refuerzos a dichas estructuras. La principal ventaja de esta alternativa era la distribución de los estudiantes en función de las distintas carreras. Esta alternativa fue descartada debido al volumen dispar de estudiantes en cada facultad y la variación de formas y sistemas constructivos de cada uno. Además, la construcción interferiría con el desarrollo de las actividades en todas las facultades.

Otra idea era realizar un edificio nuevo en un terreno desocupado. A partir de esta alternativa surgieron dos propuestas de ubicación para la futura residencia. La opción 1 era detrás de la Facultad de Filosofía y Letras y la opción 2 entre la Facultad de Ciencias Médicas y la Facultad de Ciencias Económicas. Antes estas dos opciones adoptamos la primera por su cercanía al Comedor Universitario, al Jardín Maternal y a las Residencias ya existentes.



Fig. 7: Opción 1



UNCUYO
UNIVERSIDAD
NACIONAL DE CUYO



**FACULTAD
DE INGENIERÍA**

G2

Bruni, Melina
Grili, Isabella
Rios, Alex

Diseño Estructural 2022

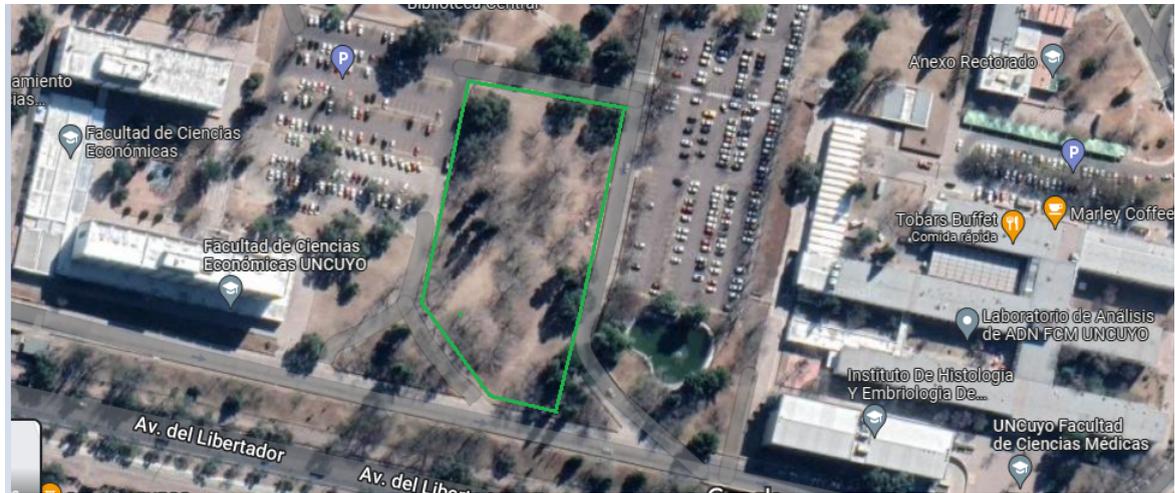


Fig. 8: Opción 2

6.2. Número de Edificios

Se barajó la posibilidad de realizar un solo edificio que fuera capaz de alojar a todos estudiantes de intercambio pero se prefirió construir bloques de 4 plantas con capacidad para alojar a 12 personas en cada nivel. Con esto se logra mayor privacidad, edificios de menores dimensiones y la reducción considerable de ruidos molestos de un departamento a otro.

Además consideramos que construir un solo edificio de muchas plantas produciría un gran impacto visual que iría en contra de la filosofía del campus universitario, donde predominan los espacios parqueados.

6.3. Diseño arquitectónico de cada departamento

Se plantearon diversas alternativas para el diseño de los departamentos, teniendo como base la idea de que cada uno de ellos cuente con seis habitaciones con su propio escritorio y armario, dos baños (uno cada tres estudiantes), y un espacio en común formado por cocina, comedor y estar.



Alternativa 1:

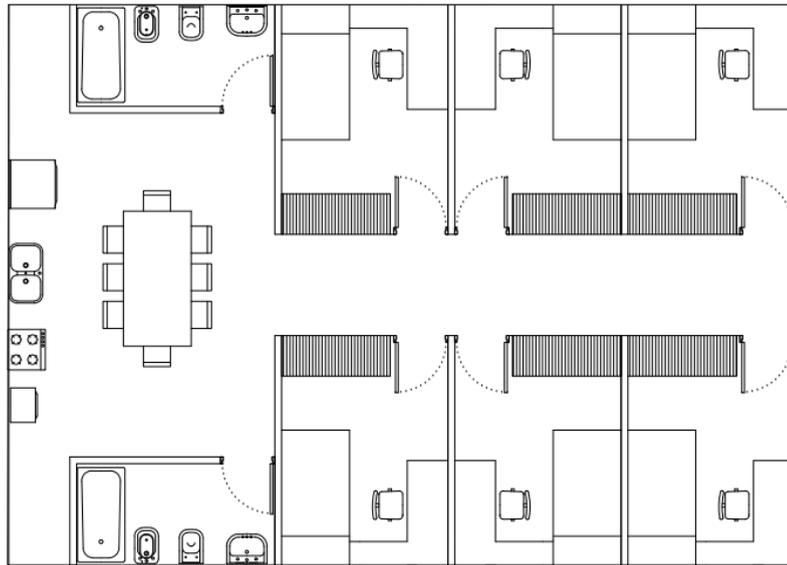


Fig.9 : Alternativa 1

Alternativa 2:

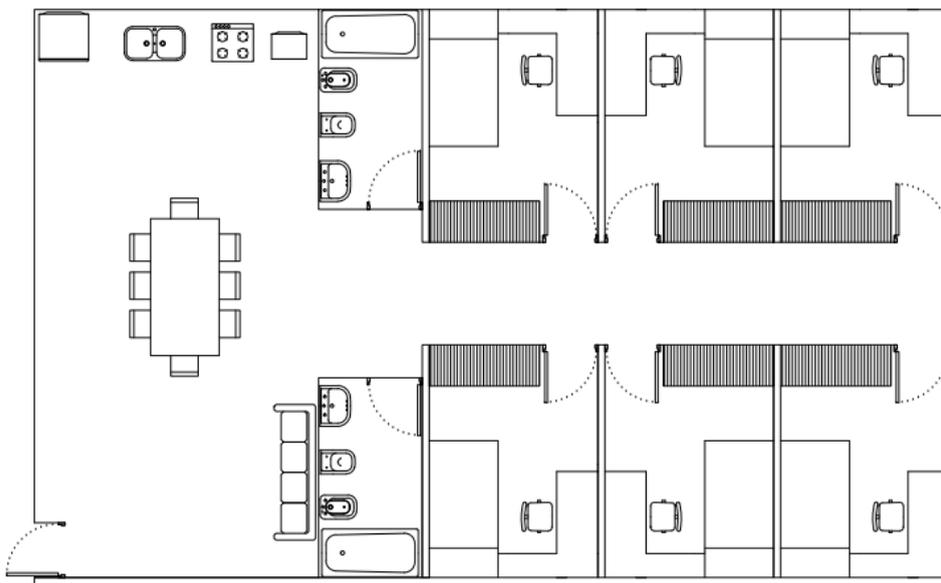


Fig. 10: Alternativa 2

Luego de analizar las condiciones dadas por el Código de Edificación, el diseño arquitectónico de cada departamento resultó como se muestra a continuación:

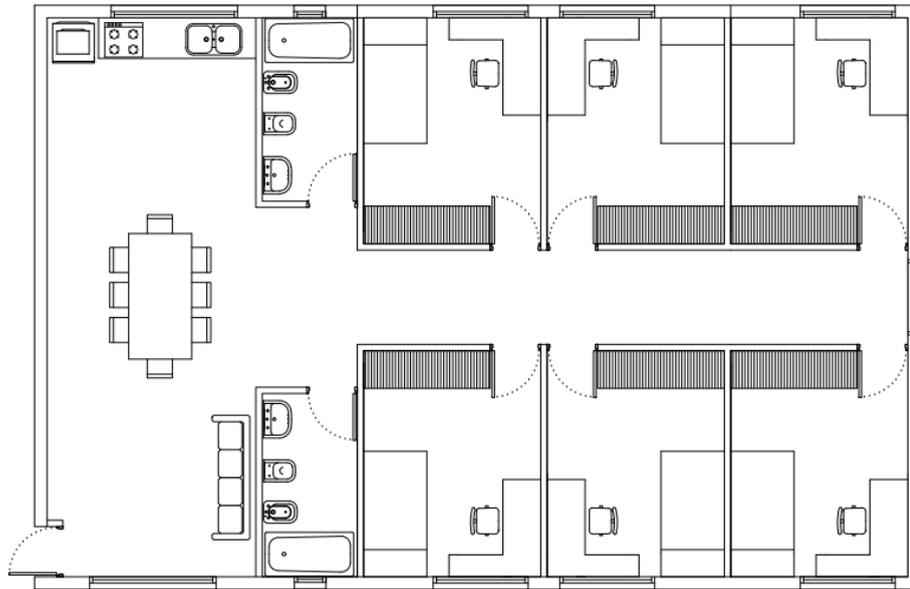


Fig.11 : Alternativa 3

6.4. Distribución de los bloques

Se buscaron diferentes formas de utilizar el terreno elegido teniendo en cuenta, no solo la posibilidad de maximizar la cantidad de estudiantes a alojar, sino también la comodidad de cada uno de ellos.

Alternativa 1:

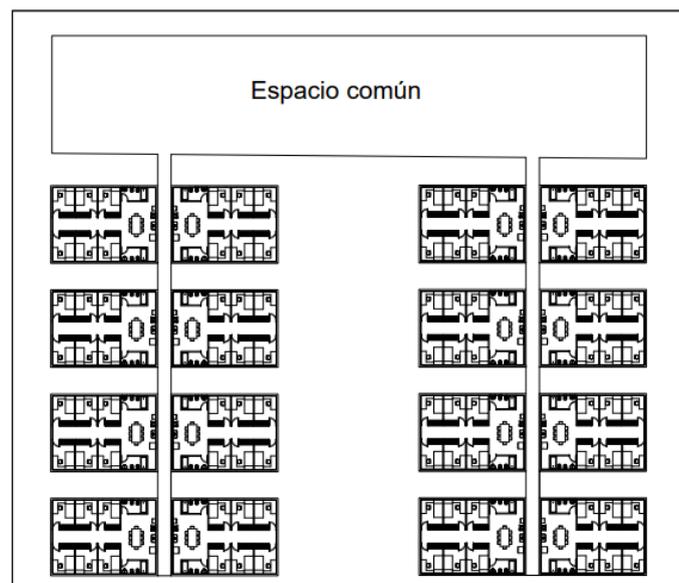


Fig. 12: Alternativa 1



La primera idea se descartó debido a la escasa separación entre bloques (sensación de encierro, poca ventilación e iluminación) y por la excesiva cercanía con la Facultad de Filosofía y Letras. Además el espacio común no se encuentra equidistante de los bloques residenciales

Alternativa 2:

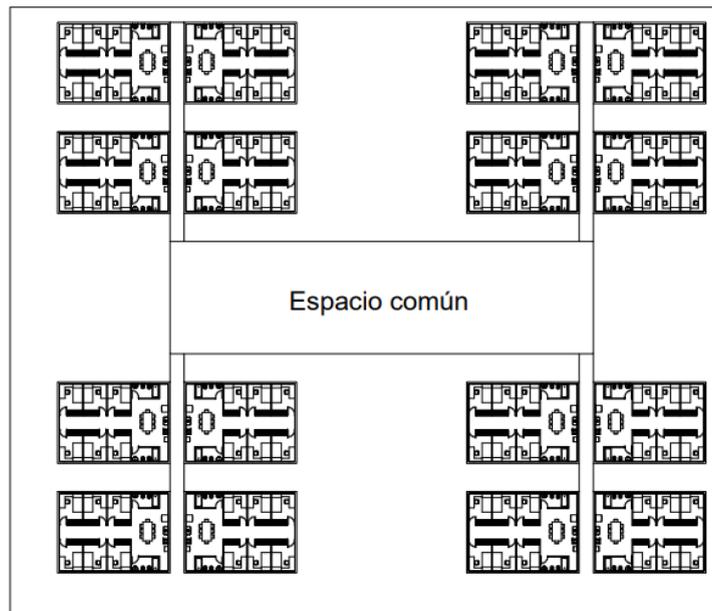


Fig. 13: Alternativa 2

En este caso, si bien el espacio en común está centrado con respecto a los departamentos, sigue estando presente el problema de separación previamente descrito.



Alternativa 3:

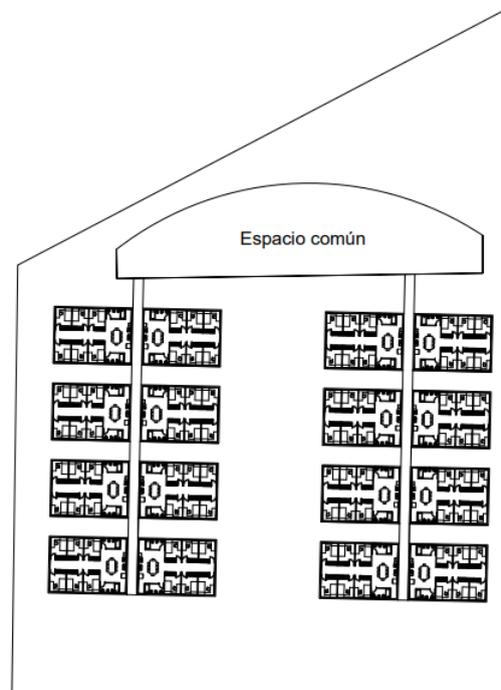


Fig. 14: Alternativa 3

Se consideró que era preferible colocar el espacio común en el extremo Noroeste ya que la facilidad de acceso y la vista a la Cordillera de los Andes justificaba que no estuviese centrado. Además se aumenta la distancia con el edificio de la Facultad de Filosofía y Letras. Sin embargo, continúa el problema de escasa separación entre bloques.



Alternativa 4:

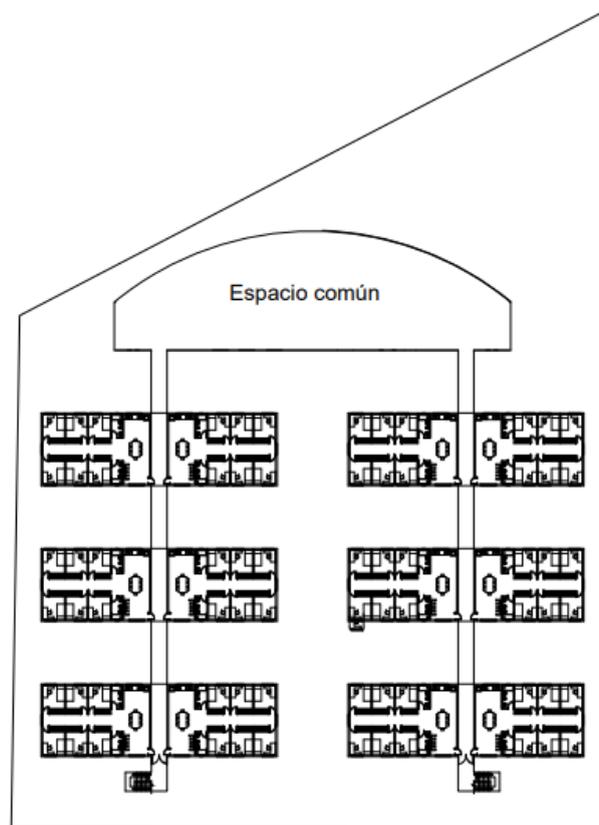


Fig. 15: Alternativa 4

Finalmente, se decide mantener la ubicación del espacio en común pero se adopta una cantidad de 6 volúmenes para poder separar más los bloques (8m).

7. Anteproyecto Arquitectónico

En primer lugar, se estudió el Código Urbano y de Edificación en sus apartados destinados a edificios residenciales en general y a residencias universitarias en particular.

7.1. Características a Considerar según el Código Urbano y de Edificación

7.1.1. Locales Habitables

- **Altura:** La altura mínima en los locales habitables es dos metros cuarenta centímetros (2,40 m.). Esta altura se medirá desde el piso a cielorraso terminado.



➤ **Dimensiones:**

- Diurno: Los locales destinados a comedores, salas y/o estares, deberán tener una superficie mínima tal que permitan la inscripción de un círculo de dos metros ochenta centímetros (2,80m) de diámetro.
- Nocturno: Dormitorios, deberán tener una superficie mínima tal que permita la inscripción de un círculo de dos metros ochenta centímetros (2,80m) de diámetro.

➤ **Ventilación e Iluminación:**

- Deben recibir directamente aire y luz por medio de ventanas a las calles públicas o privadas, de fondo o jardines, de patios de iluminación y ventilación de primera categoría, de espacios abiertos de separación de edificios.
- La superficie mínima destinada a iluminación será del 12% de la superficie del piso de la habitación, y la ventilación mínima del 6%.

En base a lo anterior mencionado, los dormitorios (10m²) necesitan una ventana de como mínimo 1,20m² y la cocina-comedor (34,7m²) una de 4,14m². Luego se decide colocar ventanas de 1,50 m*1,10 m (1,65m²) en los dormitorios y 2 de 2,00 m*1,10 m (4,4m²) en la cocina-comedor

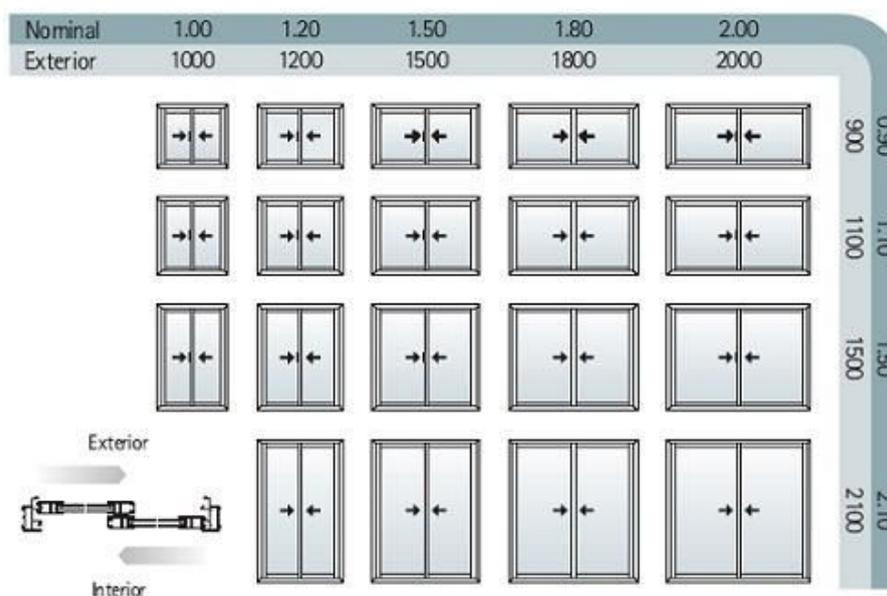


Fig. 16: Dimensiones normales de aberturas

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

7.1.2. Locales no Habitables

- **Altura:** La altura mínima será de dos metros veinte centímetros (2,20 m.) esta altura se medirá desde el piso al cielorraso terminado
- **Cocina:** Las formas y dimensiones de las cocinas deben permitir la colocación de los artefactos básicos: artefactos para cocina, pileta, mesa de trabajo y heladera. Entre frentes de artefactos o mesadas deberá existir un espacio mínimo de un metro (1,00m).
- **Ventilación e Iluminación:**
 - Las cocinas de viviendas individuales o colectivas, deberán recibir aire y luz por medio de ventanas, que abran a patios de segunda categoría como mínimo.
 - Los baños deberán recibir la iluminación y ventilación, por medio de ventanas a patios auxiliares y/o mediante ventilación por tubos o conductos.

7.1.2.1. Requisitos para Residencias Estudiantiles

7.1.2.1.1. Espacios Comunes

Es necesario contar con los siguientes espacios y en sus dimensiones mínimas respectivas:

- Un desayunador – comedor, con una superficie mínima de 1m² por cama instalada
- Una cocina equipada con cocina de cuatro hornallas y horno cada 20 plazas, heladeras (en un mínimo de 12 litros por plaza), y una pileta para el lavado de vajilla con un mezclador de agua fría y caliente cada 10 camas instaladas.

Se colocará una cocina equipada cada 6 camas instaladas, con horno, hornalla, heladera, pileta y microondas según especificaciones.

- Un lavadero para ropa equipado con piletones y /o lavarropas y espacio para secado de ropa. La cantidad de piletones y/o lavarropas será uno cada veinte camas instaladas.

Se colocará lavandería con 16 lavarropas (288 camas instaladas)

- Sala de estudio, con una superficie mínima de 4 m² (cuatro metros cuadrados) por cama instalada.

Cada estudiante cuenta con un escritorio en su propio dormitorio (10m²). Además habrá una sala de estudio común en el edificio central.



- Sal6n de usos m6ltiples (estar, entretenimiento, TV, etc.) con una superficie m6nima de 1 m² (un metro cuadrado) por cama instalada.

Para 288 camas: 288m²

- Oficina del encargado del establecimiento: 9m² como m6nimo.
- Entrada principal independiente de la de servicios.
- Un sector para vestuario y sanitario para el encargado.
- Deber6 contar con servicio de tel6fono e internet para uso exclusivo de los estudiantes, TV por cable o satelital.
- Dep6sito de por lo menos 6m² para la guarda de elementos de limpieza, muebles, etc.
- Botiqu6n de primeros auxilios.

7.1.2.1.2. Dormitorios

Cada dormitorio contar6 con una capacidad para dos plazas, en camas individuales. Dimensiones: 10 m² (diez metros cuadrados) de superficie m6nima, con lado m6nimo de 2,80m, debiendo permitir la inscripci6n de un c6rculo de 2,80m de di6metro.

Ante esto, se decide que cada dormitorio tendr6 las dimensiones m6nimas, pero contar6 con una cama instalada

7.1.2.1.3. Ba6os

- Dormitorios

Los ba6os deber6n encontrarse dentro del mismo sector y en el nivel de los dormitorios, en un lugar equidistante a los dormitorios a los que sirva. Dimensiones: 3,00m² de superficie m6nima, con lado m6nimo de 1,20m. Contar6 con inodoro, lavabo, bidet y ducha.

Se dise6a cada ba6o con una superficie de 4,4 m² y se considera que se puede omitir la equidistancia a los dormitorios debido a que las distancias dentro de cada departamento son chicas. Cada ba6o cuenta con las instalaciones requeridas.

- Espacio Com6n

Los ba6os deber6n encontrarse dentro del mismo sector y en el nivel de los espacios comunes, en un lugar equidistante a los espacios comunes que sirva. Cuando no se encuentre establecida la proporci6n entre hombres y mujeres, a tener en cuenta para determinar la cantidad de sanitarios, se computar6n las dos quintas partes del total como hombres y tres quintas partes como mujeres.

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

Se coloca un baño por ala, que se considera que servirá a N=144 estudiantes. Se considera que la cantidad de artefactos necesarios están distribuidos en los dos niveles del edificio de espacio común.

- Baño para hombres

Cantidad de varones: $\frac{2}{5} * \frac{N}{2} = 28,8$ varones

La cantidad de inodoros debe ser igual a la cantidad de lavabos y mingitorios. La misma se determina como sigue

$$n = \frac{N}{4} = \frac{28,8}{4} = 7,2$$

Cada baño contará con 2 inodoros, 2 lavabos y 2 mingitorios. Se colocan dos baños por planta. En total se cuenta con 8 unidades de cada artefacto.

- Baño para mujeres

Cantidad de mujeres: $\frac{3}{5} * \frac{N}{2} = 43,2$ mujeres

La cantidad de inodoros debe ser igual a la cantidad de lavabos= $43,2 / 20 = 2,16$

→ Cada baño contará con 3 inodoros y 3 lavabos

- Baño para discapacitados

La puerta de acceso abrirá hacia afuera con una luz libre de 0,95m y contará con una manija fija adicional del lado opuesto.

Dimensiones: para el cómodo desplazamiento de la silla de ruedas, el lado mínimo será para un radio de giro de 1,30m. Contará con inodoro, lavabo y accesorios especiales.

Se diseña cada baño de discapacitados con una superficie de 2,3 m²

7.1.3. Accesos y Salidas

Según el código de edificación se tiene:

- El ancho de accesos y salidas se calculará en función del factor de ocupación de los locales a que estos sirven de acuerdo a: **0,90 + (0,005 x N)** metros, siendo N. el número de personas.
- El ancho mínimo de toda salida será de un metro veinte centímetros (1,20 m) con sentido de apertura de escape sin invadir la línea municipal.



- La distancia máxima desde un punto dentro del local a una puerta o abertura exigida sobre el vestíbulo, pasaje general o público que conduzcan la vía pública será de cuarenta metros (40,00 m).
- El ancho de las salidas para locales especiales con gran afluencia de público como salas de espectáculos, escuelas, estadios, templos, supermercados, restaurantes, confiterías, cafés, y locales a fines, se calculará a razón de ocho milímetros (0,008 m), por persona, según factor de ocupación, cuando no existiesen reglamentos especiales.
- En todos los casos, además del acceso principal, deberá preverse al menos, otra salida de emergencia debidamente señalizada con idénticas características que la principal, pudiendo ser su ancho un 10% menor que aquella y de un ancho mínimo libre de un metro veinte centímetros (1.20 m), para ser utilizada en caso de siniestros.

Ante un número de estudiantes $N=288$, se determina el ancho mínimo como sigue:

$$\text{Ancho} = 0,9 + (0,005 * N) = 2,34m$$

Para el caso particular de espacios con gran afluencia de público, se determina un ancho mínimo igual a $0,008*N$

$$\text{Ancho} = 0.008 * N = 2,30 m$$

Se adopta un ancho de 2,50m para el acceso y salida principal. Para el caso de salidas de emergencia se adopta un ancho de 2m debido a que únicamente sirve a 36 personas, correspondiente a un nivel de un ala de las residencias.

7.1.4. Escaleras

- **Principales Interiores**

Según el código de edificación se tiene que cuando el número de personas sea inferior a 280, el ancho de la escalera se calculará a razón de ocho milímetros (0,008 m) x N, (siendo N el número de personas) y con un mínimo de un metro veinte centímetros (1,20 m). Al colocar una escalera por ala, cada una de ellas se calcula para la mitad de las plazas.

- $N=144$
- Ancho de Escalera = $0,008*N = 1,15 m$

Se adopta el ancho de escalera = 1,20m

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

- **Auxiliares Exteriores:** Todo edificio de más de cuatro pisos, deberá tener escaleras auxiliares exteriores a cielo abierto, con las siguientes características:
 - Serán construidas con materiales incombustibles.
 - Se desarrollarán en la parte exterior de los edificios y deberán dar directamente a espacios públicos abiertos o a espacios seguros.
 - Los cerramientos perimetrales deberán ofrecer el máximo de seguridad al público a fin de evitar caídas.
 - Las dimensiones de los peldaños, el ancho de escalera y demás requisitos técnicos, son iguales a los requisitos para las escaleras interiores.

Se proyectan dos escaleras auxiliares, una por ala. Las mismas tendrán iguales dimensiones a las escaleras principales

7.1.5. Ascensores

Todo edificio en altura con más de dos plantas altas y/o piso de planta que supere los 10 m medidos a partir de la cota de vereda respectiva, y/o con más de dos plantas subsuelos, está obligado a contar con ascensores, que deberán cumplir con las normas establecidas en el Código.

La cantidad de personas a transportar por ascensor es una parte de la población teórica de los pisos altos y subsuelos que debe servir el mismo.

Consideramos la población teórica de los niveles 3 y 4 de un ala: 72 personas

La cantidad de personas a transportar corresponde al 10% de la población teórica. Esto equivale a 8 personas, por lo que se adopta un ascensor con dicha capacidad por ala.

7.1.6. Circulaciones Horizontales - Medios de Escape

Las dimensiones de las circulaciones horizontales se calculan en función de la "Unidad de ancho de salida n", que corresponde al espacio requerido para que las personas puedan pasar en una sola fila.

$$n = \frac{N}{100} = 36$$

Donde:

- N: cantidad de personas total a desalojar. Las circulaciones horizontales conectan a 6 departamentos por lo que N= 36

De esta manera:

$$n = 36/100 = 0,36$$

El ancho mínimo permitido es de dos unidades de ancho de salida y se medirá entre zócalos.

UNIDADES	ANCHO MÍNIMO PERMITIDO	
	EDIF. NUEVOS	EDIF. EXIST.
2 unidades	1,10 m	0,96 m
3 unidades	1,55 m	1,45 m

Fig. 17: Anchos mínimos para los medios de escape

Entonces, el ancho libre mínimo necesario es 1,10m, y considerando que las puertas abiertas sobresale 40cm cada una, adoptamos un ancho total de pasillo de 2m

Número de medios de escape y escaleras

La cantidad de medios de escape y escaleras se calculan de la siguiente manera

$$n/4 + 1 = 2/4 + 1 = 1,5$$

Debido al número de medios de escape obtenido y a las distancias máximas a recorrer (40m), se adoptan dos medios de escape, uno en cada extremo de cada ala. De esta manera se logra una distancia máxima de 30m. A continuación se muestra un esquema de las vías de escape:

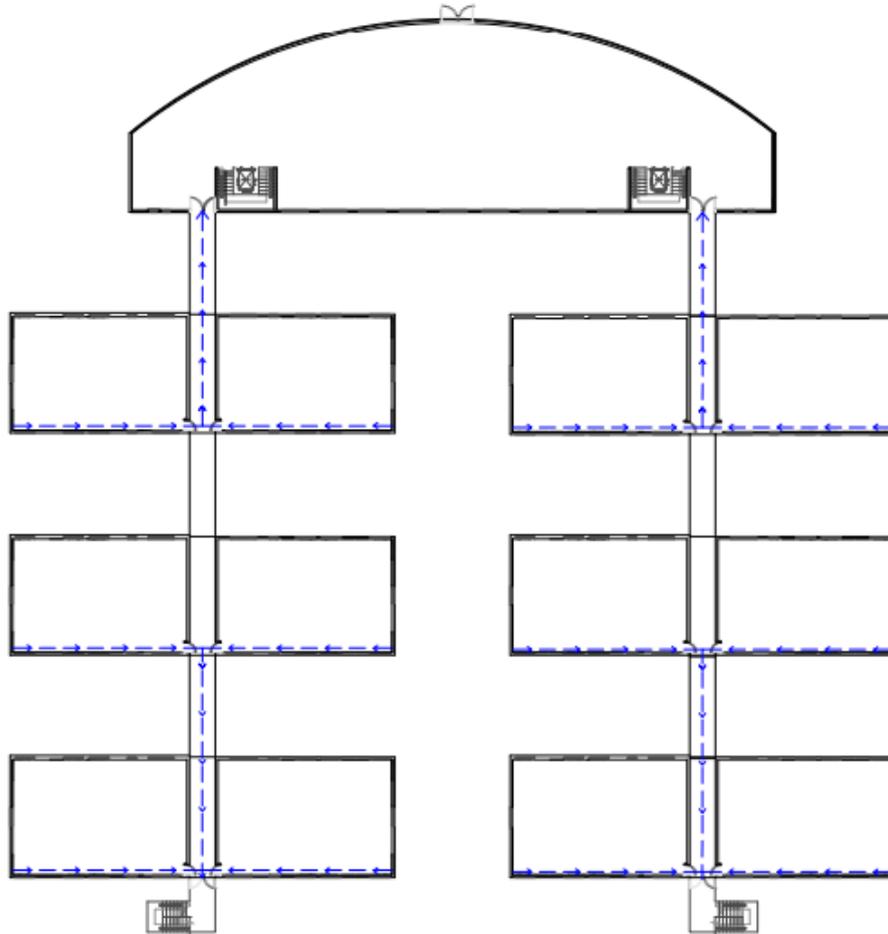


Fig. 18: Vías de escape

7.2. Instalaciones

Se decide colocar los tanques necesarios por cálculo para el consumo de agua, los reservorios para incendios y los equipos de calefacción de forma subterránea. Se prevé bombas que permitan llevar el agua desde los tanques a los distintos artefactos con la presión mínima necesaria según reglamento. Además se contará con grupos electrógenos capaces de suministrar la energía necesaria para garantizar el agua mínima necesaria en casos de cortes de luz.



7.3. Modelado Arquitectónico 3D

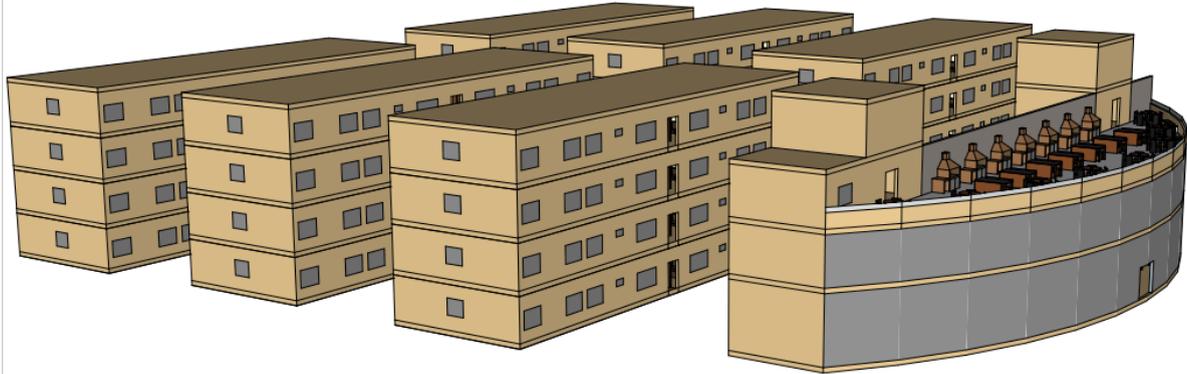


Fig. 19: Modelo Sketchup Pro

8. Movimiento de suelos

Se analizó la topografía del terreno mediante observación directa y medición con *Google Earth*. Se realizó la altimetría de los siguientes tres perfiles del terreno

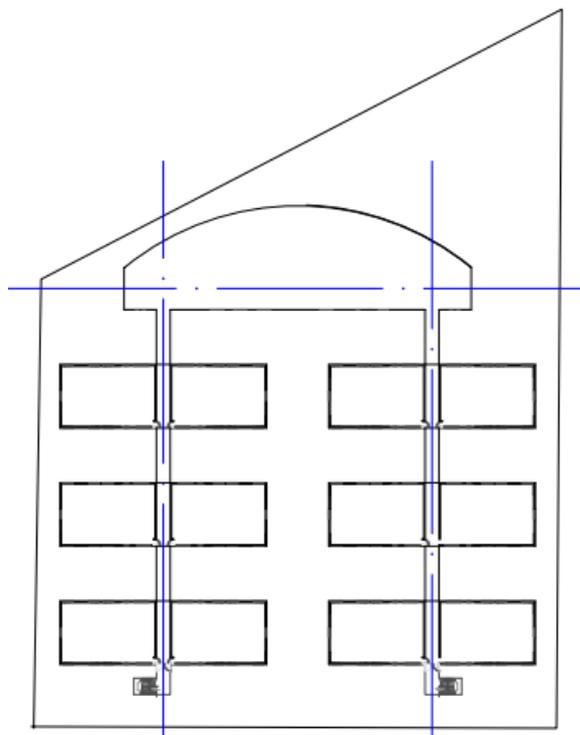


Fig. 20: Perfiles topográficos a realizar



A continuación, se detalla cada relevamiento:

Transversal



Longitudinal Izquierda



Longitudinal Derecha

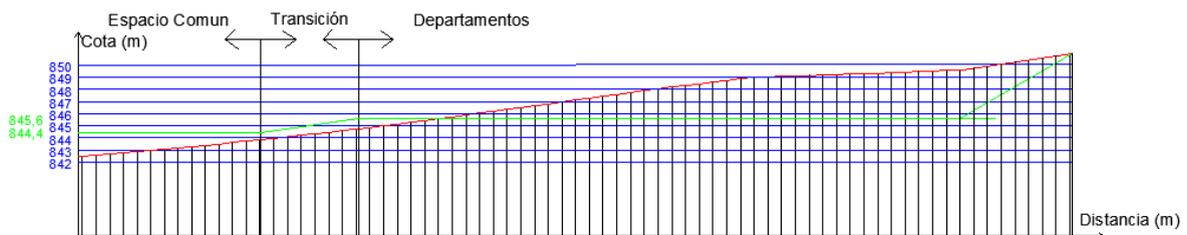


Fig. 21: Levantamiento altimétrico

Por necesidades arquitectónicas, se necesita que la altura de techo de la planta baja del espacio común sea mayor a las demás. Debido a esto y aprovechando el desnivel del terreno, se decide adoptar un nivel de terreno para los bloques de departamentos 1,2m por encima del edificio de espacio común. Este desnivel será absorbido por la mayor altura de techo de la planta baja.

A partir de este perfil, modificamos los niveles y realizamos el balance de volúmenes de terraplén y desmonte hasta obtener una diferencia despreciable.



MOVIMIENTO DE SUELO

Cota departamentos=	845,6 m
Cota Espacio común=	844,4 m

Perfil	Area	
Transversal	Terraplen	88,5 m ²
Longitud 17	Desmorte	0 m ²
Longitudinal izquierda	Terraplen	96,69 m ²
Longitud 38	Desmorte	50,81 m ²
Longitudinal derecha	Terraplen	32,16 m ²
Longitud 38	Desmorte	107,9 m ²

DESMONTE 6030,98 m³

TERRAPLEN 6400,8 m³

DIFERENCIA T-D 369,82 m³

PERISFERIA

Perfil	Area	
Transversal	Terraplen	17,89 m ²
Longitud 17	Desmorte	0 m ²
Longitudinal izquierda	Terraplen	0 m ²
Longitud 38	Desmorte	15,2 m ²
Longitudinal derecha	Terraplen	0 m ²
Longitud 38	Desmorte	18 m ²

DESMONTE 1261,6 m³

TERRAPLEN 304,13 m³

DIFERENCIA T-D -957,47 m³

TOTAL T-D -587,65 m³

Tabla 2: movimiento de suelos

Se decide que el material restante se utilizará para realizar el talud del frente.



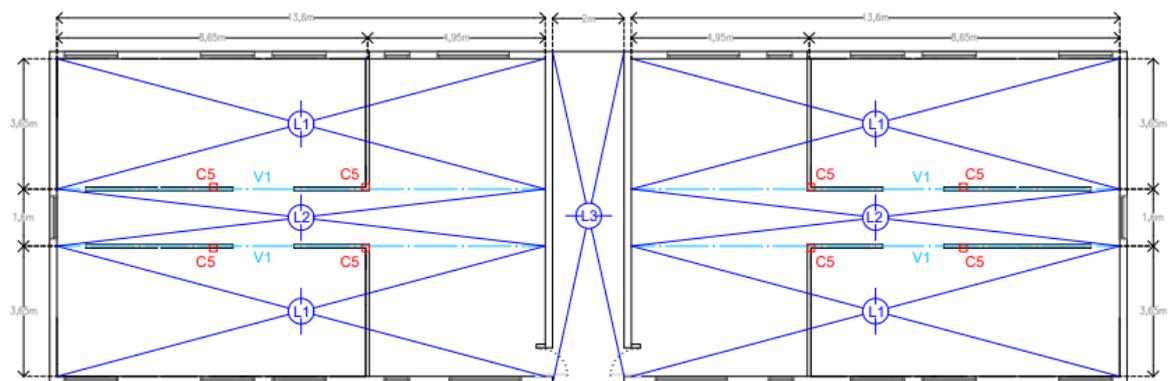
9. Sistema Constructivo

9.1. Bloque de departamentos

Consiste en una estructura híbrida de 4 pisos, que está formada por:

- Losas de madera laminada y hormigón armado
- Muros sismorresistentes de madera CLT
- Correas, vigas y columnas de madera laminada

PB Y NIVELES 1 Y 2



4° NIVEL

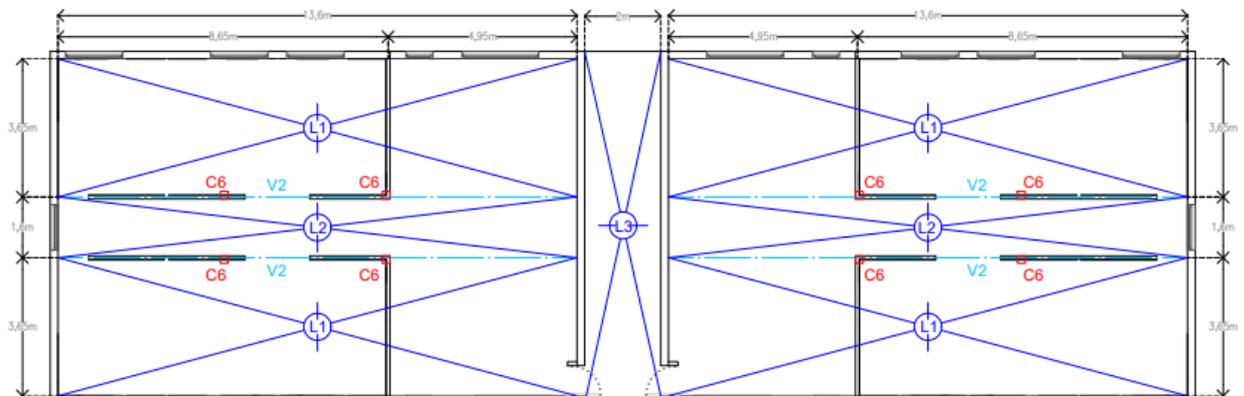


Fig. 22: Planta estructural bloque de departamentos

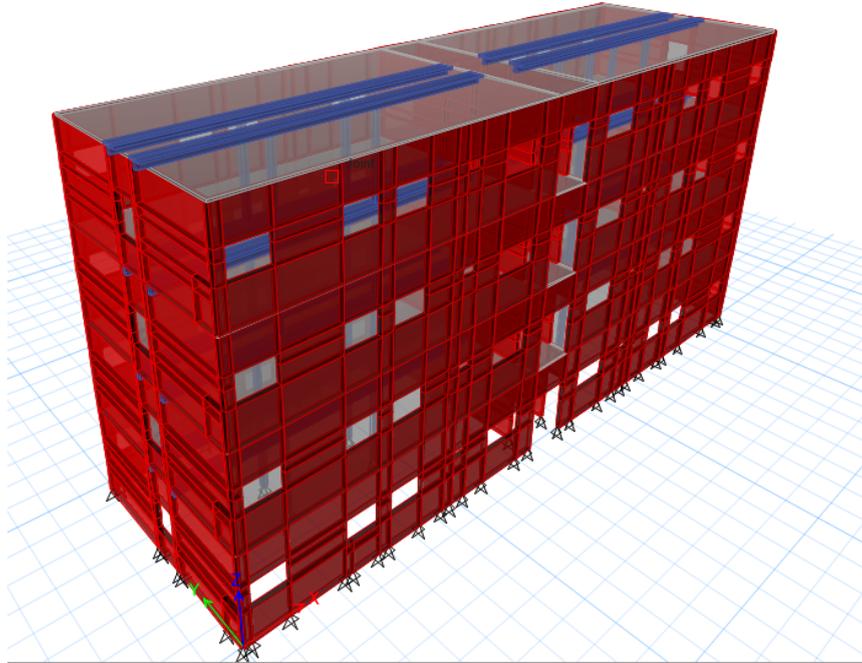


Fig. 23: Modelación 3D del bloque de departamentos

9.2. Espacio común

Consiste en una estructura híbrida de 2 pisos, que está formada por:

- Losas de madera laminada y hormigón armado
- Tabiques de madera CLT.
- Correas, vigas y columnas de madera laminada
- Riostras metálicas para aportar rigidez

Además cuenta con dos volúmenes sobresalientes destinados a la circulación vertical, tanto del edificio de espacio común como de los bloques de departamentos.

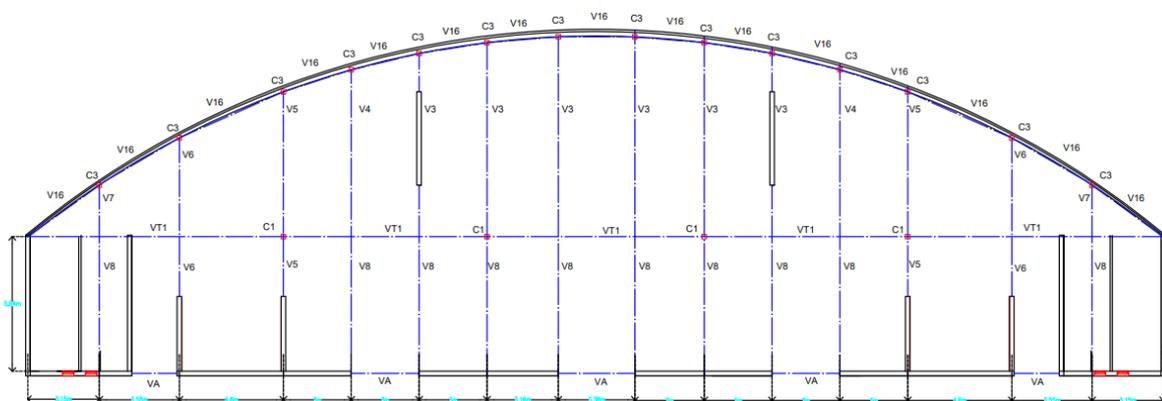


Fig. 24: Planta estructural espacio común planta baja

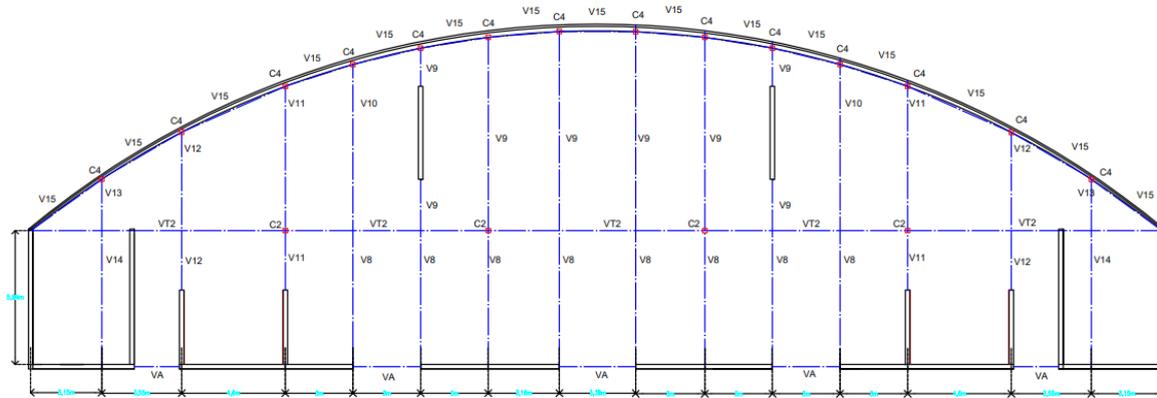


Fig. 25: Planta estructural espacio común primer piso

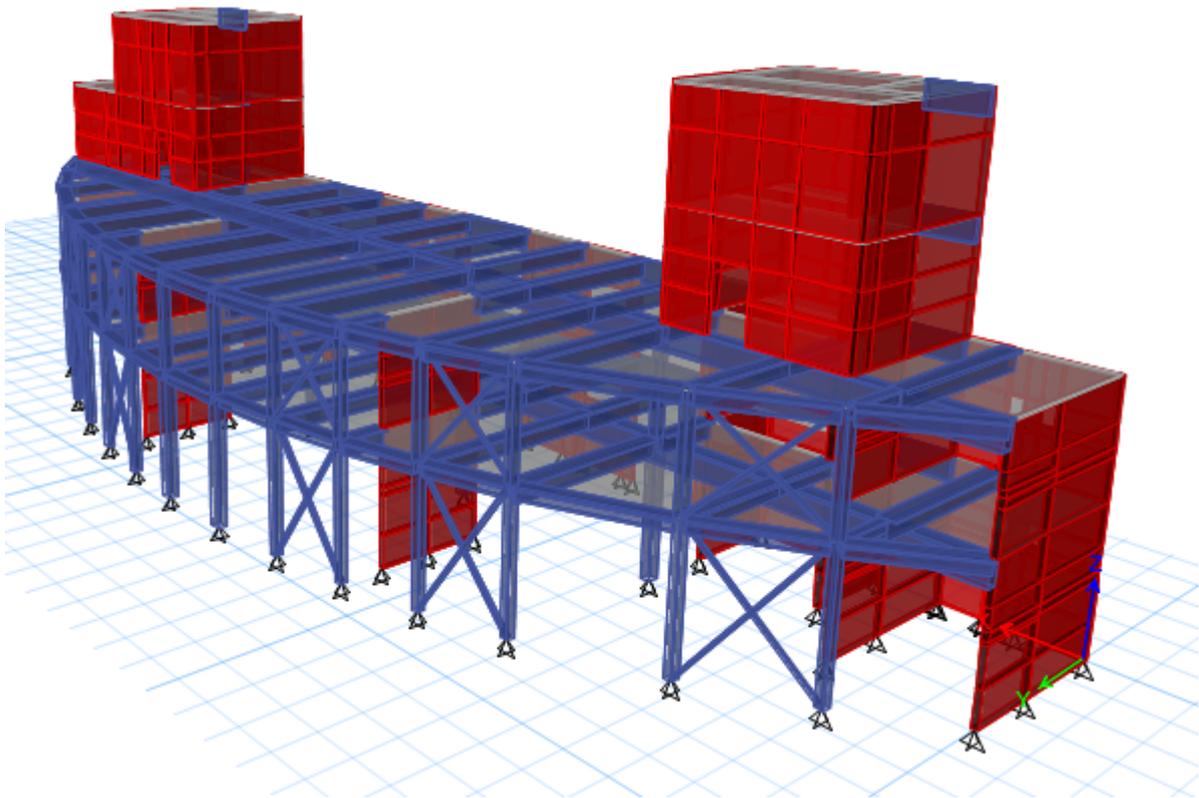


Fig. 26: Modelación 3D del espacio común



10. Predimensionado

Partimos de dimensiones aproximadas para cada elemento para así poder comenzar el cálculo estructural. Luego de iteraciones, obtuvimos las medidas definitivas de cada uno de ellos que verifican las condiciones de resistencia, rigidez y vibraciones. El procedimiento de cálculo se presenta en la sección 14. A continuación se detallan las dimensiones:

10.1. Correas

	d (cm)	b (cm)
Co1	0,20	0,09
Co2	0,16	0,05
Co3	0,13	0,05
Co4	0,22	0,07
Co5	0,18	0,06
Co6	0,15	0,06
Co11	0,15	0,07
Co11	0,15	0,07
Co7	0,15	0,07
Co8	0,10	0,05
Co9	0,13	0,05
Co10	0,10	0,05

Tabla 3: Predimensionado correas

10.2. Vigas

	d (cm)	b (cm)
V1	0,36	0,15
V2	0,25	0,13
VA (BD)	1,3	0,2
V3	0,55	0,25
V4	0,52	0,20
V5	0,60	0,20
V6	0,45	0,20



V7	0,30	0,11
V8	0,60	0,16
V16	0,40	0,15
VT1	0,80	0,32
V9	0,60	0,30
V10	0,6	0,24
V11	0,60	0,26
V12	0,50	0,24
V13	0,35	0,15
V14	0,6	0,22
V15	0,45	0,18
VT2	0,80	0,40
VA (EC)	0,9	0,15

Tabla 4: Predimensionado vigas

10.3. Columnas

	d(cm)	b(cm)
C1	0,40	0,40
C2	0,30	0,30
C3	0,40	0,40
C4	0,30	0,30
C5	0,20	0,20
C6	0,20	0,20

Tabla 5: Predimensionado columnas

10.4. Riostras

R1	Tubo cuadrado 120x120x8mm
R2	Tubo cuadrado 100x100x3,2mm

Tabla 6: Predimensionado riostras



10.5. Muros

Se colocan paneles de CLT de 20 cm de espesor con excepción de los que se muestran a continuación, que tienen 25cm de espesor:

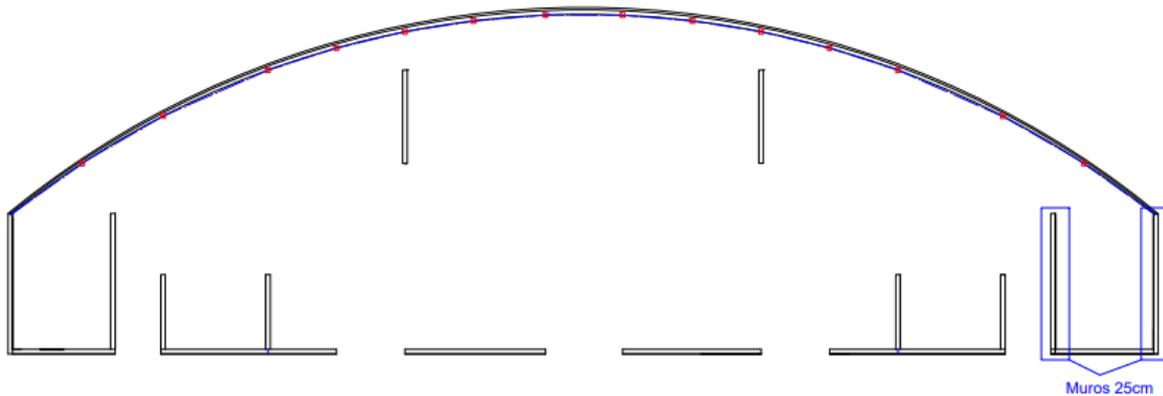


Fig. 27: Muros de 25cm

10.6. Losa

Losa de H°A° de 7cm de espesor con malla $\Phi 6$ 20cmx20cm

11. Análisis de Carga

Para el análisis de carga se utilizó el Reglamento CIRSOC 101. Como se mencionó anteriormente, los materiales utilizados son principalmente madera y hormigón. Los pesos específicos considerados para cada material son los siguientes:

- γ madera: 5kN/m³
- γ hormigón armado: 25kN/m³

11.1. Carga permanente (D)

- Peso propio de la losa: la losa está formada por un entablonado de madera laminada de 1,5cm de espesor y una capa de hormigón armado de 7cm de espesor.

$$\text{Entablonado} = 5 \text{ kN/m}^3 * 0,015\text{m} = 0,075 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Contrapiso} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,07\text{m} = 1,75 \text{ kN/m}^2$$

$Peso\ propio\ total = 1,825\text{kN/m}^2$

- Obra muerta: Por encima de la losa se coloca un piso cerámico. Además se calculó el peso de los tabiques de yeso divisorios de cada planta considerando un peso específico de 15 kN/m³.

• Pisos y Contrapisos		
Adoquín de madera 76 mm, sobre mastic, sin relleno	0,48	
Adoquín de madera 76 mm, sobre base de mortero de 13mm	0,77	
Baldosa cerámica, 12 mm de espesor	0,28	23

Fig. 28: Peso pisos

Se obtiene:

Nivel/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
Planta Baja	2,92 kN/m ²	2,63 kN/m ²
1° piso	2,92 kN/m ²	2,11 kN/m ²
2° piso	2,92 kN/m ²	2,13 kN/m ²
3° piso	2,11 kN/m ²	2,13 kN/m ²

Tabla 7: Carga permanente D

11.2. Carga de nieve (S)

Basándonos en el procedimiento establecido por el Código CIRSOC 104, el análisis para ambos edificios se realizó siguiendo los siguientes pasos:

- 1) Determinación de cargas de nieve a nivel de terreno: recordando que el edificio se encontrará ubicado en la ciudad de Mendoza, Provincia de Mendoza, de la Tabla 1.8 del Código CIRSOC 104 extraemos:

$$p_g = 0,3\text{ kN/m}^2$$

2) Determinación de cargas de nieve sobre cubiertas planas

$$p_r = 0,7 C_e C_t I p_g \quad [\text{kN/m}^2]$$

La determinación de los diferentes factores se presenta a continuación:

- Factor de exposición C_e : utilizando la tabla 2, considerando una Categoría de Exposición de Terreno C (Apéndice A) y una cubierta totalmente expuesta.

$$C_e = 0,9$$

Categoría de terreno	Exposición de la cubierta (*)		
	totalmente expuesta	parcialmente expuesta	protegida
A (ver Apéndice A)	N/A	1,1	1,3
B (ver Apéndice A)	0,9	1,0	1,2
C (ver Apéndice A)	0,9	1,0	1,1
D (ver Apéndice A)	0,8	0,9	1,0
Encima de la línea de árboles en áreas montañosas barridas por el viento	0,7	0,8	N/A

Fig. 29: Factor de exposición

- Factor térmico C_t : a partir de la tabla 3 concluimos que el Coeficiente Térmico es:

$$C_t = 1$$

Condición Térmica (*)	C_t
Todas las estructuras excepto las que se indican a continuación	1,0
Estructuras mantenidas justo por encima del congelamiento y otras con cubiertas frías ventiladas en las cuales la resistencia térmica, R , entre el espacio ventilado y el espacio calefaccionado sea $> 4,4 \text{ K m}^2/\text{W}$ (kelvin metro cuadrado por watt)	1,1
Estructuras no calefaccionadas y estructuras intencionalmente mantenidas debajo del punto de congelamiento	1,2
Invernaderos continuamente calefaccionados (**) con una cubierta con resistencia térmica, R , $< 0,4 \text{ K m}^2/\text{W}$ (kelvin metro cuadrado por watt)	0,85

Fig. 30: Factor térmico

- Factor de importancia I: a partir del Apéndice B, determinamos que nuestro edificio es de categoría III, por lo que de la Tabla 4 obtenemos:

$$I = 1,25$$

Categoría *	I
I	0,8
II	1,0
III	1,1
IV	1,2

* Ver Apéndice B

Fig. 31: Muros de 25cm

Multiplicando la carga de nieve a nivel de terreno por todos los factores calculados obtenemos la carga de nieve sobre la cubierta

$$pf = 0,7 * 0,9 * 1 * 1,1 * 0,3 = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

11.3. Carga viva (L)

Obtuvimos los valores correspondientes a la carga viva de cada nivel de cada edificio basándonos en las tablas dadas por el Reglamento CIRSOC 101 en base al destino de cada espacio.

Nivel/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
Planta Baja	2 kN/m ²	3 kN/m ²
1° Piso	2 kN/m ²	5 kN/m ²
2° Piso	2 kN/m ²	5 kN/m ²
3° Piso	1 kN/m ²	1 kN/m ²

Tabla 8: Carga viva L

Además, se calculó una sobrecarga mínima para cubierta según el reglamento CIRSOC 101

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

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

Los factores de reducción R1 y R2 se determinan como sigue:

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

At= área tributaria en m2

$$R_1 = 1$$

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

F= factor dependiente de la pendiente de la cubierta.

$$R_2 = 1$$

Luego $L_r = 0,96 \text{ kN/m}^2$

11.4. Carga de Viento (W)

Recurrimos al procedimiento simplificado establecido por el Código CIRSOC 102 para realizar el análisis de la carga de viento para ambos edificios. Se siguieron los siguientes pasos:

- 1) Se determina la velocidad básica de viento V según el artículo 5.4.

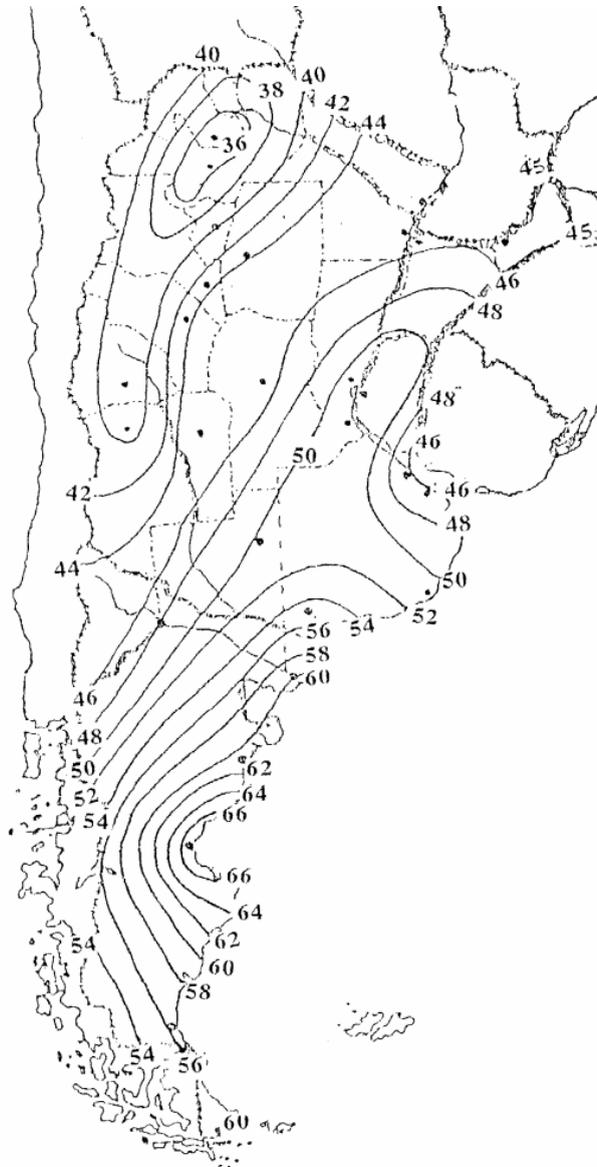


Fig. 32: Velocidades del viento según zona

Por la ubicación de nuestro proyecto tenemos $v=40\text{m/s}$

- 2) Se determina un factor de importancia I de acuerdo con el artículo 5.5.

Para determinar dicho factor de importancia, primero debemos obtener la clasificación del edificio en base a la Tabla A-1 del Reglamento. Para ambos edificios (Espacio común y Bloque de Departamentos), tenemos una clasificación de 3. Con esto ingresamos a la Tabla 1 y obtenemos el factor de importancia, 1,15 para ambos casos

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

Fig. 33: Factor de importancia

- 3) Se establece una categoría o categorías de exposición de acuerdo con el artículo 5.6 en función de las características de las irregularidades de la superficie del terreno donde se va a contruir la estructura. Ambos edificios tienen exposición C.

Exposición C. Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.

- 4) Se fija la categoría de cerramiento según el artículo 5.9. para la determinación de los coeficientes de presión interna. Según lo establecido en el Capítulo 2:
- Edificio abierto: Cada pared tiene aberturas de al menos 80%
 - Edificio parcialmente cerrado: cada pared debe cumplir con:
 1. el área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede la suma de las áreas de aberturas en el resto de la envolvente del edificio (paredes y cubierta) en más del 10%. Y además:
 2. el área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede el valor menor entre 0,4 m² ó el 1% del área de dicha pared, y el porcentaje de aberturas en el resto de la envolvente del edificio no excede el 20%.

Estas condiciones están expresadas por las siguientes expresiones:

1. $A_o > 1,10A_{oi}$
2. $A_o > 0,4 \text{ m}^2$ ó $> 0,01A_g$, el que sea menor, y $A_{oi}/A_{gi} \leq 0,20$,

- Edificio cerrado: no cumple con las condiciones establecidas para edificios abiertos o parcialmente cerrados

Realizamos los cálculos correspondientes y obtuvimos que nuestros edificios son cerrados.



- 5) Las cargas de viento para el sistema principal resistente a la fuerza del viento se determinan a partir de la Tabla 2.

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

Fig. 34: Presión de viento de diseño

Los valores extraídos de la tabla son:

- Cubierta: -766 N/m²
- Paredes: 671 N/m²

Dichos valores los afectamos por 1,40, debido a la exposición C, y por 1,15 por la importancia del edificio. Por último obtuvimos:

Cerramiento/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
Cubierta	-1,23 kN/m ²	-1,23 kN/m ²
Paredes	1,08 kN/m ²	1,08 kN/m ²

Tabla 9: Carga de viento W sistema principal

- 6) La carga de viento de diseño para los elementos componentes y de revestimiento se calcula a partir de la Tabla 3.



PRESIONES DEL VIENTO DE DISEÑO (N/m ²)										
Ubicación	Zona	Área efectiva de viento (m ²)	Velocidad básica del viento V (m/seg)							
			38	40	45	49	54	58	63	67
Cubierta	1	1	+500 -623	+500 -719	+500 -862	+500 -1054	+527 -1245	+575 -1437	+671 -1677	+766 -1916
		2	+500 -623	+500 -671	+500 -862	+500 -1006	+500 -1198	+575 -1437	+623 -1629	+719 -1868
		10	+500 -575	+500 -623	+500 -766	+500 -958	+500 -1150	+500 -1341	+527 -1533	+623 -1772
	2	1	+500 -1054	+500 -1150	+500 -1437	+500 -1724	+527 -2060	+575 -2443	+671 -2826	+766 -3257
		2	+500 -910	+500 -1054	+500 -1293	+500 -1581	+500 -1868	+575 -2203	+623 -2539	+719 -2922
		10	+500 -671	+500 -766	+500 -910	+500 -1150	+500 -1341	+500 -1581	+527 -1820	+623 -2108
	3	1	+500 -1581	+500 -1772	+500 -2156	+500 -2635	+527 -3114	+575 -3688	+671 -4263	+766 -4886
		2	+500 -1293	+500 -1437	+500 -1772	+500 -2156	+500 -2587	+575 -3018	+623 -3497	+719 -4024
		10	+500 -671	+500 -766	+500 -910	+500 -1150	+500 -1341	+500 -1581	+527 -1820	+623 -2108

Fig. 35: Presión de viento de diseño

PRESIONES DEL VIENTO DE DISEÑO (N/m ²)										
Ubicación	Zona	Área efectiva de viento (m ²)	Velocidad básica del viento V (m/seg)							
			38	40	45	49	54	58	63	67
Paredes	4	1	+623 -671	+719 -766	+862 -910	+1054 -1150	+1245 -1341	+1437 -1581	+1677 -1820	+1916 -2108
		5	+575 -623	+623 -671	+766 -862	+910 -1054	+1102 -1245	+1293 -1437	+1485 -1677	+1724 -1916
		50	+500 -527	+527 -575	+623 -719	+766 -862	+910 -1006	+1102 -1198	+1245 -1389	+1437 -1629
	5	1	+623 -814	+719 -910	+862 -1150	+1054 -1389	+1245 -1677	+1437 -1964	+1677 -2251	+1916 -2587
		5	+575 -719	+623 -766	+766 -958	+910 -1198	+1102 -1389	+1293 -1629	+1485 -1916	+1724 -2203
		50	+500 -527	+527 -575	+623 -719	+766 -862	+910 -1006	+1102 -1198	+1245 -1389	+1437 -1629

Fig. 36: Presión de viento de diseño



Interpolamos los valores dados por la tabla para un área efectiva de 4,23m² correspondientes a las correas de cubierta del bloque de departamentos.

- Zona 1: +500 N/m²; -657,08N/m²
- Zona 2: +500 N/m²; -970,5N/m²
- Zona 3: +500 N/m²; -1242,41N/m²

Repetimos el procedimiento para las correas de cubierta del espacio en común (7,05m²)

- Zona 1: +500 N/m²; -623N/m²
- Zona 2: +500 N/m²; -766,5N/m²
- Zona 3: +500 N/m²; -766,41N/m²

Dichos valores los afectamos por 1,40, debido a la exposición C, y por 1,15 por la importancia del edificio. Por último obtuvimos:

Zona/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
1	+0,81 kN/m ² ; -1,06 kN/m ²	+0,81 kN/m ² ; -1, kN/m ²
2	+0,81 kN/m ² ; -1,56 kN/m ²	+0,81 kN/m ² ; -1,23kN/m ²
3	+0,81 kN/m ² ; -2 kN/m ²	+0,81 kN/m ² ; -1,23 kN/m ²

Tabla 10: Carga de viento W para sistema de revestimiento

12. **Combinaciones**

12.1. Estado de servicio

- C1=D
- C2=D+SumL o W
- C3=D+0,7((SumL +W) o W o SumL)
- C4=D+0,6SumL+0,6W

12.2. Estado último

- C1=1,2D + 1,6L + 0,5S
- C2=1,2D + 1,6S + 0,8W
- C3=1,2D + 1,6W + 0,5L + 0,5S

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

- $C4=1D + E(+x) + 0,5L + 0,2S$
- $C5=1D + E(-x) + 0,5L + 0,2S$
- $C6=1D + E(+y) + 0,5L + 0,2S$
- $C7=1D + E(-y) + 0,5L + 0,2S$
- $C8=0,9D + E(+x)$
- $C9=0,9D + E(-x)$
- $C10=0,9D + E(+y)$
- $C11=0,9D + E(-y)$

13. Análisis Sísmico - Método Estático

Utilizamos el Método Estático para calcular el peine de fuerzas sísmicas que debe resistir cada edificio. El método se basa en encontrar el corte basal, para lo cual es necesario conocer el peso del edificio y calcular el coeficiente sísmico, siguiendo el reglamento CIRSOC 103 parte 1.

En primer lugar, es necesario ver los límites de aplicación del método estático según el reglamento. Dichas restricciones consisten principalmente en acotar la altura total del edificio en función de la zona sísmica de emplazamiento y del grupo al que el mismo pertenece según su destino y funciones, para limitarlo luego al primer modo de vibración fundamental.

Por otra parte, el reglamento limita la aplicación del método estático a estructuras con cierta regularidad en la distribución de masas y rigideces tanto en planta como en elevación.

El bloque de departamentos pertenece al Grupo B y el Espacio Común al Grupo A.

2.4.3. Grupo B $\gamma_r = 1,0$

Construcciones destinadas a vivienda unifamiliar o multifamiliar; hoteles, comercios e industrias no incluidos en el grupo A. Construcciones cuya falla puede afectar a una del grupo A. Obras de infraestructura primaria no incluidas en el grupo A.



2.4.2. Grupo A $\gamma_r = 1,3$

Construcciones o instalaciones cuyo colapso tiene gran repercusión debido a la ocupación o el uso. Construcciones cuyo contenido es de gran valor o de gran importancia pública. Construcciones de uso público de más de $300m^2$ y que permitan la presencia de más de **100** personas. Ejemplos de este grupo son: edificios de servicios médicos, estaciones de radio y de televisión, centrales telefónicas, oficinas de correos, edificios gubernamentales de dependencias nacionales, provinciales o municipales, escuelas, colegios, universidades, cines, teatros, estadios, templos, terminales de transporte de pasajeros, grandes comercios y grandes industrias, museos, bibliotecas, centrales de energía, plantas de bombeo.

Zona sísmica	Altura máxima de la Construcción (m)			Regularidad en planta Tabla 2.3 – Línea			Regularidad en altura Tabla 2.4 – Línea		
	A ₀	A	B	A ₀	A	B	A ₀	A	B
3 y 4	12	30	45	1 _a , 3 _a 4 _a	1 _b , 4 _a	1 _b	1 _a , 2, 3, 5 _a	1 _b , 2, 3, 5 _a	1 _b , 2, 3, 5 _a
0*, 1 y 2	16	45	60	1 _b	1 _b	1 _b	1 _a , 2, 3	1 _b , 2, 3	1 _b , 2, 3

Fig. 37: Condiciones para la aplicación del método estático.

En nuestro caso las alturas de los edificios cumplen ser menor que 30 m y 45m respectivamente.

13.1. Peso del Edificio

El peso del edificio que se debe utilizar es el correspondiente a la combinación D+0,25L.

Peso/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
W	5329 kN	6417,85 kN

Tabla 11: Peso total

13.2. Coeficiente Sísmico

13.2.1. Zona Sísmica

Observando la figura 2.1 del reglamento, vemos que para Mendoza se tiene que la zona sísmica de peligrosidad elevada, zona 4.



13.2.2. Tipo espectral

De la tabla 2,2, según el tipo de suelo se tiene un tipo espectral 2 y sitio SD.

13.2.3. a_s , C_a y C_v .

Con los valores obtenidos en los items anteriores, ingresamos a la tabla 3.1 y obtuvimos los valores de a_s , C_a y C_v .

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,3g$		$a_s = 0,2g$		$a_s = 0,1g$		$a_s = 0,0g$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	0,18	0,25	0,09	0,13
2 (S_D)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	0,22	0,32	0,12	0,18
3 (S_E)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	0,30	0,50	0,19	0,26

En todos los casos:

$$N_a = 1 \quad [3.11]$$

$$N_v = 1,2 \quad [3.12]$$

$$T_2 = C_d (25T_a) \quad [3.13]$$

$$T_1 = 0,2T_2 \quad [3.14]$$

T_3 dado por la Tabla 3.2 según la zona sísmica

Fig. 38: Parámetros sísmicos

Parámetros/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
a_s	0,35	0,35
C_a	0,4	0,4

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

Cv	0,708	0,708
T1	0,1416s	0,1416s
T2	0,708s	0,708s
T3	13s	13s

Tabla 12: Parámetros sísmicos

13.2.4. Periodo del edificio

El periodo fundamental de cada edificio en ambas direcciones, se extrajo de la modelación de ETABS

Periodo Fundamental/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
Tx	0,134s	0,159s
Ty	0,17s	0,194s

Tabla 13: Periodos fundamentales

13.2.5. Periodo Máximo

Independientemente del valor calculado, el Reglamento establece un límite superior, por ende el período a utilizar en el análisis estructural no excederá a:

$$T < C_u * T_a$$

Donde $T_a = C_r * H^x$ y corresponde al periodo fundamental aproximado (dependiendo del tipo estructural), y C_u es un coeficiente que depende de la Zona sísmica en estudio.

- $C_u = 1,4$ (para $a_s = 0,35$)
- $C_r = 0,0448$ (según Tabla 6.2 del reglamento)
- $x = 0,75$ (según Tabla 6.2 del reglamento)



<i>Tipo Estructural</i>	C_r	x
Sistemas tipo pórtico de acero que resisten el 100% del corte basal requerido sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0724	0,80
Sistemas tipo pórtico de hormigón armado que resisten el 100% del corte basal sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0466	0,90
Sistemas tipo pórticos de acero con diagonales excéntricas o diagonales de pandeo restringido.	0,0731	0,75
Otros sistemas estructurales	0,0488	0,75

Fig. 39: Factores para periodo máximo

- H=15,2 m (Bloque de departamentos)
- H=16,4 m (Espacio común)

En base a los parámetros obtenidos se calcula el periodo máximo admitido

Periodo Máximo/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
$C_u * T_a$	0,526s ($<T_x$ y $<T_y$) → Verifica	0,557s ($<T_x$ y $<T_y$) → Verifica

Tabla 14: Periodo máximo admitido

13.2.6. Factor de Riesgo

Se obtiene según el grupo al cual pertenece cada edificio

Factor de Riesgo/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
γ_r	1	1,3

Tabla 15: Factor de riesgo

13.2.7. Factor de Reducción

Se considera una estructura elástica por lo que $R=1,5$

13.2.8. Coeficiente Sísmico

Calculamos el coeficiente sísmico con la fórmula 6.3 dada por el reglamento para períodos que sean inferiores a T_2 :

$$C = 2,5 C_a \gamma_r / R \quad \text{para } T \leq T_2$$

Coef Sísmico/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
C	0,67	0,87

Tabla 16: Coeficiente Sísmico

13.3. Corte Basal

Para determinar el valor del corte basal en cada dirección se realiza el producto del coeficiente sísmico correspondiente y el peso total de la estructura.

Corte Basal/Edificio	Bloque de departamentos	Espacio Común
V_0	3553,15kN	5562,14

Tabla 17: Corte Basal

13.4. Distribución en altura del Corte Basal

De acuerdo a lo dicho en el reglamento, sección 6.2.4.1, la distribución en altura se realiza en función del peso y la altura de cada nivel.

$$F_k = \frac{W_k h_k V_o}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$



13.4.1. Bloque de departamentos

Nivel	Altura	Wi*altura	Fi (kN)	Vi=
4	15,20	14617,13	1086,22	1086,22
3	11,40	16598,66	1233,47	2319,68
2	7,60	11065,77	822,31	3141,99
1	3,80	5532,89	411,16	3553,15

Tabla 18: Distribución Corte Basal y Fuerzas Sísmicas

13.4.2. Espacio Común

Nivel	Altura	Wi*altura	Fi (kN)	Vi=
3	16,40	5525,86	597,22	597,22
2	12,60	8514,81	920,26	1517,48
1	8,80	24079,91	2602,49	4119,97
PB	5,00	13343,90	1442,17	5562,14

Tabla 19: Distribución Corte Basal y Fuerzas Sísmicas

* Nota: Se consideró la posibilidad de no modelar los pisos 2 y 3 del espacio común (formados por los cuerpos emergentes debido a los ascensores). El reglamento establece que se puede realizar esa simplificación siempre y cuando la sumatoria de los pesos de los cuerpos emergentes no superen el 10% del peso total de la estructura. Realizamos los cálculos y no cumplimos con dicha condición por lo que realizamos los cálculos considerando los 4 niveles.

14. Regularidad estructural

14.1. Regularidad en planta

Los edificios pueden experimentar vibraciones torsionales debido al giro de las plantas si está no es regular. Por este motivo procedemos a verificar dicha regularidad.

Para ello se calculan los desplazamientos de los vértices correspondientes a un lado perpendicular a la dirección de estudio, considerando 4 estados de carga y teniendo en cuenta una excentricidad dada por $\pm 0,05L$, donde L es la longitud mayor de la planta en cada dirección.

Los desplazamientos se obtienen de ETABS. Para esto se cargan los 4 estados de carga previamente mencionados (FX1, FX2, FY1 y FY2) considerando la fuerza sísmica actuando en ambas direcciones con excentricidades positivas y negativas. La fuerza sísmica utilizada corresponde al peine estático calculado en el punto anterior.



14.1.1. Bloque de Departamentos

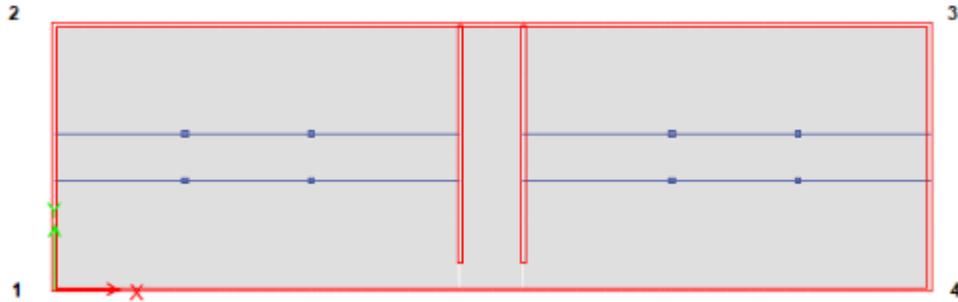


Fig. 40: Puntos estudiados para la regularidad en planta

REGULARIDAD EN PLANTA					
CASO X, e+					
FX1	Vértice	Desplazamiento Total en X	Desplazamiento Relativo (Δb)	$\Delta mk = (\Delta b1 + \Delta b2)/2$	Regularidad = $\Delta b_{max}/\Delta mk$
PISO 1	1	1,8	1,8	1,84	1,02
	2	1,87	1,87		
PISO 2	1	3,6	1,8	1,82	1,01
	2	3,7	1,83		
PISO 3	1	5,05	1,45	1,48	1,02
	2	5,2	1,5		
PISO 4	1	5,9	0,85	0,88	1,03
	2	6,1	0,9		
CASO X, e-					



FX2	Vértice	Desplazamiento Total en X	Desplazamiento Relativo (Δb)	$\Delta mk = (\Delta b1 + \Delta b2)/2$	Regularidad = $\Delta b_{max} / \Delta m_k$
PISO 1	1	1,87	1,87	1,84	1,02
	2	1,80	1,80		
PISO 2	1	3,74	1,87	1,83	1,02
	2	3,58	1,78		
PISO 3	1	5,25	1,51	1,48	1,02
	2	5,03	1,45		
PISO 4	1	6,17	0,92	0,90	1,03
	2	5,90	0,87		
CASO Y, e+					
FY1	Vértice	Desplazamiento Total en Y	Desplazamiento Relativo (Δb)	$\Delta mk = (\Delta b1 + \Delta b2)/2$	Regularidad = $\Delta b_{max} / \Delta m_k$
PISO 1	1	2,18	2,18	2,515	1,13
	4	2,85	2,85		
PISO 2	1	5	2,82	3,155	1,11
	4	6,34	3,49		
PISO 3	1	7,76	2,76	3,02	1,09
	4	9,62	3,28		

PISO 4	1	9,99	2,23	2,395	1,07
	4	12,18	2,56		
CASO Y, e-					
FY2	Vértice	Desplazamiento Total en Y	Desplazamiento Relativo (Δb)	$\Delta mk = (\Delta b1 + \Delta b2)/2$	Regularidad = $\Delta b_{max}/\Delta m_k$
PISO 1	1	2,90	2,90	2,52	1,15
	4	2,14	2,14		
PISO 2	1	6,50	3,60	3,18	1,13
	4	4,89	2,75		
PISO 3	1	9,85	3,35	3,02	1,11
	4	7,57	2,68		
PISO 4	1	12,44	2,59	2,40	1,08
	4	9,77	2,20		

Tabla 20: Regularidad en planta bloque de departamentos

Al comparar los resultados con los dados por CIRSOC, concluimos que el edificio es torsionalmente regular.

CONDICIONES		Ver Sección
1a	Son estructuras torsionalmente regulares o con irregularidad torsional baja cuando en todos los niveles o masas se cumple: $\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,2$	
1b	Son estructuras con irregularidad torsional media cuando en algún nivel o masa se cumple: $1,2 < \Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,4$	
1c	Son estructuras con irregularidad torsional extrema cuando en algún nivel o masa se cumple: $\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \geq 1,4$	2.6.3- a)

Fig. 41: Condiciones de regularidad en planta



14.1.2. Espacio común

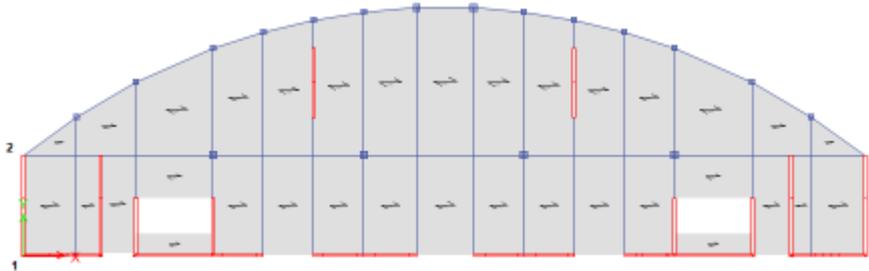


Fig. 42: Puntos estudiados para la regularidad en planta

REGULARIDAD EN PLANTA					
CASO X, e+					
FX1	Vértice	Desplazamiento Total en X	Desplazamiento Relativo (Δb)	$\Delta mk = (\Delta b1 + \Delta b2) / 2$	Regularidad = $\Delta b_{max} / \Delta mk$
PISO 1	1	2,97	2,97	3,035	1,02
	2	3,1	3,1		
PISO 2	1	6,23	3,26	3,88	1,16
	2	7,6	4,5		
CASO X, e-					
FX2	Vértice	Desplazamiento Total en X	Desplazamiento Relativo (Δb)	$\Delta mk = (\Delta b1 + \Delta b2) / 2$	Regularidad = $\Delta b_{max} / \Delta mk$
PISO 1	1	2,9	2,9	2,98	1,03
	2	3,06	3,06		



PISO 2	1	6,12	3,22	3,83	1,16
	2	7,5	4,44		
CASO Y, e+					
FY1	Vértice	Desplazamiento Total en Y	Desplazamiento Relativo (Δb)	$\Delta mk = (\Delta b1 + \Delta b2) / 2$	Regularidad = $\Delta b_{max} / \Delta m_k$
PISO 1	1	2,19	2,19	2,605	1,16
	4	3,02	3,02		
PISO 2	1	5,14	2,95	3,615	1,18
	4	7,3	4,28		
CASO Y, e-					
FY2	Vértice	Desplazamiento Total en Y	Desplazamiento Relativo (Δb)	$\Delta mk = (\Delta b1 + \Delta b2) / 2$	Regularidad = $\Delta b_{max} / \Delta m_k$
PISO 1	1	2,65	2,65	2,485	1,07
	4	2,32	2,32		
PISO 2	1	6,19	3,54	3,55	1,00
	4	5,88	3,56		

Tabla 21: Regularidad en planta espacio común

Del mismo modo que para el bloque de departamentos, al comparar los resultados con los datos por CIRSOC, concluimos que el edificio es torsionalmente regular.

**Nota: en un principio todos los muros tenían un espesor de 20cm. Sin embargo, la regularidad en planta no se verificó y se soluciona aumentando el espesor de dos muros en la dirección “y” en uno de los extremos del edificio. Estos resultaron de 25cm de espesor.*

14.2. Regularidad en altura

Las irregularidades en altura afectan la respuesta en los distintos niveles e inducen fuerzas en esos niveles que son significativamente diferentes de la distribución asumida por el método estático.

La regularidad en altura se debe verificar porque al plantear el modelo suponemos que las rigideces disminuyen con la altura y que los desplazamientos aumentan a medida que el nivel aumenta. En caso de que eso no suceda, puede haber otro modo que tome gran importancia, incidencia, y la estructura se deforme de una manera diferente a la asumida. Además, se debe evitar el fenómeno de piso débil.

Para evaluar la regularidad en altura obtuvimos de ETABS las rigideces de cada nivel y calculamos la relación con la rigidez del piso inmediatamente superior. Luego comparamos los resultados con las condiciones impuestas por el reglamento.

CONDICIONES	
1a	Irregularidad de Rigidez Leve por Piso Flexible: cuando en un piso la rigidez lateral es menor del 80 % de aquella del piso que está por encima o menos que el 80 % del promedio de rigidez de los tres pisos por encima.
1b	Irregularidad de Rigidez Media por Piso Flexible: cuando en un piso la rigidez lateral es menor del 70 % de aquella del piso que está por encima o menos que el 75 % del promedio de rigidez de los tres pisos por encima.
1c	Irregularidad de Rigidez Extrema por Piso Flexible: cuando en un piso la rigidez lateral es menor del 60 % de aquella del piso que está por encima o menos que el 70 % del promedio de rigidez de los tres pisos por encima.

Fig. 43: Condiciones para regularidad en altura



14.2.1. Bloque de departamentos

REGULARIDAD EN ALTURA			
Caso X			
FX3 (E0)	Rigidez (kN/m)	Relación	
PB	1941069,18	1,05	REGULAR
Piso 1	1851242,27	1,31	REGULAR
Piso 2	1414472,21	1,51	REGULAR
Piso 3	935120,87		
Caso Y			
FY3 (E0)	Rigidez (kN/m)	Relación	
PB	3568,03	1,13	REGULAR
Piso 1	3155,40	1,35	REGULAR
Piso 2	2330,14	2,13	REGULAR
Piso 3	1092,25		

Tabla 22: Regularidad en altura bloque de departamentos

14.2.2. Espacio común

REGULARIDAD EN ALTURA		
Caso X		
FX3 (E0)	Rigidez (kN/m)	Relación
PB	1715663,34	1,62
Piso 1	1058854,36	REGULAR
Caso Y		
FY3 (E0)	Rigidez (kN/m)	Relación
PB	1051404,80	1,42
Piso 1	740130,00	REGULAR

Tabla 23: Regularidad en altura espacio común

Dado que los dos edificios son regulares tanto en planta como en altura, podemos seguir el cálculo de la estructura considerando el peine estático obtenido con el Método Estático y con una excentricidad cero.

14.3. Distorsión de piso

Obtuvimos de ETABS los drift máximos en cada dirección y los comparamos con los valores límites de distorsión horizontal de piso dados por la tabla 6.4. del reglamento. Todos los valores son inferiores a los límites por lo que verifican ambos edificios.



Condición	Grupo de la construcción	
	A ₀ o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

Fig. 44: Límites de distorsion (m)

14.3.1. Bloque de departamentos

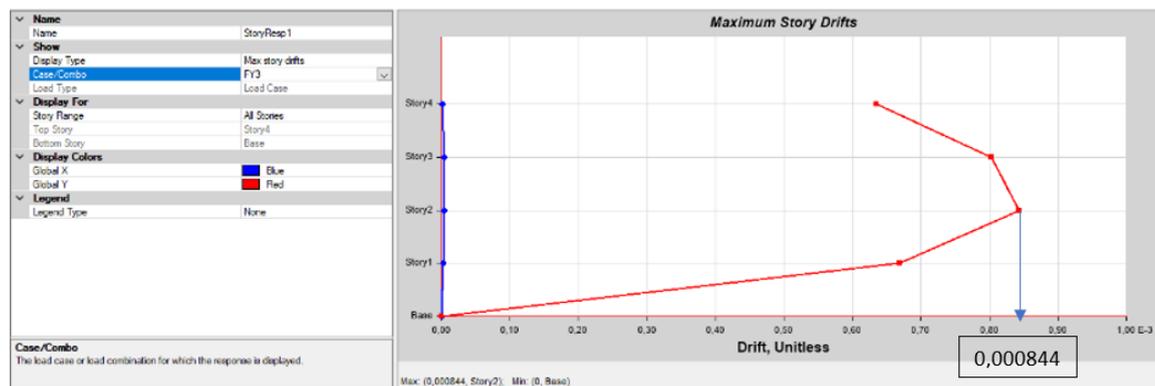
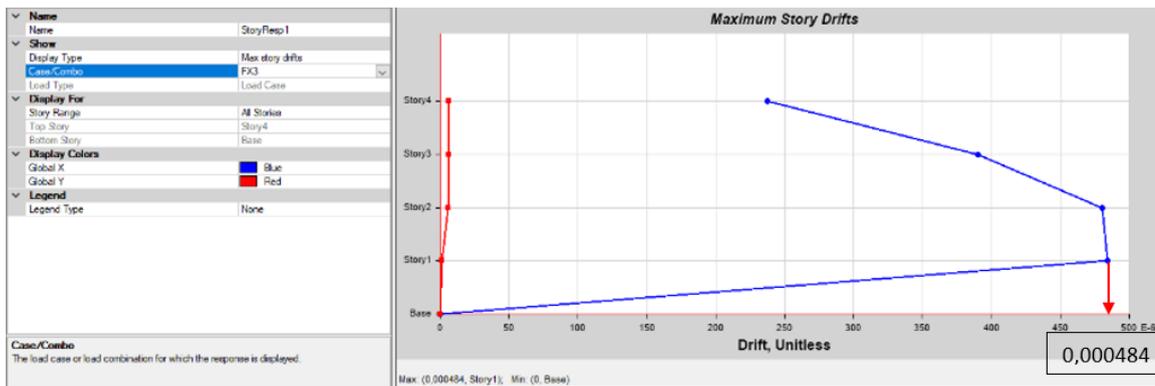


Fig. 45: Distorsiones bloque de departamentos



14.3.2. Espacio Común

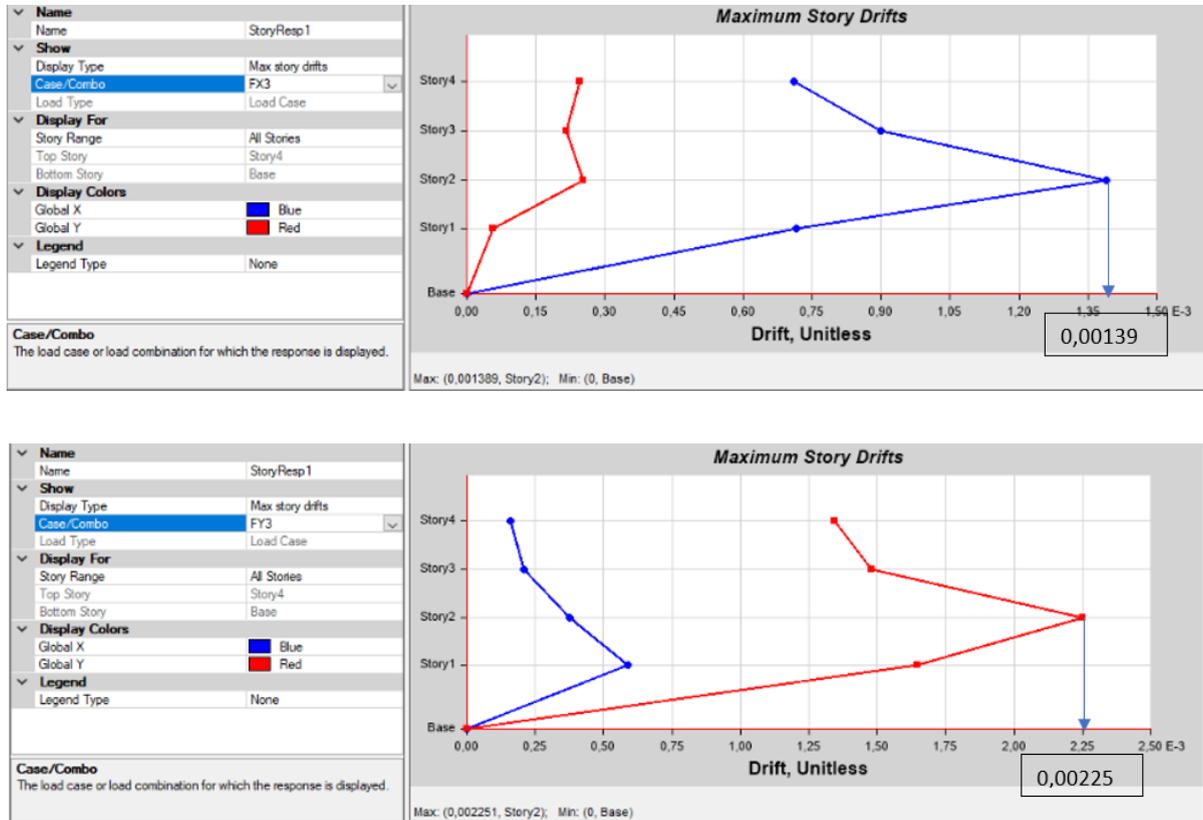


Fig. 46: Distorsiones espacio común

15. Diseño Estructural

Los procedimientos de cálculo y dimensionamiento de cada uno de los elementos que se detallan a continuación se utilizan de igual forma tanto para los bloques de departamentos como para el espacio común.

15.1. Losa

Para dimensionar las losas de ambos edificios, calculamos las máximas solicitaciones de las estructuras diferenciando entre los pisos intermedios y los superiores. En cada caso consideramos las cargas D, L, S y W y realizamos las combinaciones necesarias dadas por el reglamento.

A modo de tener un espesor de losa uniforme en todos edificios, tomamos la mayor carga de las cargas últimas encontradas. Luego, considerando un ancho unitario, para el diseño de la losa obtuvimos $q_u = 11,03 \text{ kN/m/m}$.

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

Para una luz de 0,6m, igual a la separación de las correas, $M_u = q_u \cdot (L^2) / 12 = 0,33$ kNm/m. En base a la sollicitación encontrada y adoptando un espesor de 7cm, se procedió a calcular la armadura necesaria que verifique $M_d = \Phi \cdot M_n < M_u$. Se consideró:

- $f_y = 420000$ kN/m²
- $d = 0,05$ m
- $d' = 0,02$ m

Adoptamos, en un metro lineal, 5 barras $\Phi 6$, con una separación de 0,2 m. Esto nos dió un $A_s = 0,00014$ m²/m. Reemplazando para calcular el momento nominal y el de diseño, obtenemos:

- $M_n = f_y \cdot A_s \cdot (d - d') = 1,78$ kNm/m
- $\phi = 0,9$
- $M_d = 0,9 \cdot 1,78$ kNm/m = 1,60 kNm/m $> M_u = 0,33$ kNm/m → Verifica

15.2. Correas

Las correas se materializan con madera laminada, Pino Paraná con grado de resistencia 1. Para el diseño se utilizó el reglamento argentino de Estructuras de Madera – CIRSOC 601.

En un primer intento, calculamos las dimensiones necesarias de las correas considerando que sólo éstas aportaban a la resistencia y rigidez. Como resultado, obtuvimos dimensiones demasiado grandes.

Para poder adoptar menores dimensiones, repetimos los cálculos pero esta vez consideramos que, además de las correas, el entablonado y la losa de H°A° contribuyen a la resistencia y rigidez de la misma.

Para esto calculamos el ancho efectivo, es decir, la porción de entrepiso que podemos considerar contribuyente:

- $b_{ef} \leq L/8$ (L=Luz de la correa)
- $b_{ef} \leq 12 \cdot e$ (e=espesor de la losa)

Luego, se calcula el área equivalente de madera de la sección de hormigón utilizando la relación entre los módulos de elasticidad.



$$beq H^{\circ} = bef * \frac{E_{H^{\circ}}}{E_{madera}}$$

Por último, se aplica un factor de eficiencia de la conexión entre la madera y el hormigón igual a 0,50 para obtener el área equivalente de madera resistente.

A continuación, se detalla mediante esquemas el procedimiento explicado anteriormente

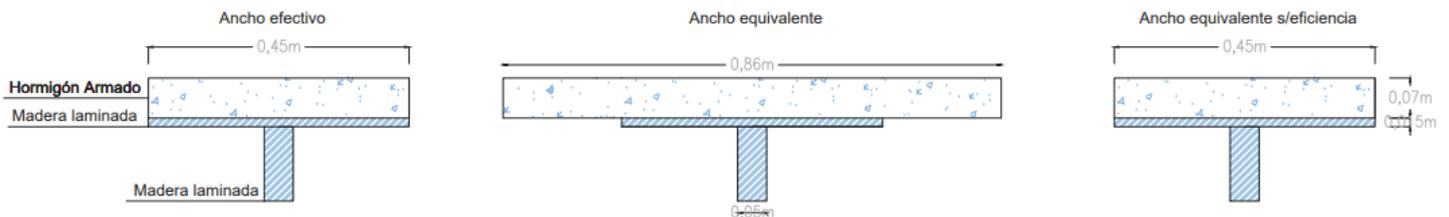


Fig. 47: Área equivalente de madera

Para el cálculo propiamente dicho, el primer paso fue realizar las combinaciones de cargas para los estados límites de servicio dadas por código y obtener la máxima carga distribuida q (kN/m) a la cual le sumamos una carga distribuida extra dada por el peso propio de la misma correa. Luego calculamos el momento y corte último:

$$- Mu = \frac{q * L^2}{8}$$

$$- Vu = \frac{q * L}{2}$$

Una vez obtenidos los esfuerzos últimos, verificamos la resistencia a flexión, la rigidez, las vibraciones y la resistencia a corte. Las tensiones de referencias se extraen de la Tabla S.2.1.1-1 del CIRSOC 601.

Tabla S.2.1.1-1. Valores de diseño de referencia para madera laminada encolada estructural de las especies incluidas en la norma IRAM 9660-1 (2015) (N/mm²)

Especie	Grado de resistencia	F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	F_{rt}	E	$E_{0,05}$	E_{min}
Pino taeda y elliotti ⁽¹⁾	1	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	0,1	11200	7500	4700
	2	4,1	2,3	0,4	0,8	4,1	0,1	6700	4500	2800
Pino Paraná ⁽²⁾	1	7,5	4,1	0,8	1,0	7,5	0,1	13400	9000	5700
	2	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	0,1	11200	7500	4700
Eucalipto grandis ⁽³⁾	1	7,5	4,1	0,8	1,8	7,5	0,1	13400	9000	5700
	2	6,6	3,7	0,8	1,7	6,6	0,1	11600	7800	4900
Álamo ⁽⁴⁾	1	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	0,1	9400	6300	4000
	2	5,6	3,2	0,6	0,9	5,6	0,1	8500	5700	3600

(1) *Pinus taeda* y *elliottii* cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes, (2) *Araucaria angustifolia* cultivado en la provincia de Misiones, (3) *Eucalyptus grandis* cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones, (4) *Populus deltoides* ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67) cultivado en el delta del río Paraná.

Fig. 48: Valores de diseño de referencia para madera laminada

A continuación se detallan los pasos a seguir acompañados por un ejemplo de cálculo correspondiente a la Co9 del último piso del bloque de departamentos.

15.2.1. Resistencia a Flexión

La tensión originada por el momento flector, f_b , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en flexión ajustada, $F'b$.

- $f_b = \frac{M \cdot c}{I}$
- $F'b = F_b * CD * CM * CT * CL * CV * CC * CR$
- $F_b =$ tensión de diseño en flexión de referencia

Para cada correa, calculamos el momento de inercia I de la sección transformada para así obtener la tensión f_b . Luego calculamos cada uno de los coeficientes para afectar a F_b (obtenido del suplemento 2) y llegar al valor $F'b$. Verificamos que $f_b < F'b$.

1 Resistencia a Flexión

Laminada Pino Paraná CR1

Fb=	7,5 Mpa
CD=	1
CM=	1
CT=	1
le=	6,258 m
RB=	18,04
CL=	0,99
CV=	1,1
CC=	1
CR=	1,1
F [*] b=	8,98425 Mpa
fb=	1,975 Mpa

CUMPLE

Fig. 50: Resistencia a flexión Co9

15.2.2. Control de Rigidez

La deformación máxima admisible de una correa se debe establecer de acuerdo con el tipo de estructura y los requerimientos del Proyecto. Se deben tener en cuenta las posibilidades de ocasionar daños a los recubrimientos así como de afectar el confort y la estética. Una manera práctica de establecer un límite para las deformaciones es expresarlo en función de la longitud de la viga. La experiencia indica que cuando la flecha máxima alcanza 1/300 de la longitud del elemento, la misma se hace visible y para valores mayores a ella se pueden comenzar a producir daños en determinados tipos de recubrimientos.

Se debe corroborar entonces que no se superen las deformaciones máximas dadas por el reglamento.

$$\Delta f < \Delta f_{adm}$$

Tabla 3.2.3-1 Deformaciones admisibles recomendadas para las vigas

Destino de la construcción	Deformación instantánea originada por las cargas variables	Deformación final neta originada por la totalidad de las cargas
Viviendas y oficinas	$\Delta_{i(V)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$)	$\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 300$ (voladizos $\ell / 150$)
Comercio, recreación e institucional	$\Delta_{i(V)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$)	$\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 240$ (voladizos $\ell / 120$)
Construcciones industriales o rurales con bajo factor de ocupación	-	$\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 200$ (voladizos $\ell / 100$)
siendo: ℓ la luz de cálculo de la viga; $\Delta_{i(V)}$ la deformación instantánea producida por las cargas variables; $\Delta_{fnet(TC)}$ la deformación final neta producida por la totalidad de las cargas.		

Fig. 51: Deformaciones admisibles

El cálculo de las deformaciones se realiza con la siguiente fórmula:

$$\Delta f = Kcr * \Delta i(LD) + \Delta i(CD)$$

Δ_f la deformación final.

$\Delta_{i(LD)}$ la deformación instantánea producida por las cargas permanentes y de larga duración.

$\Delta_{i(CD)}$ la deformación instantánea producida por las cargas de corta duración.

En la fórmula aparece un factor de deformación Kcr que, para el caso de madera laminada, tiene un valor de 1,5. Además:

$$\Delta i LD = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I}$$

Es importante aclarar que E' corresponde al módulo de elasticidad ajustado.

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

2 Control de Rigidez

E=	13400 Mpa
E´=	13400 Mpa
I=	0,0000964 m4
Kcr=	1,5
Δ f adm=	0,012 m
Δ i LD=	0,003 m
Δ f=	0,005 m

CUMPLE

Fig. 52: Control de rigidez Co9

15.2.3. Control de Vibraciones

Adicionalmente al control de las deformaciones, se debe asegurar que las acciones dinámicas no provoquen vibraciones que puedan perjudicar la funcionalidad de la estructura y el confort de los usuarios. La limitación de las deformaciones no garantiza la eliminación de vibraciones perjudiciales, ya que en este último caso adquieren importancia variables tales como la distribución de las masas y el amortiguamiento.

Resultados de investigaciones sugieren que un método simple para minimizar las vibraciones originadas por el tránsito humano es controlar la rigidez del entrepiso a través de asegurar un valor mínimo de su frecuencia natural de vibración (f_0).

Considerando que la percepción de este tipo de vibraciones por parte de las personas disminuye sensiblemente cuando f_0 supera 8 Hz y muy sensiblemente cuando supera 12 Hz, en ausencia de requisitos especiales, y de no emplearse métodos más precisos de cálculo, para entresijos simplemente apoyados se recomienda que la frecuencia natural de vibración sea superior a 8 Hz. Dicha frecuencia se puede calcular como:

$$f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m \cdot a}} > 8 \text{ Hz}$$

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

siendo:

- l la luz de cálculo (en m).
- E' el módulo de elasticidad ajustado (en N / m²).
- I el momento de inercia de la sección transversal de los miembros resistentes existentes en una franja de entrepiso con ancho igual a 1 m (m⁴ / m = m³).
- m_{ua} la masa del entrepiso por unidad de área (kg / m² = Ns² / m³).

Para cada correa se calculó la frecuencia de vibración y se verificó que esta superara los 8Hz.

3 Control de Vibraciones

D+0,25L=	2,35 kN/m ²
m _{ua} =	234,5 kg/m ²
E=	13400 Mpa
E´=	13400 Mpa
I=	0,00010 m ⁴
f ₀ =	8,994 Hz

CUMPLE

Fig. 53: Control de vibraciones Co9

15.2.4. Corte

La tensión originada por el corte, f_v , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en corte ajustada, F'_v . En este caso no se consideró la contribución de la losa por lo que la sección que se utiliza es rectangular y podemos usar la siguiente expresión.

- $f_v = \frac{V.Q}{I.b} = \frac{3.V}{2.b.d}$
- $F'_v = F_v * CD * CM * CT$
- $F_v = \text{tensión de diseño en corte de referencia}$

En cada caso se verificó que se cumpliera $f_v < F'_v$.

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

4 Corte

$F_v =$	0,8 MPa
$C_D =$	1
$C_M =$	1
$C_T =$	1
$F'_v =$	0,8 MPa
$Q =$	m ³
$f_v =$	0,51 MPa

CUMPLE

Fig. 54: Verificación a corte Co9

15.3. Vigas

Las vigas se materializan con madera laminada, Pino Paraná con grado de resistencia 1. Para el diseño se utilizó el reglamento argentino de Estructuras de Madera – CIRSOC 601. El proceso de cálculo fue el mismo al de las correas (sección 15.2), considerando que la losa de H°A° contribuye en la resistencia a flexión y aporta rigidez.

A continuación se muestra como ejemplo el cálculo de la V3, correspondiente a una viga de planta baja del espacio común.

15.3.1. Resistencia a Flexión

1 Resistencia a Flexión

Laminada Pino Paraná CR1

Fb=	7,5 Mpa
CD=	1
CM=	1
CT=	1
le=	16,0429 m
RB=	11,69
CL=	0,99
CV=	1,1
CC=	1
CR=	1,1
F'b=	8,98425 Mpa
fb=	5,722 Mpa

CUMPLE

Fig. 55: Resistencia a flexión V3

15.3.2. Control de Rigidez

2 Control de Rigidez

E=	13400 Mpa
E' =	13400 Mpa
I=	0,0083249 m ⁴
Kcr=	1,5
$\Delta f adm=$	0,029433333333 m
$\Delta i LD=$	0,014 m
$\Delta f=$	0,021 m

CUMPLE

Fig. 56: Control de rigidez V3

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

15.3.3. Control de Vibraciones

3 Control de Vibraciones

D+0,25L=	3,45 kN/m ²
mua=	345 kg/m ²
E=	13400 Mpa
E´=	13400 Mpa
I=	0,0083 m ⁴
f0=	11,45 Hz

CUMPLE

Fig. 57: Control de vibraciones V3

15.3.4. Corte

4 Corte

Fv=	0,8 MPa
CD=	1
CM=	1
CT=	1
F´v=	0,80 MPa
fv=	0,79 MPa

CUMPLE

Fig. 58: Resistencia a corte V3

15.4. Columnas

Las columnas se materializan con madera laminada, Pino Paraná con grado de resistencia 1. Para el diseño se utilizó el reglamento argentino de Estructuras de Madera – CIRSOC 601. El cálculo para todas ellas se realizó de la misma manera, a excepción de las columnas externas del espacio común. A estas últimas se le agrega, además del dimensionamiento por compresión, la verificación a flexocompresión debido a que están sometidas a cargas laterales como el viento.

Los esfuerzos utilizados para el cálculo se obtuvieron de ETABS, y luego de dimensionarla se le agregó el peso propio de la columna.

El criterio adoptado consiste en que la tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras, f_c , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras ajustada, F'_c . Este valor se obtiene multiplicando la tensión de referencia F_c por los factores correspondientes:

$$F'_c = F_c * C_d * C_m * C_t * C_p$$

$$f_c = \frac{N}{bd}$$

A continuación se describe el procedimiento adoptado para la columna C4:

15.4.1. Resistencia a compresión

Resistencia a Compresión	
Fc	7,5 MPa
CD	1
CM	1
CT	1
CP:	
Ke=	1 art-art
le=	3,8 m
Emin=	5700 MPa
CM	1
CT	1
E'min=	5700 MPa
FcE=	29,20 MPa
c	0,9
Fc*	7,5 MPa
CP=	0,968
Fc'	7,26 MPa
fc	1,24 MPa

CUMPLE

Fig. 59: Resistencia a compresion C4



15.4.2. Verificación a flexocompresión

Los miembros estructurales sometidos a una combinación de esfuerzos de flexión originados por cargas transversales y compresión paralela a la dirección de las fibras deben ser dimensionados de manera de que se cumplan las siguientes expresiones:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1} \left[1 - (f_c / F_{cE1})\right]} + \frac{f_{b2}}{F'_{b2} \left[1 - (f_c / F_{cE2}) - (f_{b1} / F_{bE})^2\right]} \leq 1$$

$$f_c < F_{cE1} = \frac{0,822E'_{min}}{(\ell_{e1} / d_1)^2} \text{ para flexión respecto del eje de mayor momento de inercia o flexión biaxial.}$$

$$f_c < F_{cE2} = \frac{0,822E'_{min}}{(\ell_{e2} / d_2)^2} \text{ para flexión respecto del eje de menor momento de inercia o flexión biaxial.}$$

$$f_{b1} < F_{bE} = \frac{1,2E'_{min}}{(R_B)^2} \text{ para flexión biaxial, siendo } R_B = \sqrt{\frac{\ell_e d}{b^2}}$$

f_{b1} la tensión originada por el momento flector producido por las cargas transversales actuando normalmente al eje de mayor momento de inercia.

f_{b2} la tensión originada por el momento flector producido por las cargas

transversales actuando normalmente al eje de menor momento de inercia.

d_1 el lado mayor de la sección transversal.

d_2 el lado menor de la sección transversal.

A continuación se exponen los resultados obtenidos:



Flexocompresion (D+0,7L+0,7W)		Flexocompresion (D+W)	
MU(0,7W)=	4,50 kNm	MU(W)=	6,43 kNm
fb=	1,00 MPa	fb=	1,43 MPa
fc (D+0,7L)=	1,00 MPa	fc (D)=	0,44 MPa
Fce1=	29,20	Fce1=	29,20
Fce2=	29,20	Fce2=	29,20
Rb=	3,56	Rb=	3,56
FbE=	540,00	FbE=	540,00
Fb=	7,5 MPa	Fb=	7,5 MPa
CD=	1,6 (por viento)	CD=	1,6 (por viento)
CM=	1	CM=	1
CT=	1	CT=	1
CL=	1 (de tabla)	CL=	1 (de tabla)
CV=	1,04	CV=	1,04
CC=	1	CC=	1
CR=	1,1	CR=	1,1
F'b=	13,67 MPa	F'b=	13,67 MPa
Flexocompresiór	0,1708	Flexocompresiór	0,2161
	CUMPLE		CUMPLE
	0,1708		
	CUMPLE		

Fig. 60: Verificación a flexocompresión C4

**Nota: para las columnas internas, tanto del espacio común como del bloque de departamentos, únicamente se realiza el cálculo a compresión.*

15.5. Muros

Se modelan los muros en ETABS utilizando la herramienta "Quick Wall" y realizando una cuadrícula en ambas direcciones para poder colocar correctamente todas las aberturas. Acto seguido, se asignan los PIERS con el objetivo de unir los elementos de la malla para que trabajen en conjunto. Además, se tuvo en cuenta que un mismo PIER no considere muros de dos niveles diferentes para simplificar la lectura de los resultados. A continuación se muestra la asignación de PIERS en un muro del espacio común.

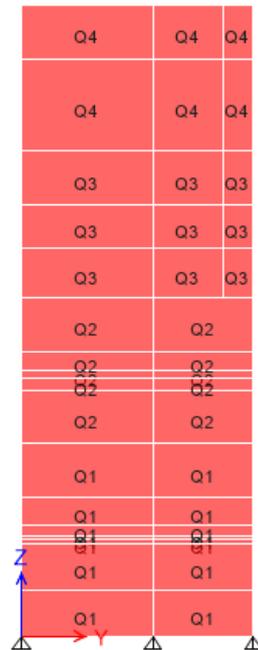


Fig. 61 Disposición de los PIER

El procedimiento de verificación consiste en controlar que las tensiones de flexión, corte, normal de cada PIER no superen las tensiones últimas del CLT. Además se debe verificar la flexocompresión. Para esto se siguen los pasos detallados a continuación.

15.5.1. Cálculo de Tensiones Últimas

A partir del manual "The CLT Handbook" obtuvimos los valores de tensiones de referencia para un panel C14.

Table 3.5 Material properties for strength graded timber used for CLT.

Board properties	C14	C16	C24	C30
Characteristic strength values (MPa)				
Bending strength $f_{m,k}$	14	16	24	30
Tensile strength along the grain $f_{t,0,k}$	7.2	8.5	14.5	19
Tensile strength perpendicular to the grain $f_{t,90,k}$	0.4	0.4	0.4	0.4
Compressive strength along the grain $f_{c,0,k}$	16	17	21	24
Compressive strength perpendicular to the grain $f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.5	2.7
Shear strength $f_{v,k}$	3.0	3.2	4.0	4.0
Stiffness values (MPa)				
Mean value of modulus of elasticity, along the grain $E_{m,0,mean}$	7,000	8,000	11,000	12,000
Fifth percentile value of modulus of elasticity, along the grain $E_{m,0,05}$	4,700	5,400	7,400	8,000
Mean value of modulus of elasticity, perpendicular to the grain $E_{m,90,mean}$	230	270	370	400
Mean value of the shear modulus G_{mean}	440	500	690	750
Density (kg/m³)				
Fifth percentile volume of density ρ_k	290	310	350	380
Mean density ρ_{mean}	350	370	420	460

Fig. 62: Valores de referencia CLT

Valores de referencia		
Fb=	14	MPa
Fv=	3	MPa
Fc=	16	MPa
Fc90=	2	MPa
Ft=	7,2	MPa
E=	7000	MPa

Tabla 24: Valores de referencia CLT

Es necesario afectar estos valores por diversos coeficientes con el objetivo de obtener las tensiones correspondientes a un diseño en estado último:

$$fd = \frac{Kmod * fk}{\gamma m}$$

- f_k =valor de tensión de referencia
- k_{mod} =factor de modificación que tiene en cuenta la clase de servicio y la duración de la carga. Usamos $k_{mod}=1,1$ correspondientes a cargas instantáneas

Table 3.3 Values for k_{mod} for CLT.

Service class	Load-duration class				
	Permanent (P)	Long term (L)	Medium term (M)	Short term (S)	Instantaneous (I)
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
3	-	-	-	-	-

Fig. 63: Factor k_{mod}

- γ_m =factor que tiene en cuenta las propiedades del material. El valor de este factor depende del país donde se esté trabajando, usamos 1,3 ya que es el más conservador.

Table 3.2 Examples of partial factor γ_m when designing CLT.

Country	γ_m
Sweden	1.25
Norway	1.15
Austria	1.25
Germany	1.3

Fig. 64: valores de γ_m

Luego las tensiones últimas son:

Tensiones Últimas		
$F_{b,d}$ =	11,85	MPa
$F_{v,d}$ =	2,54	MPa
$F_{c,d}$ =	13,54	MPa

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO  FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
		Diseño Estructural 2022

Fc90,d=	1,69 MPa
Ft,d=	6,09 MPa
E=	3783,78 MPa

Tabla 25: Tensiones últimas CLT

15.5.2. Extracción de solicitaciones correspondientes a cada pier

Se extraen de ETABS los esfuerzos de momento (M), corte (V) y normal (N) correspondiente a cada combinación de estado último.

15.5.3. Parámetros geométricos de cada pier

Con el espesor y la longitud de cada pier, calculamos el área y el momento estático:

- e=espesor (m)
- L=largo (m)
- $A=e*L$ (m²)
- $W=e*L^2/6$ (m³)

15.5.4. Tensión de Flexión

- $F_{b,d}=11,85\text{MPa}$
- $f_b=M/W$ MPa
- Verificamos $f_b < F_{b,d}$

15.5.5. Tensión de Corte

- $F_{v,d}=2,54\text{MPa}$
- $f_v=3V/2A$ MPa
- Verificamos $f_v < F_{v,d}$



15.5.6. Tensión Normal

- $F_{c,d}=13,54\text{MPa}$
- $F_{t,d}=6,09\text{MPa}$
- $f_c/f_t=N/A\text{ MPa}$
- Verificamos $f_c < F_{c,d}$ y $f_t < F_{t,d}$

15.5.7. Flexocompresión

Del mismo manual de donde obtuvimos las tensiones del CLT, extrajimos la condición que debíamos verificar para la flexocompresión de los paneles.

$$\frac{f_c}{F_{c,d}} + \frac{f_b}{F_{b,d}} \leq 1$$

15.5.8. Ejemplo de verificación

En la siguiente imagen se muestra la verificación del Pier 1A1 para la combinación C1=1,2D+1,6L+0,5S

		C1										
		1,2D + 1,6L + 0,5S										
Pier	e	Largo	A	W	M	fb	V	fv	N	fc/ft	Flexo-Comp	
	m	m	m ²	m ³	kNm	MPa	kN	MPa	kN	MPa		
1A1	0,2	4,7	0,94	0,736	57,48	0,08	-23,70	-0,04	-142,9	-0,15	0,02	

Tabla 26: Ejemplo verificación muros

15.6. Riostras

Se colocan riostras metálicas en el arco del espacio común con la finalidad de aumentar la rigidez en dicha dirección y verificar la regularidad en planta.

Las mismas se dimensionan a tracción y se verifican a compresión utilizando el reglamento CIRSOC 301, correspondientes a estructuras metálicas. El procedimiento es iterativo hasta encontrar un tubo cuadrado con una sección que verifique todas las condiciones.

- 1) Control de esbeltez

$$\frac{k^*L}{r_{min}} < 300$$



2) Fluencia del área bruta

$$\phi = 0,90$$

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

- F_y es la tensión de fluencia especificada, en MPa.
- A_g es el área bruta de la barra, en cm^2 .

3) Rotura del área neta

$$\phi = 0,75$$

$$P_n = F_u A_e (10^{-1})$$

- F_u es la tensión de rotura a tracción especificada, en MPa.
- A_e es el área neta efectiva de la barra, en cm^2 .

4) Verificación de la unión: soldadura (en sección 18)

5) Bloque de corte

Luego, se verifica a compresión de la siguiente manera:

1) Control de esbeltez

$$\frac{kL}{r} < 200$$

$k=1$ por estar doblemente articulada

2) Pandeo flexional

$$\phi_c P_n$$

Siendo:

$$\phi_c = 0,85$$

$$P_n \text{ la resistencia nominal, en kN. } P_n = F_{cr} A_g (10^{-1})$$

La tensión crítica F_{cr} (MPa) será determinada de la siguiente manera:



Para $\lambda_c \leq 1,5$:

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

Para $\lambda_c > 1,5$:

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

Siendo:

F_y la tensión de fluencia especificada, en MPa.

A_g el área bruta de la barra, en cm^2 .

λ_c el factor de esbeltez adimensional.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{k L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E.2.4})$$

E el módulo de elasticidad longitudinal, en MPa.

k el factor de longitud efectiva.

r el radio de giro de la sección transversal bruta relativo al eje de pandeo, en cm.

L la longitud real de la barra, no arriostrada, correspondiente a la respectiva dirección de pandeo, en cm.

**Nota: Pandeo torsional y local no aplican ya que se trata de una sección cerrada*

Finalmente, se obtienen dos grupos de riostras, una para la planta baja y una para la planta alta. Las dimensiones de las mismas se encuentran en el inciso 10.4

16. Pasarelas

Se colocan pasarelas para conectar los edificios entre sí. Estas serán construidas con un tablero resistido por correas y vigas de madera laminada Pino Paraná y clase de resistencia 1. Los laterales serán abiertos y se colocarán barandas metálicas.

16.1. Condiciones de vínculo

Las pasarelas deben poder absorber los desplazamientos relativos de los edificios que conectan de manera que estos trabajen de manera independiente ante cargas sísmicas

Para poder diseñarlas y cumplir con el objetivo, se analizaron los movimientos de los edificios ante las fuerzas sísmicas en las dos direcciones y se les aplicó un factor de amplificación de deformaciones.

$C_d = 1,5$ Factor de Amplificación de deformaciones

		Desplazamiento ETABS	Desplazamiento de Diseño
ESPACIO COMUN	FX3	10,7 mm	16,05 mm
	FY3	19,3 mm	28,95 mm
DEPARTAMENTOS	FX3	4,6 mm	6,9 mm
	FY3	8,3 mm	12,45 mm

Tabla 27: Desplazamientos máximos ante acción sísmica

Luego, se calculó el desplazamiento máximo a absorber por las pasarelas

$$dx = 22,95 \text{ mm}$$

$$dy = 41,4 \text{ mm}$$

Debido a que los desplazamientos son muy pequeños, se decide colocar apoyos de neopreno en ambos extremos de la pasarela para absorberlos.

16.2. Diseño

El diseño de las correas y las vigas de las pasarelas se realizó de la misma manera que en el bloque de departamentos (consultar secciones 14.2 y 14.3), utilizando las siguientes cargas, obtenidas del reglamento CIRSOC 101:

Cargas	
Espesor entablado=	0,025 m
D Entablado=	0,125 kN/m ²
Barandas=	2 kN/m
D barandas=	1 kN/m ²
L=	5 kN/m ²

Tabla 28 : cargas sobre el entablado

A estas cargas se les añade el peso propio del elemento y diseñando según CIRSOC 601, se obtienen los siguientes resultados

	Luz (m)	Separacion (m)	d (m)	b (m)
Vigas	8	2	0,5	0,20
Correas	2	0,6	0,14	0,07
Tablero	0,6	n.a	0,025	n.a

Tabla 29: cargas sobre el entablonado

17. Fundaciones

Las fundaciones se diseñan con el objetivo de que sean capaces de transferir los esfuerzos de toda la estructura al terreno. Es necesario contar con estudios de suelos que nos indiquen parámetros tales como la tensión admisible, densidad y la cota de fundación. Dicho informe se adjunta en los Anexos y los datos utilizados son:

- Densidad= γ suelo=20,9 kN/m³
- Tensión Admisible= σ adm suelo= 300 kN/m²
- Coeficiente de Seguridad=3,5
- Tensión Última= σ ultimo suelo= 3,5 * 300 kN/m²= 1050 kN/m²
- Ángulo de fricción interna Φ = 40°
- Cota mínima de fundación= 2 m

Al analizar la planta de estructura, se propusieron distintas tipologías de fundaciones hasta obtener la alternativa más conveniente.

El proceso de diseño de fundaciones consiste en iterar los valores de profundidad, ancho, largo y altura de la base y fuste, para así obtener las resistencias de diseño y compararla con los esfuerzos obtenidos de ETABS.

A continuación se detalla el procedimiento a seguir para cada caso, acompañado de ejemplos de cálculo.

17.1. Zapatas Aisladas

Las columnas del bloque de departamentos y las internas del espacio común se fundarán con zapatas aisladas ya que los esfuerzos predominantes en estos elementos son axiales.

De ETABS se obtuvieron los valores de compresión y tracción últimos para cada combinación.

		C1	C2	C3
	Columnas	1,2D + 1,6L + 0,5S	1,2D + 1,6S + 0,8W	1,2D + 1,6W + 0,5L + 0,5S
PBI	C1 (+)	0	0	0
	C1 (-)	-1261,3	-408,6	-581,8

Tabla 30: Esfuerzos últimos de tracción y compresión para combinaciones sin sismo

		C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
	Columnas	1D + E(+x) + 0,5L + 0,2S	1D + E(-x) + 0,5L + 0,2S	1D + E(+y) + 0,5L + 0,2S	1D + E(-y) + 0,5L + 0,2S	0,9D + E(+x)	0,9D + E(-x)	0,9D + E(+y)	0,9D + E(-y)
PBI	C1 (+)	0	0	0	138,2	0	0	0	308,9
	C1 (-)	-637,2	-637,6	-970	-627	-432,9	-463,3	-791,6	-334,6

Tabla 31: Esfuerzos últimos de tracción y compresión para combinaciones con sismo

Luego se calculó la resistencia de diseño, diferenciando los casos con y sin sismo por medio del factor de reducción ϕ

Resistencia de Diseño a Compresión

La resistencia de diseño a compresión del suelo se calcula teniendo en cuenta la tensión última y el área de la base de la zapata ($B \cdot L$), afectando por el factor de reducción correspondiente

$$R_d (\text{sin sismo}) = 0,4 * \sigma_{\text{último suelo}} * B * L$$

$$R_d (\text{con sismo}) = 0,7 * \sigma_{\text{último suelo}} * B * L$$

Rd (compresión) con sismo	-2320,3 kN
Rd (compresión) sin sismo-	-1299,7 kN

Fig. Resistencia de diseño de compresión con y sin sismo



Este valor se compara con el esfuerzo de compresión último obtenido de ETABS sumado al peso propio de la fundación. Luego se verifica:

$$R_d > R_u$$

Resistencia de Diseño a Tracción

Cuando se dimensiona a tracción, la resistencia está determinada por el peso de la fundación y del suelo sobre esta. Este último se calcula considerando el volumen de una pirámide truncada de base cuadrada.

$$R_d (\text{sin sismo}) = 0,4 * W_{\text{suelo}} + W_{\text{fund}}$$

$$R_d (\text{con sismo}) = 0,7 * W_{\text{suelo}} + W_{\text{fund}}$$

Donde el peso del suelo se calcula de la siguiente manera:

$$W_{\text{suelo}} = \gamma_{\text{suelo}} * \left[\frac{h}{3} * (B' * L' + B * L + \sqrt{(B' * L') * (B * L)}) \right] - \gamma_{\text{suelo}} * h_{\text{fuste}} * b_{\text{fuste}} * l_{\text{fuste}}$$

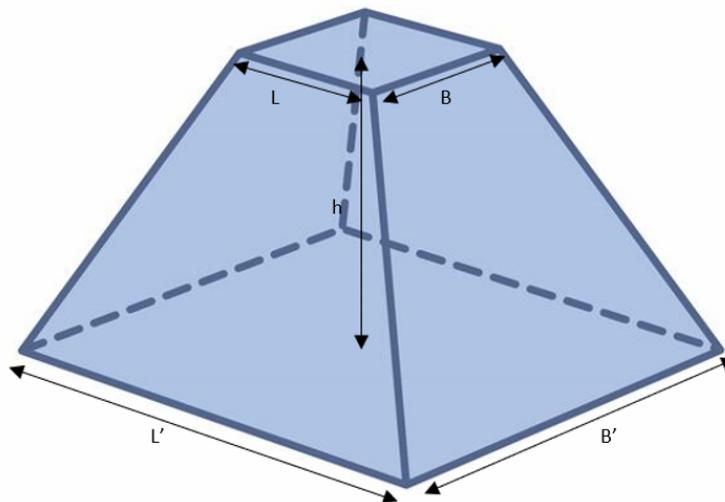


Fig. 65: dimensiones pirámide truncada de base cuadrada

Rd (tracción) con sismo=	312,2 kN
Rd (tracción) sin sismo=	204,6 kN

Fig. Resistencia de diseño de tracción con y sin sismo



Verificación y Armadura de la base

Una vez dimensionada la zapata, debemos verificar a corte la base de la misma tanto para compresión como para tracción. Para esto corroboramos la “acción de viga” y “acción de losa”.

- Acción de viga: la base falla como una viga ancha con la sección crítica extendiéndose a lo largo del ancho total. El reglamento C201-05 supone que la sección crítica está ubicada a una distancia d desde la cara de la columna, siendo d la distancia de la cara comprimida de la base a la armadura traccionada.

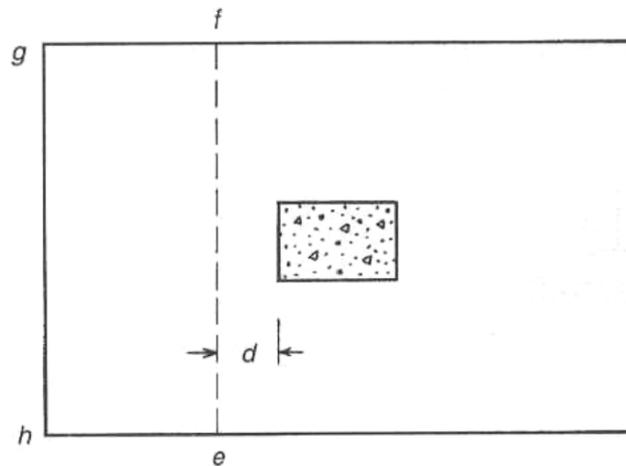


Fig. 66: Falla a corte- Acción de Viga

No suele ser económico utilizar refuerzo de acero para absorber el corte, por lo que la resistencia nominal se diseña para que la componente V_c sea la única que resiste en cizallamiento. Así entonces, se verifica que se cumpla:

$$Vd = \phi V_n = \phi V_c = 0,85 * \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * B * d \geq V_u$$

V_u corresponde a la presión generada por el suelo sobre la base, y se calcula como el producto de la máxima presión ejercida sobre el terreno por el área a la izquierda de la sección crítica ($hgfe$)



Acción de viga

qu	95,34 kN/m ²
d	0,57 m
l	0,08 m
Vu	13,73 kN
Vn	856,71 kN
φ=	0,85
Vd	728,20 kN

VERIFICA

Fig. 67: Verificación de Acción de Viga

- Acción de Losa: Para este caso, la falla por corte es local y alrededor de la carga concentrada o la columna. La falla por punzonamiento ocurre a lo largo de un cono o pirámide truncada, dependiendo de la forma de la columna, causada por el desarrollo de la fisura diagonal de tracción. Las normas consideran generalmente que la sección crítica está localizada a una distancia d/2 del perímetro de la columna.

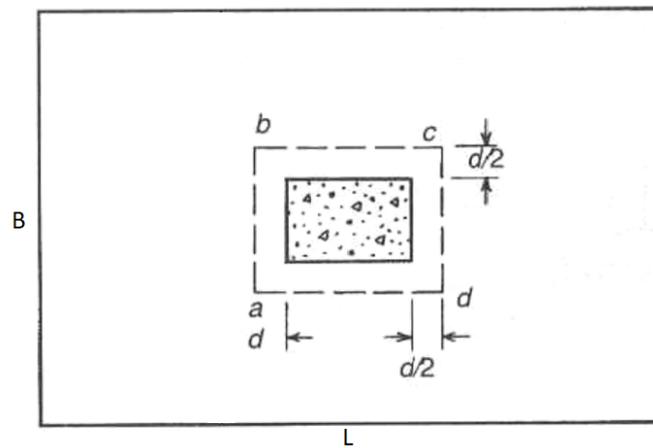


Fig.68: Falla a corte: Acción de Losa

La resistencia nominal se diseña para que la componente V_c sea la única que resiste. Así entonces, se verifica que se cumpla:

$$V_d = \phi V_n = \phi V_c = 0,85 * \frac{\sqrt{f'_c}}{3} * p * d \geq V_u$$

Donde p es el perímetro de falla y V_u se calcula como el producto de la máxima presión ejercida sobre el terreno y el área por fuera de p .



Acción de losa

Vu=	199,75 kN
p=	4,28 m
Vn=	4066 kN
ϕ =	0,85
Vd	3456,1 kN

VERIFICA

Fig. 69: Verificación de Acción de Losa

Una vez verificada la base a corte, se procede a diseñar la armadura a flexión. Se ha demostrado que dicha falla se produce a lo largo de las secciones que bordean las caras de las columnas.

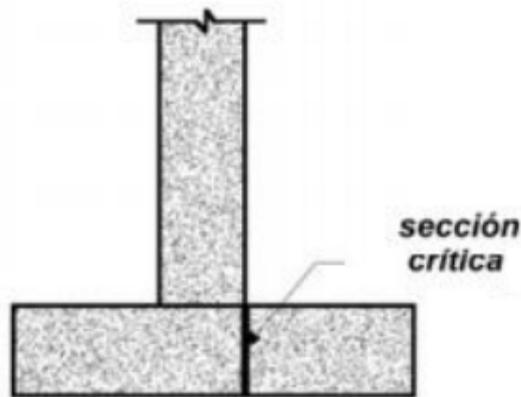


Fig. 70: Falla por Flexión

El momento flector producido en esta sección se encuentra por simple estática como el producido por la presión última q_u (debida solo a la carga axial en la columna, en estado último) sobre una viga en voladizo.

$$M_u = \frac{q_u \cdot x^2}{2}$$

x: distancia del extremo de la columna al borde

La armadura en cada sección debe resistir todo el momento estático producido por la presión última, por lo que debe dimensionarse a flexión simple en cada dirección y en forma independiente. En nuestro caso, la base es cuadrada por lo que los momentos en ambas direcciones son iguales. Luego se iteran distintas alternativas de armadura hasta comprobar que:

$$M_d = \phi M_n = \phi * A_s * f_y * \frac{d - 0,59 * A_s * f_y}{f'_c * B}$$

El procedimiento se realiza tanto para tracción como para compresión para así diseñar la armadura superior e inferior.

Por último se verifica que la cuantía no sea inferior a la mínima dada por reglamento, $p_{min}=0,0018$

Flexion

Momentos Requeridos

$x=y=(\text{dist al borde})$ 0,65 m
 $MuX=Muy=$ 20,14 kNm

Área Mínima

p_{min} 0,0018
 $As_{min}=$ 18,468 cm²
 $f_i=$ 1,2 cm
 $Sep=$ 10 cm
 $As \text{ adop}=$ 20,358 cm²

VERIFICA

Momento Nominal

$Mnx=Mny=$ 1073,44 kNm
 $\phi=$ 0,9
 $Md=$ 966,09 kNm

VERIFICA

Fig. 71: Diseño a flexión

Armadura del fuste

En primer lugar, la armadura del fuste se diseña a esfuerzos axiales de tracción y luego se verifica la compresión y la flexión. Luego, se diseñan los estribos a corte y por último se verifican las cuantías mínimas y se define la longitud de anclaje y de empalme de la armadura del fuste en la base.

- Diseño a tracción: se determina la armadura necesaria para verificar

$$T_u < 0,9 * T_n = 0,9 * f_y * A_s$$

Fuste	TRACCIÓN
Tu=	308,9 kN
ϕ =	0,9
fy=	4,2 t/cm ²
d1=	1,2 cm
Cant 1=	12
As=	13,6 cm ²
Tn (+)=	570,0 kN
Td	513,0 kN
	VERIFICA

Fig. 72: Diseño del fuste a tracción

- Verificación cuantía mínima: se debe verificar que el área de acero adoptada sea mayor al área mínima establecida en el reglamento, la cual es el 0,8% del área bruta de hormigón A_g .

Sin embargo, como el fuste fue diseñado para que verifique la resistencia de diseño a tracción y compresión del suelo, sus dimensiones son mayores a las necesarias para resistir los esfuerzos axiales que actúan sobre él. Debido a esto, la primera condición resulta extremadamente conservadora por lo que se adopta un nuevo criterio. El mismo establece que la armadura mínima es el 0,8% del área de hormigón estáticamente necesaria que es, como mínimo, el 50% del área bruta.

Cuantía Mínima	
As min 1 (0,8% A_g)=	25 cm ²
Ag reducido=	1250
As min 2 (0,8% Ag reducido)=	12,5 cm ²
	VERIFICA

Fig. 73: Verificación cuantía mínima

- Verificación a compresión: en este caso se considera la resistencia del acero y de la sección de hormigón en conjunto. Se debe verificar:

$$H_u < 0,9 * H_d = 0,9 * 0,8 * (0,85 * f'c * (A_H - A_s) + A_s * f_y)$$

COMPRESIÓN

Nu=	1261,3 kN
ϕ =	0,9
$f'c$ =	0,25 t/cm ²
As=	13,6 cm ²
Ag=	2500 cm ²
Hn (+)=	4682,9 kN
Hd	4214,6 kN
VERIFICA	

Fig. 74: Verificación del fuste a compresión

- Verificación a flexión: se verifica que el momento que genera el corte de la base de la columna en el extremo inferior del fuste no supere el momento de diseño, es decir:

$$Mu = Vcol * hfuste < 0,9 * Mn$$

El corte de la base de la columna se extrae de ETABS, teniendo en cuenta todas las combinaciones necesarias, y el momento nominal se obtiene modelando la columna en el programa RESPONSE.

FLEXION

Mu=	6,71 kNm
Mn=	162,0 kNm
ϕ =	0,9
Md=	145,80 kNm
VERIFICA	

Fig. 75: Verificación del fuste a flexión

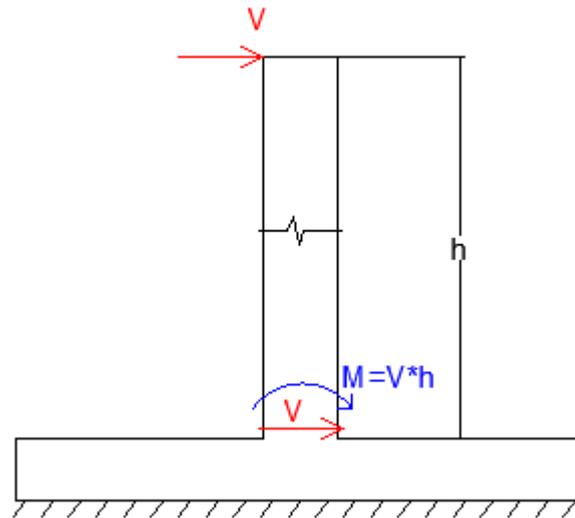


Fig. 76: Momento debido al corte en la base de la columna

- Diseño a corte: se deben diseñar estribos de manera que el esfuerzo de corte último en el fuste no supere la resistencia de diseño. De esta manera:

$$V_u < 0,85 * V_n = f_y * A_s * N^{\circ}ramas * \frac{(b-r)}{s}$$

En donde:

- b es la mayor dimensión de la sección del fuste
- r es el recubrimiento
- s es la separación de estribos. Este valor se adopta y luego se verifica que sea menor a la separación máxima. La misma es el menor valor entre:
 - 6 veces el diámetro de la barra que encierra
 - El máximo entre 0,25 de la mayor dimensión del fuste y 10 cm

Por último se verifica que el área de armadura adoptada sea mayor al área mínima dada por:

$$A_{v, \min} = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * s$$



CORTE (estribos)

Vu=	2,80 kN
Diam=	0,6 cm
Sep=	0,125 m
N° ramas=	2
Av=	0,57 cm ²
Vn=Vs=	89,302 kN
φ=	0,85
Vd=	75,91
	VERIFICA
Sep max=	7,2 VERIFICA
Av min=	0,47 VERIFICA

Fig. 77: Diseño a corte

- Longitud de anclaje: la longitud de anclaje l_{dh} , para las barras o alambres conformados se debe determinar con la siguiente expresión

$$l_{dh} = (0,24 \psi_e \lambda f_y / \sqrt{f'_c}) d_b$$

En donde:

- $\psi_e=1$ para armadura sin revestir
- $\lambda=1$ para hormigón de densidad normal
- d_b es el diámetro de la barra a anclar

Luego se debe verificar que la longitud adoptada sea mayor a la mínima establecida en el reglamento, es decir, el mayor valor entre $8d_b$ y 15cm . Por último se calcula la longitud de prolongación suponiendo un gancho a 90°

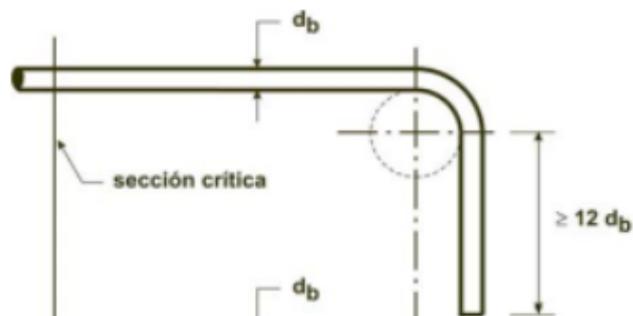


Fig. 78: Dimensiones gancho normal a 90°



Por otro lado, se calcula la longitud de empalme entre la barra longitudinal y la barra de espera. Esto se utiliza para facilitar el proceso constructivo ya que de no ser así, se debería colocar toda la armadura de la columna en el momento de realizar el llenado de las fundaciones. El mismo se establece como $1,3 \cdot l_{dh}$

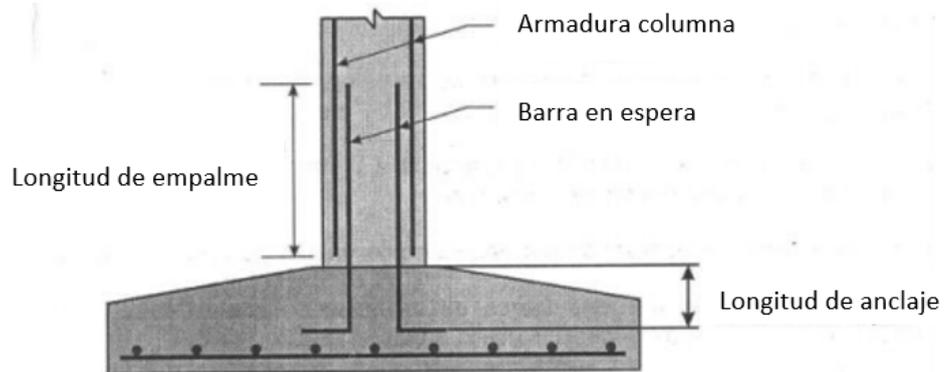


Fig. 79: Esquema anclaje de armadura en fundación

Longitud de Anclaje

Ψ_e	1
λ	1
$l_{dh} =$	<input type="text" value="24,19"/> cm
$l_{dh} \text{ min} =$	15 cm

VERIFICA

Gancho normal 90°	
Prolongación =	<input type="text" value="14,4"/> cm

Longitud de Empalme	31,4496 cm
----------------------------	------------

Fig. 80: Cálculo longitud de anclaje y empalme

De esta manera, para las columnas internas del espacio común se obtiene la siguiente sección de fuste y base:

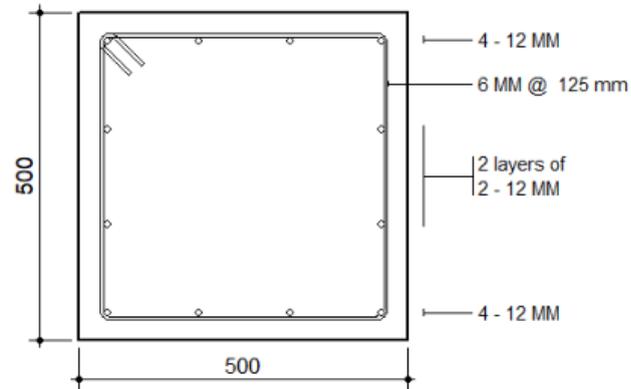


Fig. 81: Detalle sección fuste

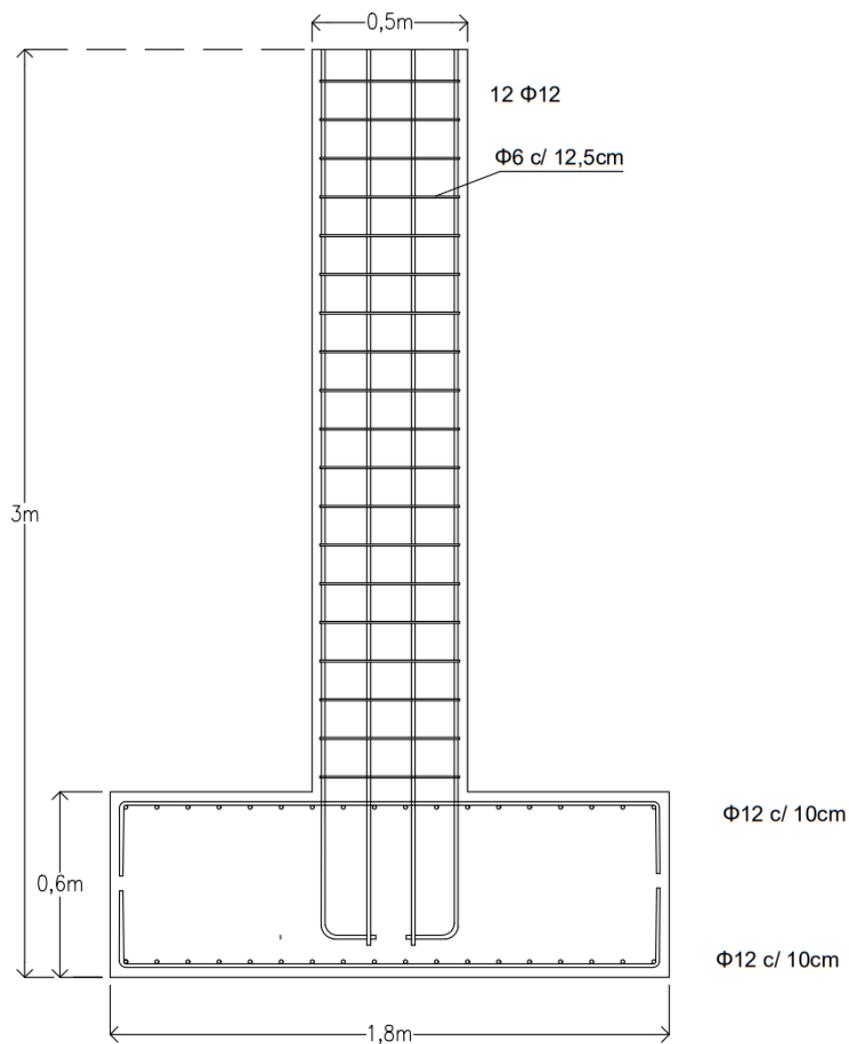


Fig. 82: Detalle zapata aislada

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

**Nota: El fuste de las columnas del bloque de departamentos se calculan siguiendo el mismo procedimiento*

17.2. Zapata Corrida Muros

Se decide colocar zapatas corridas debajo de los muros de ambos edificios debido a las altas solicitaciones de momento y corte.

De ETABS se obtienen los esfuerzos últimos, diferenciando la tracción y compresión según si corresponden a combinaciones con o sin sismo.

MURO Q1

Tu=	0 kN	sin sismo
Tu=	592,99 kN	con sismo
Nu=	781,93 kN	sin sismo
Nu=	1289,98 kN	con sismo
Vu=	459,29	
Mu=	2831,50 kNm	

Luego se calcularon las resistencias a tracción y compresión de diseño tal como se describió para zapatas aisladas, con la diferencia de que se considera el aporte de las fundaciones de muros perpendiculares. Para esto se adopta un criterio utilizado en mampostería que consiste en tomar como longitud contribuyente, la obtenida a partir de un ángulo de fisuración de 22° tal como muestra la figura.

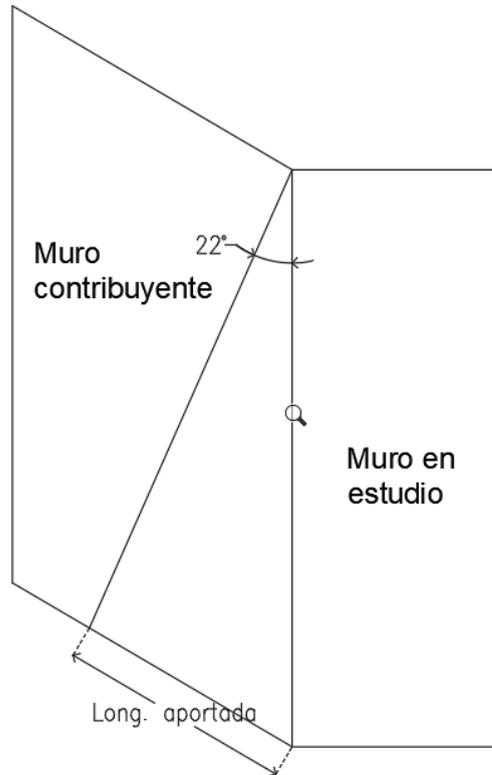


Fig. 83: Longitud de aporte muro perpendicular

Dado que ahora la fundación a verificar tiene forma de L o U, en función de la cantidad de muros aportantes, se utiliza el método del área equivalente. Este se basa en buscar dimensiones de una fundación con igual área y momento de inercia que la original, y colocarla de manera tal que coincidan los centros de gravedad.

B=	1,3 m
L=	7,3 m
Beq=	3,5 m
Leq=	5,1 m

Las resistencias de diseño para el ejemplo de cálculo quedan:

Rd (tracción) con sismo=	597,7 kN
Rd (tracción) sin sismo=	473,2 kN
Rd (compresión) con sismo=	12581,3 kN
Rd (compresión) sin sismo=	6879,8 kN

Luego se verifica:

$$R_d > R_u$$

Por otro lado, se corrobora que la presión ejercida en el suelo no supere las tensiones últimas. Se simplifica el diagrama de tensiones trapezoidal por uno rectangular con largo $a=L/2-e$, siendo e la excentricidad producto del momento flector en la base ($e=M/N$). La tensión en el suelo se calcula entonces como el producto del esfuerzo de compresión y el área efectiva $A_{ef}=2*a*B$ con B =dimensión de la base

TENSIONES

e=	2,19 m
a=	0,36 m
A _{ef} =	2,53 m ²
σ _s =	509,19 kN/m ²

VERIFICA

Fig. 84: verificación tensiones del suelo

Se verifica la base a corte y se diseña la armadura de la misma por flexión siguiendo los pasos descritos en zapatas aisladas

Acción de viga

B=	1,3 m
L=	7,30 m
q _u	135,93 kN/m ²
d	0,45 m
l	-0,05 m
V _u	-49,61 kN
V _n	2742,98 kN
φ=	0,85
V _d	2331,53 kN

VERIFICA

Fig. 85: Verificación acción de viga

Acción de losa

V_u =	289,19 kN
p =	14,8 m
V_n =	11100 kN
ϕ =	0,85
V_d	9435 kN

VERIFICA

Fig. 86: Verificación acción de losa

Flexion

Momentos Requeridos

x	0,4 m
M_{uX} =	10,87 kNm

Área Mínima

p_{min}	0,0018
A_{smin} =	59,13 cm ²
f_i =	1,2 cm
Sep =	12,5 cm
A_s adop=	66,05 cm ²

VERIFICA

Momento Nominal

M_{nx} =	659,13 kNm
ϕ =	0,9
M_d =	593,22 kNm

VERIFICA

Fig. 87: Verificación flexión

Lo último a dimensionar es la armadura de la viga de fundación en función de los esfuerzos transferidos por el muro. Se tiene en cuenta que, tanto la normal como el momento del mismo, significan esfuerzos de corte y momento en la viga, y el esfuerzo de corte se transfiere como normal en la misma.

$M_u(q)$ =	967,49 kNm	$M_u(+)$ =	2383,24 kNm
$V_u(q)$ =	644,99 kN	$M_u(-)$ =	-448,26 kNm
$M_u(M)$ =	1415,75 kNm	V_u =	1116,91 kN
$V_u(M)$ =	471,92 kN	N_u =	459,2875 kN
N_u =	459,29 kN		

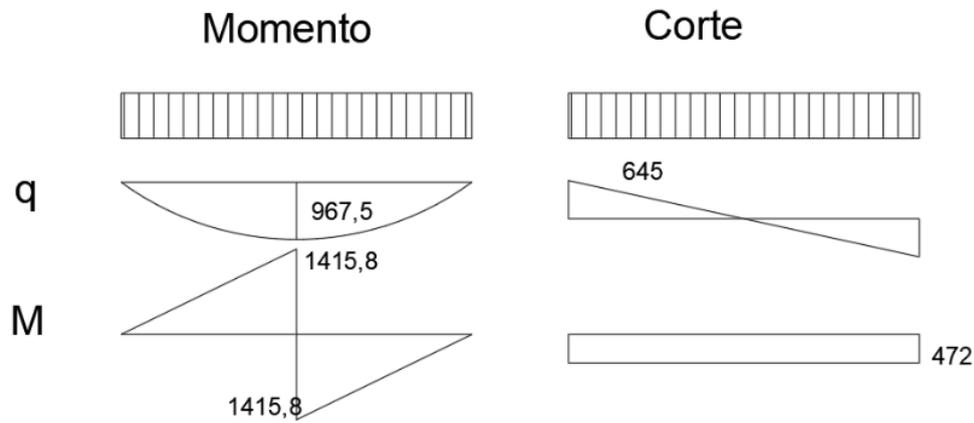


Fig. 88: Momento y corte viga de fundación

Se iteran alternativas de armado hasta lograr que los esfuerzos últimos no superen las resistencias de diseño:

- $M_d = \phi M_n$ donde M_n se obtuvo de Response
- $N_d = 4\phi N_n = \phi * A_s * f_y$
- $V_d = \phi V_n = \phi * A_{sv} * n^\circ \text{ ramas} * f_y * \frac{d}{s}$

$M_n (+)$	3000 kNm	$M_d (+)$	2700,0 kNm	VERIFICA
$M_n (-)$	-1000 kNm	$M_d (-)$	-900,0 kNm	VERIFICA
V_n	1418,43 kN	V_d	1205,66 kN	VERIFICA
N_n	2269,49 kN	N_d	2042,54 kN	VERIFICA

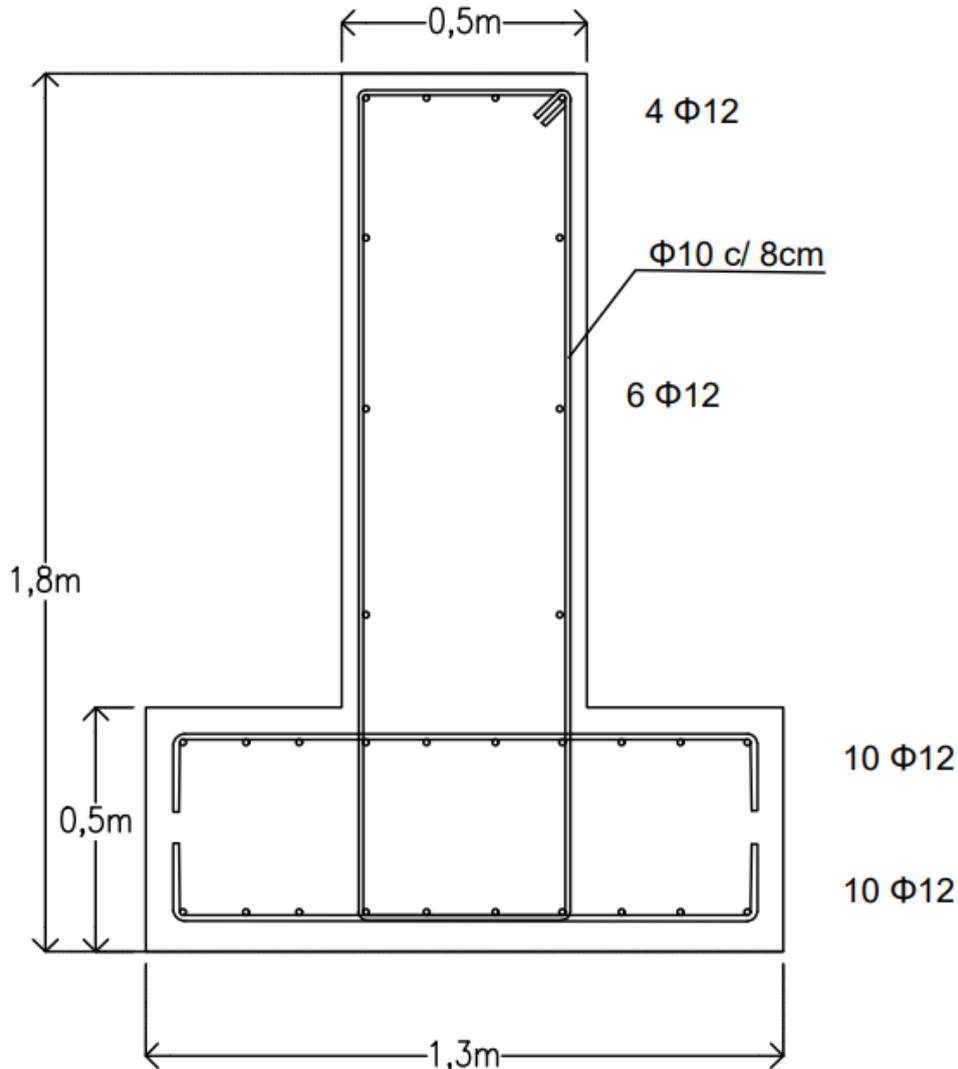


Fig. 89: Detalle zapata corrida

17.3. Zapata corrida columnas externas

En el caso de las columnas externas del espacio común se decide colocar una zapata corrida debido a que el momento que se generaba era muy grande por la gran dimensión del corte en la base de la columna.

Lo primero que se hizo fue adoptar un área de fundación rectangular equivalente y obtener las cargas que transmite cada columna.

En segundo lugar, se calcula el esfuerzo axial total como la suma de todos los esfuerzos axiales y el momento total como la suma de los momentos de todas las cargas con respecto al baricentro de la sección.

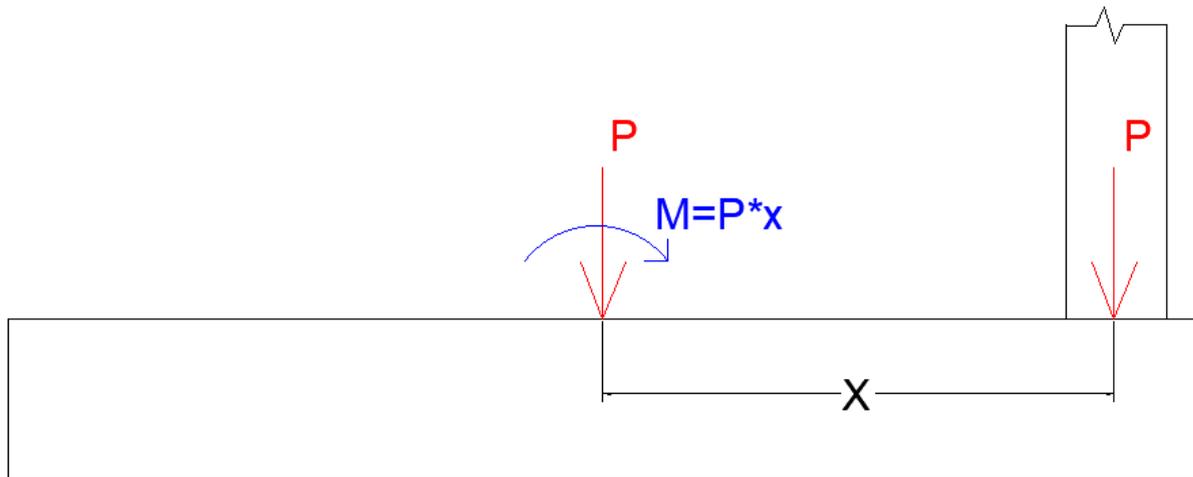


Fig. 90: Cálculo esfuerzo axial y momento total

De este punto en adelante, la zapata corrida se calcula de la misma manera que en el inciso 17.3, con la excepción de que los esfuerzos en la viga de fundación se obtuvieron a través de SAP.

Se modeló la viga de fundación en SAP colocando un vínculo en la posición de cada carga actuante y agregando como carga, la tensión rectangular equivalente del suelo. De esta manera, obtuvimos los diagramas de momento y corte de la viga.

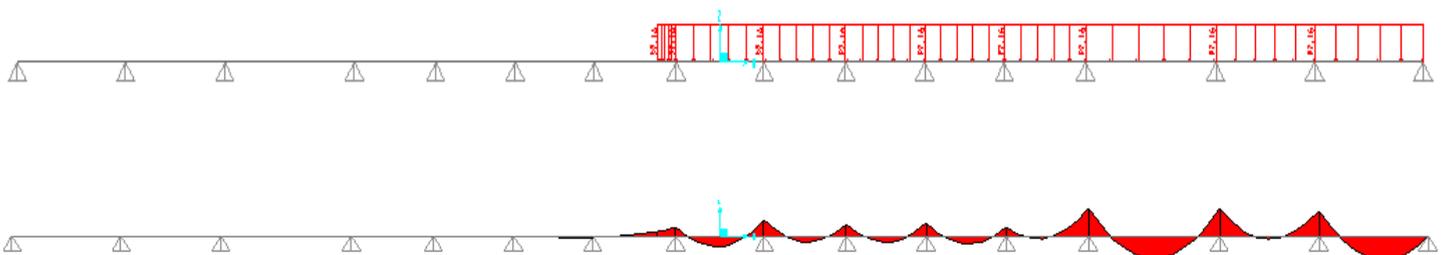


Fig. 91: Modelo viga de fundación en SAP y diagrama de momentos

17.4. Vigas de Fundación

Se propone una distribución de vigas de fundación como muestra la figura asegurando un arriostramiento de cada base en dos direcciones.

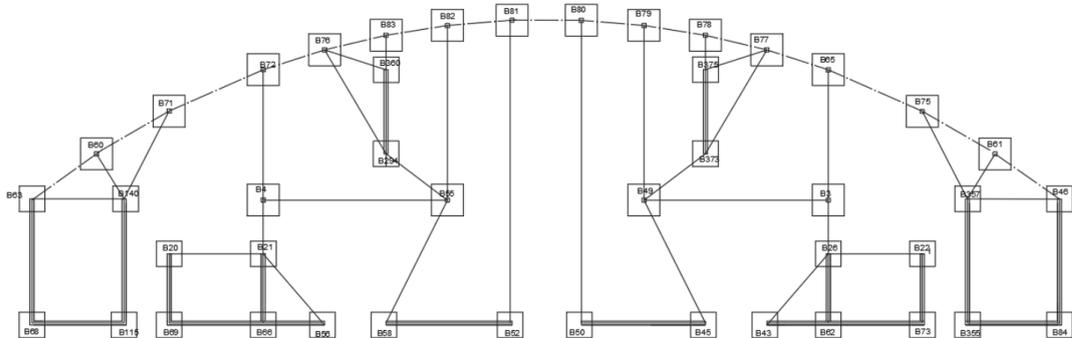


Fig. 92: Distribución vigas de fundación

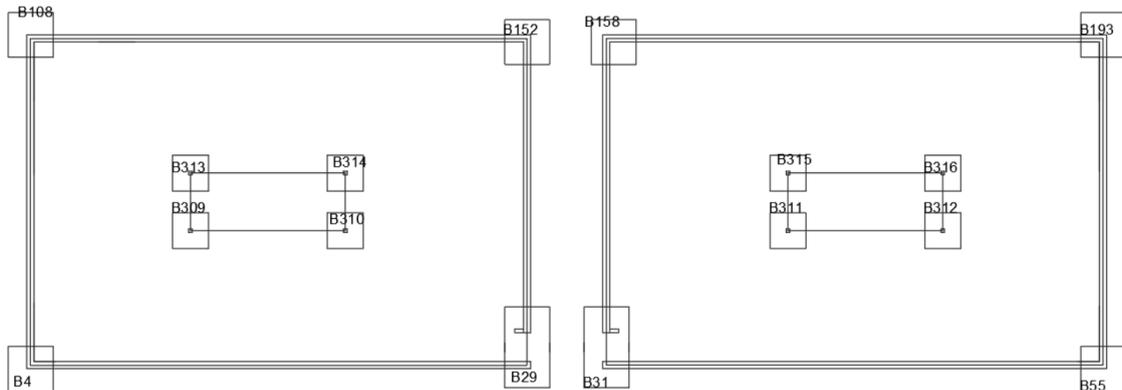


Fig. 93: Distribución vigas de fundación

Se dimensionan las vigas de fundación según lo indicado en la Adenda del reglamento CIRSOC 103 parte 1. Este establece una fórmula para calcular el esfuerzo normal que debe soportar cada viga.

$$H_u = V_u - (tg\phi * N + c * AB)$$

- V_u = esfuerzo de corte actuante en el elemento cuya base se arriostra
- ϕ = ángulo de fricción del suelo
- N =carga vertical actuante en la fundación menos cargada de dos que se conectan
- c =cohesión del suelo
- AB = área en planta de una base de fundación

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

Se calculan entonces las solicitaciones de cada viga de fundación para cada una de las combinaciones.

			C1				
			1,2D + 1,6L + 0,5S				
			PARA MUROS				
			N	V	M	N/2+N(m)	Hu
			PARA COLUMNAS				
			FX	FY	N	V	Hu
B60	COLUM	60	103,52	60,70	-121,12	120,01	1,48
B140	Q1	Q1	-781,93	-53,20	451,45	-315,72	

Tabla 33: Ejemplo solicitaciones de viga por cada combinación

Con estos valores, se diseña la armadura de tal manera que se cumpla:

$$Hd = \phi Hn = 0,7 * As * fy \geq Hu$$

Como resultado, se obtuvieron 4 vigas de fundación con distintas armaduras y, por ende, momentos de diseño.

6 DEL 20 VF4

$\phi=$	0,7
$f_y=$	4,2 t/cm ²
$d=$	2 cm
Cant=	6
$A_s=$	18,8 cm ²
$H_n (+)=$	791,7 kN
H_d	554,2 kN

4 DEL 20 VF3

$\phi=$	0,7
$f_y=$	4,2 t/cm ²
$d=$	2 cm
Cant=	4
$A_s=$	12,6 cm ²
$H_n (+)=$	527,8 kN
H_d	369,5 kN

4 DEL 16 VF2

$\phi=$	0,7
$f_y=$	4,2 t/cm ²
$d=$	1,6 cm
Cant=	4
$A_s=$	8,1 cm ²
$H_n (+)=$	339,9 kN
H_d	237,9 kN

4 DEL 12 VF1

$\phi=$	0,7
$f_y=$	4,2 t/cm ²
$d=$	1,2 cm
Cant=	4
$A_s=$	4,5 cm ²
$H_n (+)=$	190,0 kN
H_d	133,0 kN

Fig. 94: Armaduras vigas de fundación

18. Uniones

Una vez que hizo el diseño de cada uno de los elementos estructurales, se procede a realizar el diseño de las uniones entre diferentes elementos estructurales. Se utilizó el reglamento argentino de Estructuras de Madera – CIRSOC 601 para el caso de uniones entre elementos de madera y el reglamento argentino de Estructuras de Acero – CIRSOC 301 para el caso de uniones entre elementos de acero.



Tabla 8.2.1.1-1. Expresiones correspondientes a los modos de rotura en uniones para un elemento de fijación de tipo clavija sometido a carga lateral

Modo de rotura	Una sección de corte	Dos secciones de corte	Expresiones
I _m	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$	(8.2.1.1-1)
I _s	$Z = \frac{D \ell_s F_{es}}{R_d}$	$Z = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d}$	(8.2.1.1-2)
II	$Z = \frac{k_1 D \ell_s F_{es}}{R_d}$		(8.2.1.1-3)
III _m	$Z = \frac{k_2 D \ell_m F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d}$		(8.2.1.1-4)
III _s	$Z = \frac{k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$	$Z = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$	(8.2.1.1-5)
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$	$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$	(8.2.1.1-6)

siendo:

D el diámetro nominal del elemento de fijación cuando éste no es roscado o cuando la zona roscada está suficientemente lejos de las secciones de corte (ver la Figura 8.2.1.1-1.). En caso contrario se debe tomar el diámetro del núcleo del elemento, D_r , en lugar de D .

F_{em} la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal (ver el Suplemento 4)

F_{es} la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral (ver el Suplemento 4)

F_{yb} la tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación (ver el Suplemento 4)

ℓ_m la longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

ℓ_s la longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

R_d el coeficiente de reducción (ver la Tabla 8.2.1.1.-2)

$R_e = F_{em} / F_{es}$

$R_t = \ell_m / \ell_s$

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{(1 + R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}\ell_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}\ell_s^2}}$$

Fig 95: Resistencia lateral ante diferentes modos de rotura

18.1. Unión correa - viga

Se considera que las correas están simplemente apoyadas en las vigas. Esto se logra mediante conectores metálicos tipo cajuela. Se procede a dimensionar la correa con mayores solicitaciones de cada nivel de cada edificio.

18.1.1. Bloque de departamentos

A continuación se muestran los esfuerzos de corte obtenidos para cada correa del bloque de departamentos

Nivel	Elemento	Esfuerzo de corte (kN)
Ultimo nivel	Co9	3,64
	Co10	2,01
Niveles intermedios	Co7	5,41
	Co8	2,98

Tabla 34: Esfuerzos de corte en correas

Dimensionado a carga lateral según el reglamento argentino Cirsoc 601:

Se utilizarán elemento de unión tipo clavija, en este caso clavos:

z(kN)	Cantidad	D (mm)	lm (mm)	Fem (N/mm2)	Rd 1	Rd2	Z1 (kN)	k2	Re	Z2(kN)	Z3 (kN)	Z(kN)	Z'(kN)	
5,41	6	7,94	58,5	22,1	4	3,2	15,40	0,522 59	0,0368 3	9,37	7,85	7,85	7,77	VERIFICA
3,64	4	7,94	58,5	22,1	4	3,2	10,27	0,522 59	0,0368 3	6,25	5,23	5,23	5,18	VERIFICA

Tabla 35: Dimensionado a carga lateral

Dimensionado del conector según el reglamento argentino Cirsoc 601:

Tabla 5.3-1 Factores de ajuste aplicables para madera laminada encolada estructural

Tensiones y módulo de elasticidad	Factores de ajuste aplicables								
$F'_b = F_b$	X	C_D	C_M	C_t	C_L	C_V	C_c	C_r	-
$F'_t = F_t$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_v = F_v$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_c = F_c$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	C_P
$F'_{rt} = F_{rt}$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E' = E$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E'_{0,05} = E_{0,05}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-

Fig. 96: Factores de ajuste para compresión perpendicular a las fibras

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

P(kN)	b (mm)	c (mm)	A (mm ²)	f _c (N/mm ²)	F _c (N/mm ²)	F' _c (N/mm ²)	
5,41	50	115	5750	0,94	1	1	VERIFICA
3,64	50	75	3750	0,97	1	1	VERIFICA

Tabla 36: Dimensionado del conector

18.1.2. Espacio común

Nivel	Elemento	Esfuerzo de corte (kN)
Planta baja	Co1	7,98
	Co2	6,07
	Co3	5,39
Primer piso	Co4	10,33
	Co5	7,93
	Co6	7,04

Tabla 37: Esfuerzos de corte correas

Dimensionado a carga lateral según el reglamento argentino Cirsoc 601:

Se utilizarán elemento de unión tipo clavija, en este caso clavos:

z(kN)	Cantidad	D (mm)	l _m (mm)	F _m (N/mm ²)	Rd 1	Rd2	Z1 (kN)	k2	Re	Z2(kN)	Z3 (kN)	Z(kN)	Z'(kN)	
7,98	8	7,94	45,8	22,1	4	3,2	16,07	0,572 50	0,0368 3	10,71	10,46	10,46	9,40	VERIFICA
10,33	10	7,94	45,8	22,1	4	3,2	20,09	0,572 50	0,0368 3	13,39	13,08	13,08	11,74	VERIFICA

Tabla 38: Dimensionado a carga lateral



Dimensionado del conector según el reglamento argentino Cirsoc 601:

Tabla 5.3-1 Factores de ajuste aplicables para madera laminada encolada estructural

Tensiones y módulo de elasticidad	Factores de ajuste aplicables								
$F'_b = F_b$	X	C_D	C_M	C_t	C_L	C_V	C_c	C_r	-
$F'_t = F_t$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_v = F_v$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_c = F_c$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	C_P
$F'_{rt} = F_{rt}$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E' = E$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E'_{0,05} = E_{0,05}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-

Fig. 97: Factores de ajuste para compresión perpendicular a las fibras

Dimensionado del conector según el reglamento argentino Cirsoc 601:

P(kN)	b (mm)	c (mm)	A (mm ²)	fc (N/mm ²)	Fc (N/mm ²)	F'c (N/mm ²)	
7,98	50	160	8000	1,00	1	1	VERIFICA
10,33	60	180	10800	0,96	1	1	VERIFICA

Tabla 39: Dimensionado conector

18.2. Unión viga-columna

De la misma manera que las correas, las vigas están simplemente apoyadas en las columnas. Previamente se decidió que las vigas se apoyen en conectores metálicos tipo cajuela, los cuales luego se verificarán. Para el diseño se toma la viga con mayor esfuerzo de corte último

18.2.1. Bloque de departamentos

Nivel	Elemento	Esfuerzo de corte (kN)
Niveles intermedios	V1	33,27
Ultimo nivel	V2	22,33

Tabla 40: Esfuerzo de corte vigas

Dimensionado a carga lateral según el reglamento argentino Cirsoc 601:

Se utilizarán elemento de unión tipo clavija, en este caso clavos:

z(kN)	Cantidad	D (mm)	lm (mm)	Fem (N/mm ²)	Rd1	Rd2	Z1 (kN)	k2	Re	Z2(kN)	Z3 (kN)	Z(kN)	Z'(kN)	
33,27	16	9,53	70,2	33,2	4	3,2	88,84	0,49602	0,05533	49,60	36,62	36,62	36,32	VERIFICA
22,33	10	9,53	70,2	33,2	4	3,2	55,53	0,49602	0,05533	31,00	22,88	22,88	22,70	VERIFICA

Tabla 41: Dimensionado a carga lateral

Dimensionado del conector según el reglamento argentino Cirsoc 601:

P(kN)	b (mm)	c (mm)	A (mm ²)	fc (N/mm ²)	Fc (N/mm ²)	F'c (N/mm ²)	
33,27	150	230	34500	0,96	1	1	VERIFICA
22,33	130	180	23400	0,95	1	1	VERIFICA

Tabla 42: Dimensionado conector

18.2.2. Espacio común

Nivel	Elemento	Esfuerzo de corte (kN)
Primer nivel	V9	104,67
	V10	82,03
	V11	90,13
	V12	70,19
	V13	29,8
	V14	76,98
	V15	50,31
	VT2	186,5
Planta baja	V3	85,4
	V4	64,85
	V5	71,7
	V6	52,06
	V7	21,96
	V8	56,8
	V16	37,48
	VT1	147,47

Tabla 43: esfuerzos de corte en vigas

Dimensionado a carga lateral según el reglamento argentino Cirsoc 601:

Se utilizarán elemento de unión tipo clavija, en este caso tirafondos:



z(kN)	Cantidad	D (mm)	l _m (mm)	F _{em} (N/mm ²)	R _{d1}	R _{d2}	Z ₁ (kN)	k ₂	Re	Z ₂ (kN)	Z ₃ (kN)	Z(kN)	Z'(kN)	
147,47	24	15,88	146,4	33,2	4	3,2	463,11	0,48054	0,05533	250,46	152,50	152,50	151,28	VERIFICA
186,50	30	15,88	146,4	33,2	4	3,2	578,88	0,48054	0,05533	313,08	190,63	190,63	189,10	VERIFICA
85,40	14	15,88	146,4	33,2	4	3,2	270,15	0,48054	0,05533	146,10	88,96	88,96	88,25	VERIFICA
104,67	18	15,88	146,4	33,2	4	3,2	347,33	0,48054	0,05533	187,85	114,38	114,38	113,46	VERIFICA

Tabla 44: Dimensionado a carga lateral

Dimensionado del conector según el reglamento argentino Cirsoc 601:

P(kN)	b (mm)	c (mm)	A (mm ²)	f _c (N/mm ²)	F _c (N/mm ²)	F' _c (N/mm ²)	
147,47	320	480	153600	0,96	1	1	VERIFICA
186,50	400	480	192000	0,97	1	1	VERIFICA
85,40	110	780	85800	1,00	1	1	VERIFICA
104,67	150	700	105000	1,00	1	1	VERIFICA

Tabla 45: Dimensionado a carga lateral

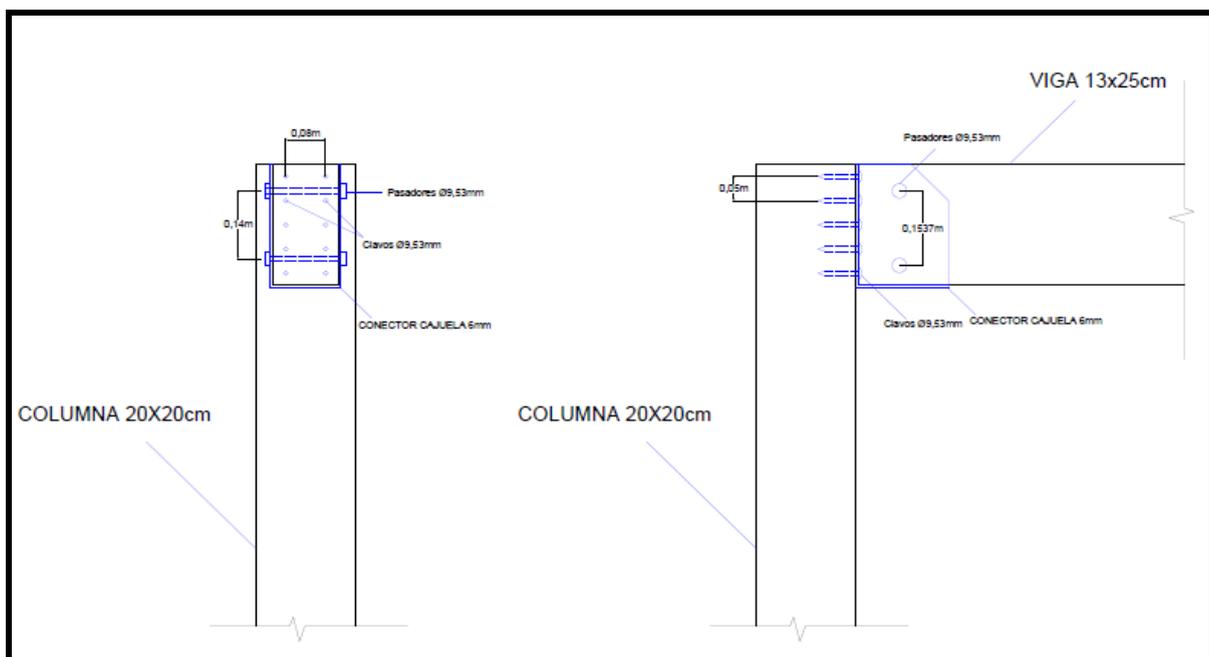


Fig.98 : Detalle unión viga-columna en departamento

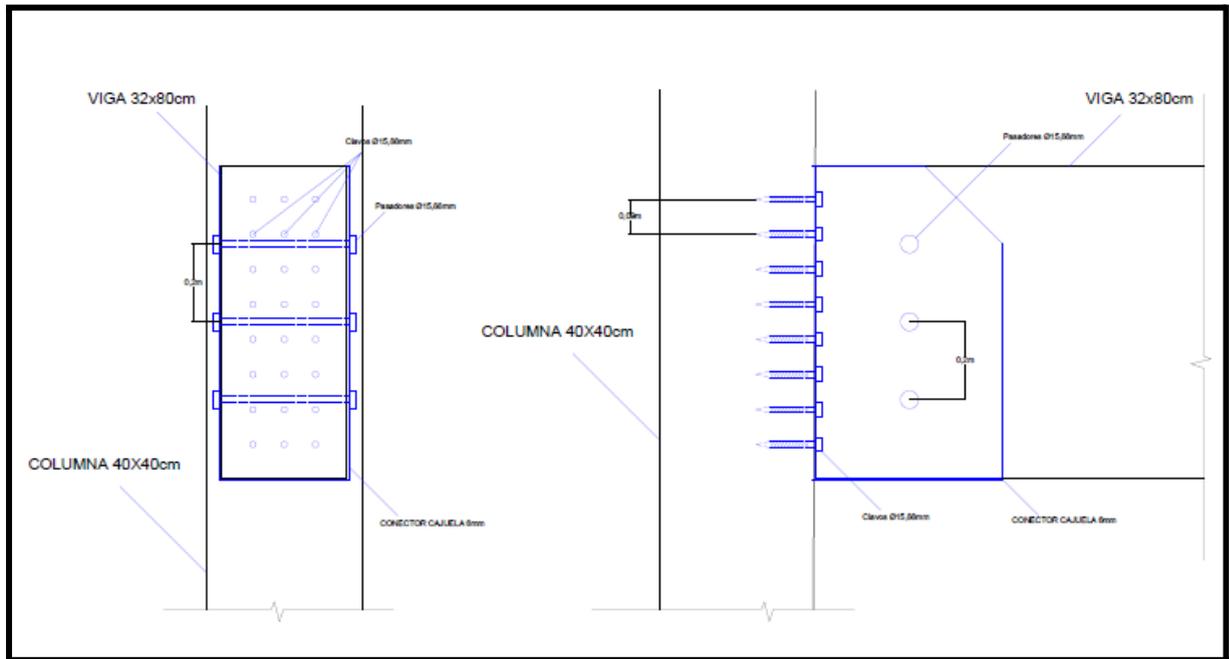


Fig.99 : Detalle unión viga-columna en espacio común

18.3. Uniones del plano arriostrado (espacio común)

Dimensionado de unión de soldadura a corte según el reglamento argentino C301:

Se utilizará una unión soldada tipo filete para unir la riostra previamente dimensionada con una chapa nodal repartiendo el esfuerzo último de la riostra en los cuatro cordones de soldadura, entonces:



Tabla J.2.5. Resistencia de diseño de cordones de soldadura según tipo de soldadura

Tipo de fuerza (a)	Material	Factor de Resistencia ϕ	Resistencia Nominal F_{EM} o F_w	Nivel de Resistencia Requerida del material de aporte (b,c)
Soldaduras a Tope de Penetración Completa				
Tracción perpendicular al área efectiva	Base	0,90	F_y	Debe usarse material de aporte compatible. Para requerimientos de Ensayo Charpy ver (d)
Compresión perpendicular al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,65	$0,60 F_y$ $0,60 F_{EXX}$	
Soldaduras a Tope de Penetración Parcial				
Compresión perpendicular al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e)				
Corte paralelo al eje de la soldadura	Base Electrodo	0,60 (f)	(f) $0,60 F_{EXX}$	
Tracción perpendicular al área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,65	F_y $0,60 F_{EXX}$	
Soldaduras de Filete				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,60 (f)	$0,60 F_{EXX}(f)$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e)	Base	0,90	F_y	
Soldaduras de Tapón y de Muesca				
Corte paralelo a las superficies de empalme (en el área efectiva)	Base Electrodo	0,60 (f)	(f) $0,60 F_{EXX}$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
(a) Para la definición del área efectiva, ver la Sección J.2. (b) Para el material de aporte compatible, ver la Tabla 3.1, Reglamento CIRSOC 304-2007. (c) Se permitirá metal de aporte con una resistencia mayor en un nivel que el metal de aporte compatible. (d) Para juntas en T o en ángulo sin retiro de chapas de respaldo en servicio se deberá utilizar material de aporte con una mínima tenacidad Charpy de 27J a 4°C. Si el material de aporte no cumple la citada exigencia y la chapa de respaldo no es retirada, la soldadura será dimensionada utilizando el factor de resistencia y la resistencia nominal de la soldadura a tope de penetración parcial. (e) Las soldaduras de filete y de penetración parcial que unen los elementos componentes de barras armadas, como una unión de ala y alma, podrán ser dimensionadas sin considerar la tensión de tracción o compresión en aquellos elementos, paralelos al eje de las soldaduras. (f) El cálculo de los materiales unidos está gobernado por las Secciones J.4. y J.5.				

Fig. 100: Resistencia de diseño cordones de soldadura

Utilizando los esfuerzos últimos y considerando cuatro cordones de soldadura, se obtiene:

Ru(kN)	Cateto (mm)	Esp. efectivo (mm)	Long. efectiva (mm)	Área efectiva (cm ²)	Rd (kN)	
138,05	8	5,657	180	10,18	164,95	VERIFICA
60,9	3,2	2,263	180	4,07	65,98	VERIFICA

Tabla 46: Dimensionado de los cordones de soldadura en planta baja y primer piso



Dimensionado a carga lateral según el reglamento argentino Cirsoc 601:

Se utilizarán elementos de unión tipo clavija, en este caso pasadores, para unir la columna con la chapa nodal. Previamente, se tuvo en cuenta el esfuerzo de corte requerido en las vigas y columnas para obtener los esfuerzos últimos en la riostras. Mediante una composición vectorial de las fuerzas resultantes, se obtiene el corte último en cada uno de los nodos con un cierto ángulo respecto a las fibras de las columnas. En este caso la chapa nodal pasa a ser un elemento auxiliar de la madera por lo que debemos usar el reglamento Cirsoc 601, entonces:

Vub (kN)	NurPB(kN)	NurPP(kN)	Ang.PB (rad)	Ang.PP (rad)	N° Perno s	Vu1(kN)	Vu2(kN)	Vu (kN)	D (mm)	Im (mm)	Is (mm)	Fem (N/mm ²)	Fes (N/mm ²)	Rd 1	Rd 2	Z1 (kN)	k3	Re	Z2(kN)	Z(kN)	Z'(kN)	
0,00	552,2	0	0,88	0,75	22	19,37	15,96	25,10	25,4	8	196	600	19,78	4,4 4	3,5 5	44,38	0,50	30,33	26,07	26,07	25,86	VERI FICA
37,48	552,2	243,6	0,88	0,75	34	18,50	15,59	24,19	25,4	8	196	600	19,56	4,4 5	3,5 6	43,81	0,50	30,67	25,78	25,78	25,57	VERI FICA
50,31	0	243,6	0,88	0,75	14	15,39	12,79	20,01	25,4	8	146	600	19,70	4,4 4	3,5 5	32,90	0,55	30,45	21,24	21,24	21,07	VERI FICA

Vub (kN)	NurPB(kN)	NurPP(kN)	Ang.PB (rad)	Ang.PP (rad)	N° perno s	Vu1(kN)	Vu2(kN)	Vu (kN)	D (mm)	Im (mm)	Is (mm)	Fem (N/mm ²)	Fes (N/mm ²)	Rd 1	Rd 2	Z1 (kN)	k3	Re	Z2(kN)	Z(kN)	Z'(kN)	
0	552,2	0	1,008	0,878	20	23,35	14,73	27,61	25,4	8	196	600	22,47	4,3 6	3,4 9	51,35	0,50	26,70	29,67	29,67	29,44	VERI FICA
37,48	552,2	243,6	1,008	0,878	30	23,07	15,00	27,52	25,4	8	196	600	22,15	4,3 7	3,4 9	50,51	0,50	27,08	29,24	29,24	29,01	VERI FICA
50,31	0	243,6	1,008	0,878	14	16,98	11,11	20,30	25,4	8	146	600	22,09	4,3 7	3,5 0	37,51	0,54	27,16	23,67	23,67	23,48	VERI FICA

Vub (kN)	NurPB(kN)	NurPP(kN)	Ang.PB (rad)	Ang.PP (rad)	N° perno s	Vu1(kN)	Vu2(kN)	Vu (kN)	D (mm)	Im (mm)	Is (mm)	Fem (N/mm ²)	Fes (N/mm ²)	Rd 1	Rd 2	Z1 (kN)	k3	Re	Z2(kN)	Z(kN)	Z'(kN)	
0	552,2	0	1,025	0,896	20	23,60	14,34	27,61	25,4	8	196	600	22,86	4,3 5	3,4 8	52,35	0,50	26,25	30,19	30,19	29,95	VERI FICA
37,48	552,2	243,6	1,025	0,896	30	23,32	14,63	27,53	25,4	8	196	600	22,53	4,3 6	3,4 9	51,49	0,50	26,63	29,75	29,75	29,51	VERI FICA
50,31	0	243,6	1,025	0,896	16	15,04	9,51	17,79	25,4	8	146	600	22,45	4,3 6	3,4 9	38,19	0,54	26,73	24,02	24,02	23,83	VERI FICA

Tabla 47: Dimensionado a carga lateral en cada plano arriostrado

Dimensionado de unión de soldadura a corte y tracción según el reglamento argentino Cirsoc 301:

Se utilizará una unión soldada tipo filete para unir la chapa nodal de las columnas con la base. La misma es una pletina con anclajes en la fundación del espacio común. Se deberá verificar tanto la resistencia a corte como la resistencia a tracción del cordón de soldadura, según lo indicado en el reglamento argentino 301, entonces :

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

Ru(kN)	Cateto (mm)	Áng.PB (rad)	Vu (kN)	Esp. efectiva (mm)	Long. efectiva (mm)	Área efectiva (cm ²)	Rd (kN)	
276,1	8	1,025	235,95	5,657	260	14,71	238,27	VERIFICA
276,1	8	1,025	143,38	11,314	260	29,42	926,59	VERIFICA

Tabla 48: Dimensionado del cordón de soldadura

Dimensionado a carga lateral según el reglamento argentino Cirsoc 601:

Vub (kN)	N° pernos	D (mm)	lm (mm)	ls (mm)	Fem (N/mm ²)	Fes (N/mm ²)	Rd1	Rd2	Z1 (kN)	k3	Re	Z2(kN)	Z(kN)	Z'(kN)	
37,48	6	12,7	8	150	600	14,3	4	3,2	81,72	0,47	41,96	45,67	45,67	44,76	VERIFICA
50,31	8	12,7	8	150	600	14,3	4	3,2	108,97	0,47	41,96	60,90	60,90	59,68	VERIFICA

Tabla 49: Dimensionado a carga lateral

Tabla 8.2-1. Distancias mínimas de elementos de fijación tipo clavija con $D \geq 6,35$ mm y sometidos a carga lateral

Distancia	Dirección de la carga respecto de las fibras	Valores mínimos
al borde	paralela	3 D
	perpendicular ⁽¹⁾	al borde cargado 4 D al borde descargado 3 D
al extremo	paralela	al extremo cargado (tracción): 7 D al extremo descargado (compresión): 4 D
	perpendicular	4 D
en una fila	paralela	7 D
	perpendicular	4 D
entre filas ⁽²⁾	paralela	4 D
	perpendicular	4 D

(1) Si no se realiza un cálculo detallado **se debe evitar ejecutar uniones que transmiten cargas importantes a vigas de madera aserrada o de madera laminada encolada por debajo de su eje neutro.**

(2) La separación entre filas externas de una unión sometida a una carga paralela a la dirección de las fibras y materializada con la interposición de placas laterales de acero no debe superar los **127 mm** (ver la Figura 8.2-2.). Esta limitación tiene por finalidad evitar la generación de esfuerzos locales, en dirección perpendicular a las fibras, producidos por la expansión y la contracción de la madera se puede obviar si se diseñan orificios ovalados que permitan el libre movimiento del material.

Fig. 101: Distancias mínimas usadas para los pasadores o tirafondos

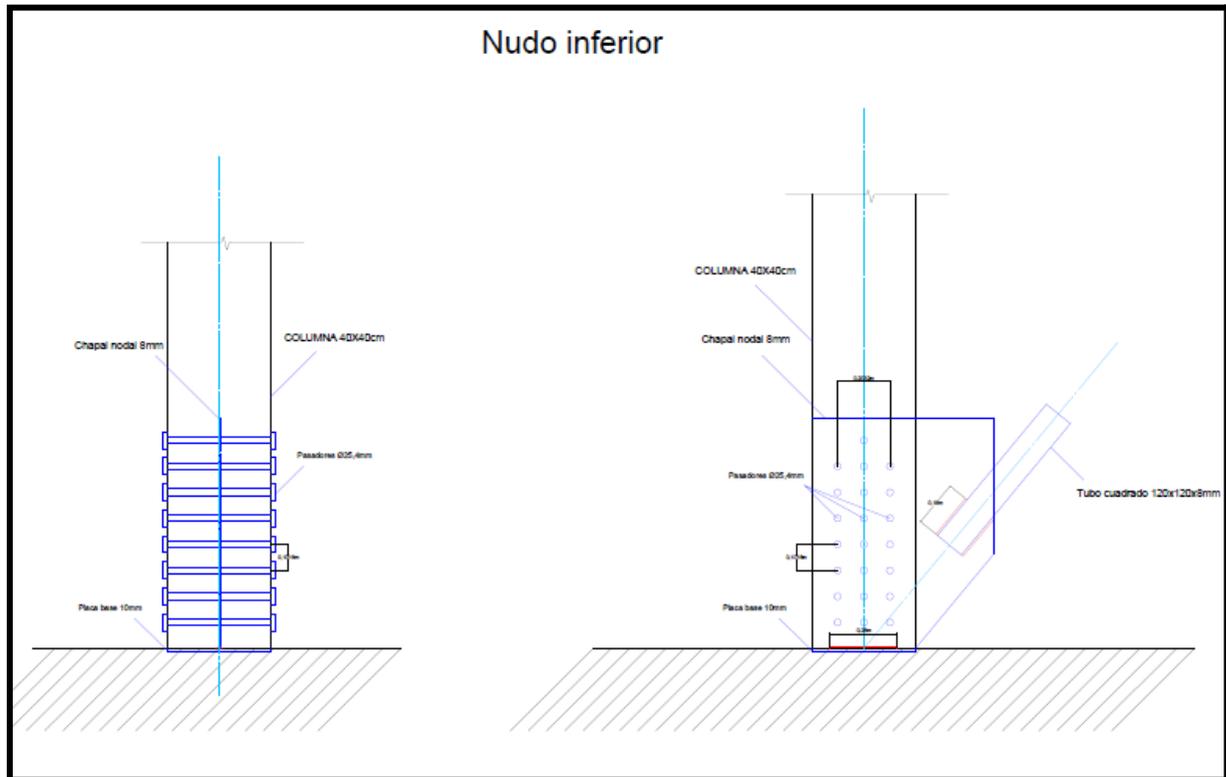


Fig.102 : Detalle de unión nudo inferior del plano arriostrado

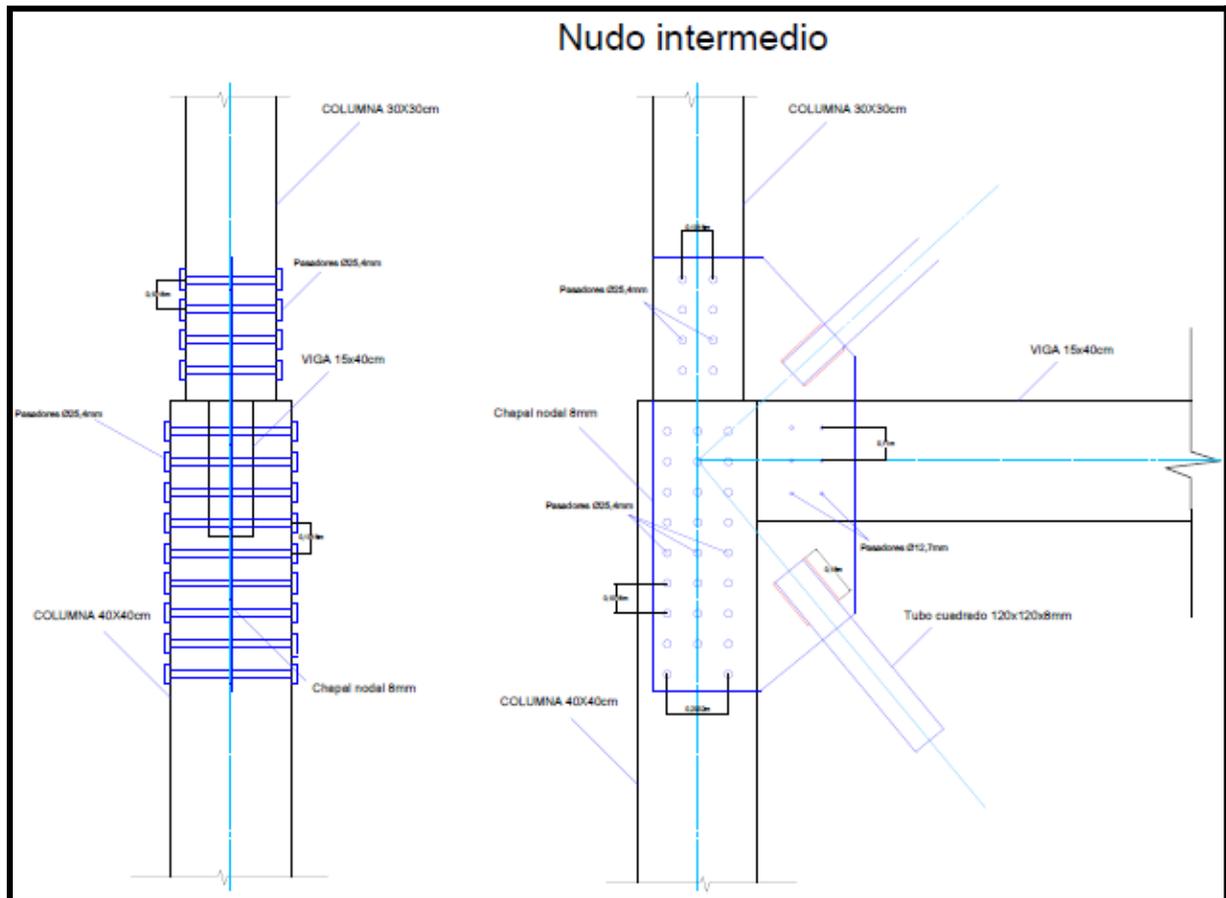


Fig.103 : Detalle de unión nudo intermedio del plano arriostrado

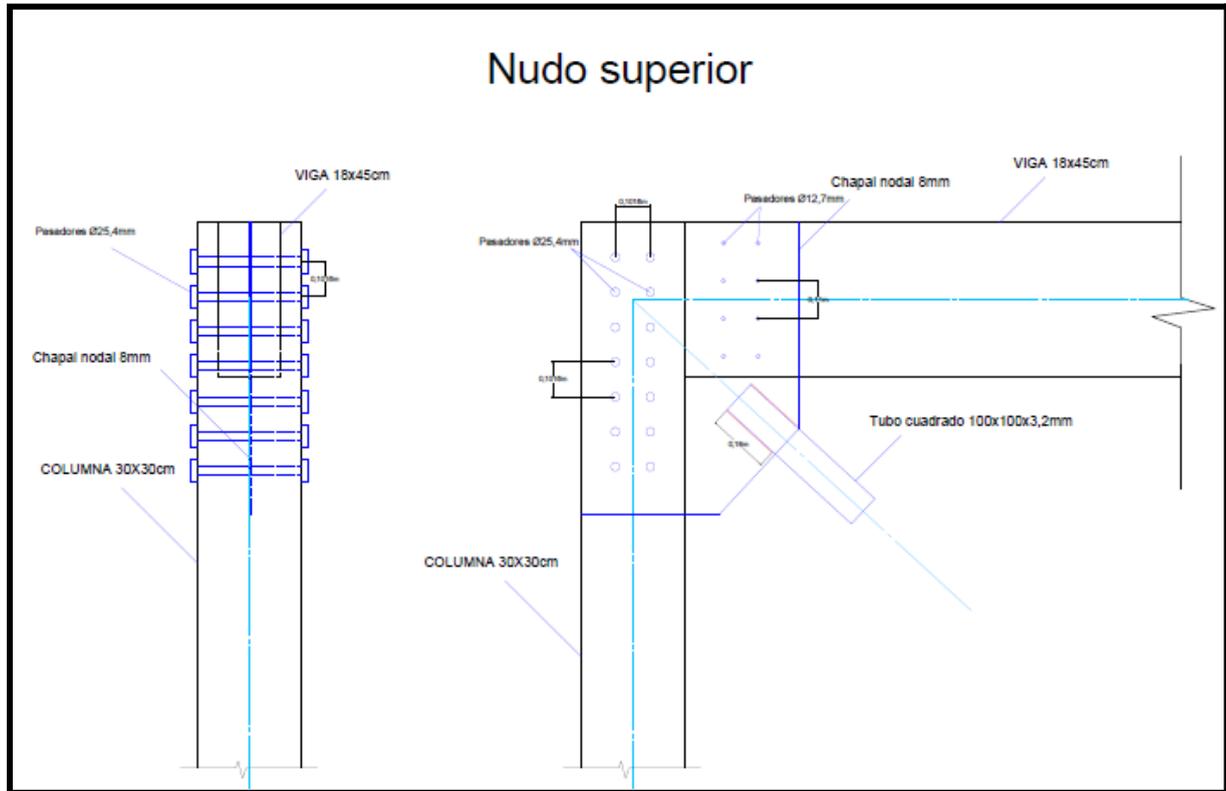


Fig. 104 : Detalle de unión nudo superior del plano arriostrado

18.4. Unión muro-fundación

La premisa de esta unión es lograr empotrar el muro a la fundación. Para lograrlo se propone agarrar el panel por medio de pernos a una platina con forma de “cajón” ubicada a cada extremo del muro. Esta será anclada a la fundación por medio de anclajes de acero. Se detallan los pasos a seguir:

Anclajes

Se modela en Response la sección de hormigón en donde apoya la platina. Vamos variando la cuantía hasta obtener una sección cuyo diagrama de interacción M-N, afectado por el factor de reducción, englobe todas las combinaciones de momento y normal obtenidas para el muro en estudio. Como resultado se obtiene que se necesitan colocar pares de hierros de 16mm cada 23cm.

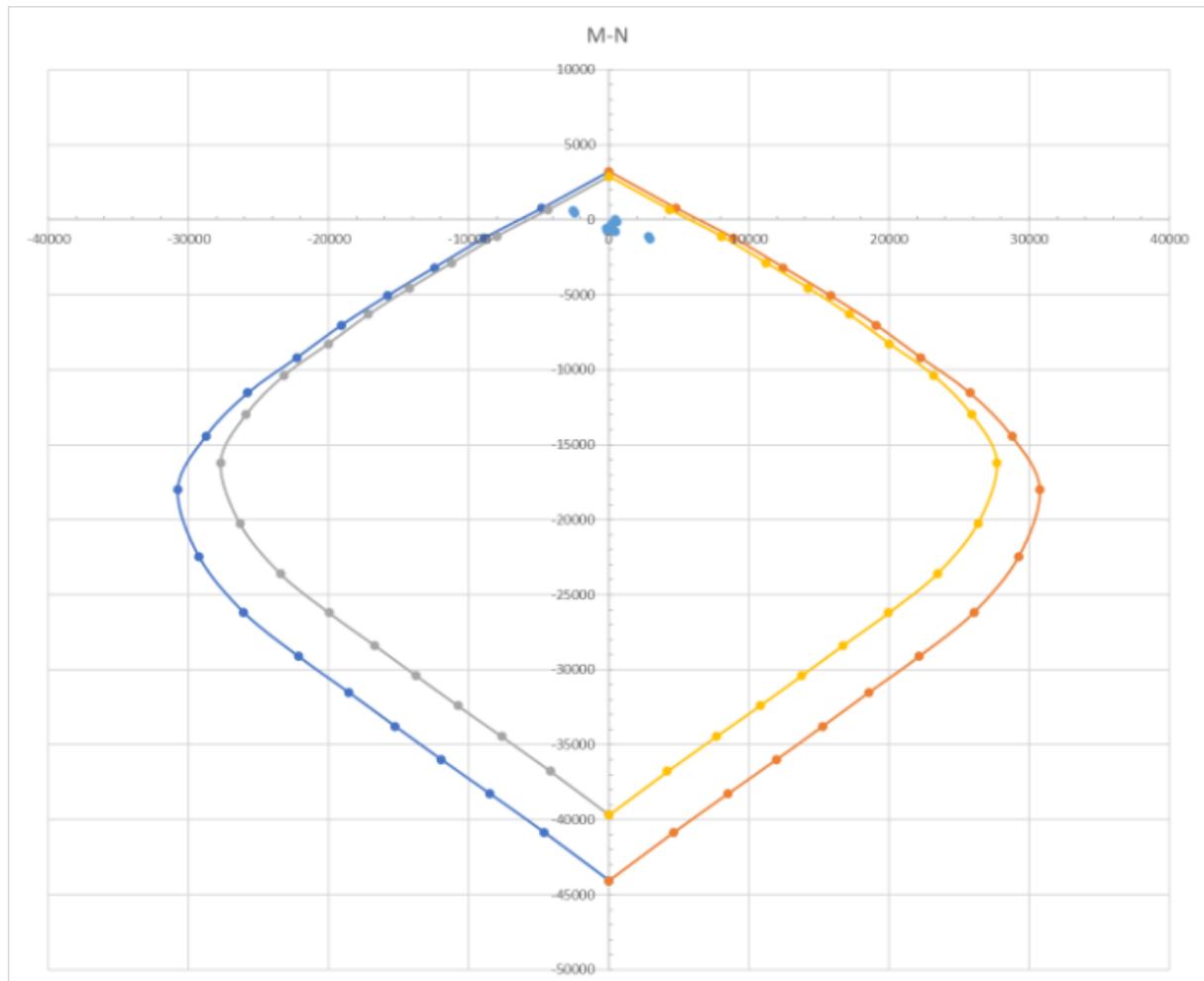


Fig. 105: Diagrama M-N

Pernos

Se calcula el V_u de cada bulón como la mayor fuerza resultante entre el corte horizontal y el corte vertical para cada combinación

- Corte horizontal= Corte del muro/Cant de bulones
- Corte vertical=Normal del muro/Cant de bulones + Momento del muro/Longitud

Se verifica que:

$$V_d = \phi V_n = 0,75 * A_b * F_v * m * 10^{-1}$$

Iteramos diámetro y cantidad de bulones hasta que verificó con 84 pernos de 0,635cm de diámetro en cada extremo de los muros.

Resistencia de Diseño al Corte		
$\phi=$	0,75	
$F_v=$	330 Mpa	
$A_b=$	0,32 cm ²	
$m=$	2	
Columnas=	21	
Filas=	4	
$n=$	168	
$V_d=$	15,68 kN	VERIFICA

Fig. 106: Resistencia de diseño al corte

Se distribuyen de manera que cumplan con las separaciones mínimas dadas por el reglamento de madera:

Sep min al borde=	2,54 cm
Sep min entre filas	2,54 cm
Sep min entre bulones de una fila=	4,445 cm

En base a los valores anteriores obtenemos un alto mínimo de la platina de 12,7cm y un largo mínimo de 87cm, se adopta 15cm y 90cm respectivamente.

Cabe aclarar que además de los bulones necesarios por cálculo en los extremos, se colocarán otros más espaciados en el centro con el objetivo de distribuir los esfuerzos hacia los anclajes uniformemente distribuidos calculados previamente.

Platina

Se verifica el aplastamiento de la misma según reglamento CIRSOC 301. Se adopta un espesor de chapa de 0,635cm.

$$R_n = 1,5 L_c t F_u (10^{-1}) \leq 3,0 d t F_u (10^{-1})$$

$$R_d = 0,75 * R_n > R_u$$

Aplastamiento		
Lc=	1,705 cm	
Lc borde=	0,8525 cm	
t=	0,635 cm	
d b=	0,635 cm	
Fu=	370 MPa	
	30,0	
	44,7579	
Vd=	22,53 kN	VERIFICA

Fig. 107: Resistencia al aplastamiento

Además se verifica el desgarramiento del borde en función de las separaciones mínimas dadas por el reglamento de acero. Estas son menores a las dadas por el reglamento de madera por lo que se mantienen las mayores.

Desgarramiento borde superior		
Sep al borde min=	10 mm	
	1 cm	VERIFICA
Sep min entre bulo	1,905 cm	VERIFICA

Fig. 108: Resistencia al desgarramiento

Soldadura

Se adoptan 4 cordones de soldadura de 40cm cada una para cada extremo del muro. Se verifican a corte:

$$Vd = 0,75 * F_w * A_w * 10^{-1} > V_u$$



Resistencia de diseño	
Corte	
$\phi =$	0,6
L =	40 cm
d _{min} =	3 mm
d _{max} =	6 mm
d =	6 mm
e _g =	4,24 mm
A _w =	16,97 cm ²
F _w =	288 MPa
N° cordones	4
V _d =	1173,01 kN
	VERIFICA

Fig. 109: Resistencia de la soldadura

Luego se corrobora que la soldadura siga verificando con la longitud de soldadura efectiva, la cual se calcula como se detalla a continuación:

$$L_e = \beta L$$

con:

$$\beta = 1 \quad \text{si } L \leq 100 w$$

$$\beta = 1,2 - 0,002 (L / w) \leq 1 \quad \text{si } 100 w < L \leq 300 w$$

$$\beta = 0,6 \quad \text{si } L > 300 w$$

siendo:

L la longitud real del filete, en cm.

w el lado del filete, en cm.

Realizando los cálculos obtenemos:

$$w = 0,6 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

$$L_{ef} = 40 \text{ cm}$$

$$A_{w \text{ ef}} = 16,97 \text{ cm}^2$$

$$V_d = 1173,01 \text{ kN}$$

VERIFICA

Fig. 105: Longitud efectiva



Aplastamiento de la Madera

Para simplificar los cálculos utilizamos el manual del reglamento CIRSOC 601 para obtener diversos parámetros como Z perpendicular, Z paralelo y CG, siendo Z la resistencia lateral de la unión. Para un $G=0,43$ dado por el inciso S.4.1.1-2 del reglamento, y un espesor de $l_m=5\text{cm}$ obtenemos de tabla Z perpendicular= $1,4\text{kN}$ Y Z paralelo= $2,4\text{kN}$

Para: uniones con BULONES de un miembro de madera con dos placas laterales de acero tipo F-24 de 6,35 mm de espesor (dos secciones de corte) empleando bulones de acero tipo F-24. Resistencia lateral de diseño de referencia, Z (kN), por cada bulón																						
l_m mm	l_s mm	D (mm)	G=0,67		G=0,55		G=0,50		G=0,49		G=0,46		G=0,43		G=0,42		G=0,37		G=0,36		G=0,35	
			$Z_{ }$	Z_{\perp}																		
38	6,35	6,35	3,1	2,3	2,6	1,7	2,3	1,5	2,3	1,4	2,1	1,3	2	1,2	2	1,2	1,7	1	1,7	0,9	1,6	0,9
		9,53	4,7	2,8	3,8	2,1	3,5	1,8	3,4	1,8	3,2	1,6	3	1,5	2,9	1,4	2,6	1,2	2,5	1,1	2,4	1,1
		12,7	6,3	3,2	5,1	2,4	4,7	2,1	4,6	2	4,3	1,9	4	1,7	3,9	1,6	3,5	1,4	3,4	1,3	3,2	1,3
		15,9	7,8	3,6	6,4	2,7	5,8	2,4	5,7	2,3	5,4	2,1	5	1,9	4,9	1,8	4,3	1,6	4,2	1,5	4	1,4
		19,1	9,4	4	7,7	2,9	7	2,6	6,9	2,5	6,4	2,3	6	2	5,9	2	5,2	1,6	5,1	1,6	4,9	1,6
		22,2	10,9	4,3	9	3,2	8,2	2,8	8	2,7	7,5	2,4	7	2,2	6,9	2,2	6	1,8	5,9	1,7	5,7	1,6
		25,4	12,5	4,5	10,3	3,4	9,3	3	9,2	2,9	8,6	2,7	8	2,4	7,8	2,4	6,9	2	6,8	1,9	6,5	1,8
45	6,35	6,35	3,1	2,4	2,8	2	2,7	1,8	2,7	1,7	2,5	1,6	2,4	1,4	2,3	1,4	2	1,1	2	1,1	1,9	1,1
		9,53	5,3	3,3	4,6	2,5	4,1	2,2	4,1	2,1	3,8	1,9	3,6	1,7	3,5	1,7	3,1	1,4	3	1,3	2,9	1,3
		12,7	7,3	3,8	6	2,8	5,5	2,4	5,3	2,4	5	2,2	4,7	2	4,6	1,9	4	1,6	4	1,5	3,8	1,5
		15,9	9,1	4,2	7,5	3,2	6,8	2,7	6,7	2,7	6,3	2,4	5,8	2,2	5,7	2,1	5	1,8	4,9	1,7	4,8	1,6
		19,1	10,9	4,6	9	3,4	8,2	3	8	2,9	7,5	2,7	7	2,4	6,9	2,4	6	1,9	5,9	1,9	5,7	1,8
		22,2	12,8	5	10,5	3,7	9,5	3,3	9,4	3,1	8,8	2,8	8,2	2,6	8	2,5	7,1	2,1	6,9	2	6,6	1,9
		25,4	14,6	5,3	12	4	10,9	3,5	10,7	3,3	10	3,1	9,3	2,8	9,2	2,7	8,1	2,3	7,9	2,2	7,6	2,1

Fig. 110: Aplastamiento de la madera

Con estos valores, considerando que 3 capas están en dirección paralela a la fuerza y 2 perpendiculares, obtenemos un $Z^*=10\text{kN}$. Luego calculamos los factores de ajustes para obtener Z. Si Z nos da mayor a al V_u correspondiente a un perno significa que la madera es capaz de resistir el aplastamiento.

$Z^*=$	10,00 kN	
CD=	2	
CM=	1	
CT=	1	
$A_m=$	11112,5 mm ²	
$A_s=$	322,58 mm ²	
$A_m/A_s=$	34	
CG=	0,8	
CTN=	1	
Z=	16,00 kN	VERIFICA

Fig. 111: Verificación aplastamiento de la madera

Detalle

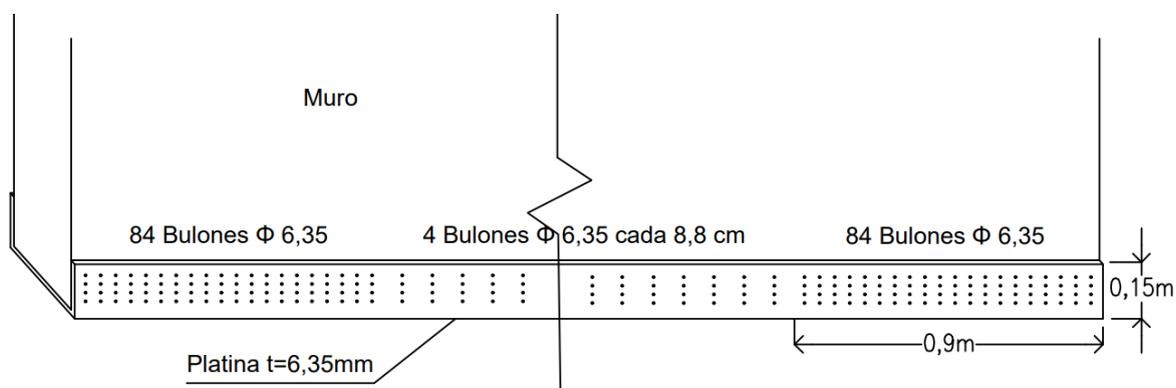


Fig. 112: Detalle unión muro-fundación

19. Cómputo

Se realizó el cómputo de todos los materiales utilizados en el proyecto diferenciando entre edificio de espacio común, bloque de departamentos y pasarelas.

Los parámetros medidos en cada caso y las unidades correspondientes se muestran en las tablas siguientes. Las columnas en verdes corresponden a las cantidades utilizadas en el presupuesto.

Vale aclarar que el cómputo correspondiente al bloque de departamentos se realizó para un solo edificio y luego, en la tabla de "Cómputo total del proyecto", se multiplica por 6 para considerar la totalidad de edificios.

CÓMPUTO ESPACIO COMÚN									
CORREAS									
	MATERIAL	d	b	Cantidad	Longitud c/u	Longitud esp	Longitud total	PPCo	Peso
		m	m	u	m	m	m	kN/m	kN
Co1	Madera	0,20	0,09	36	4,6	11,28	176,88	0,090	15,92
Co2	Madera	0,16	0,05	28	3,55	165,78	265,18	0,040	10,61
Co3	Madera	0,13	0,05	42	9	188,88	566,88	0,033	18,42
Co4	Madera	0,22	0,07	36	4,6	11,28	176,88	0,077	13,62
Co5	Madera	0,18	0,06	28	3,55	165,78	265,18	0,054	14,32
Co6	Madera	0,15	0,06	42	9	188,88	566,88	0,045	25,51
Co11	Madera	0,15	0,07	20	6,6	91	223	0,053	11,71



VIGAS

	MATERIAL	d m	b m	Cantidad u	Longitud c/u m	Longitud esp m	Longitud total m	PPV kN/m	Peso kN
V3	Madera	0,55	0,25			42,72	42,72	0,699	29,84
V4	Madera	0,52	0,20	2	7,37		14,74	0,530	7,82
V5	Madera	0,60	0,20	2	9,04		18,08	0,604	10,92
V6	Madera	0,45	0,20	2	7		14	0,450	6,30
V7	Madera	0,30	0,11	2	2,26		4,52	0,165	0,75
V8	Madera	0,60	0,16	10	5,84		58,4	0,480	28,03
V16	Madera	0,40	0,15			54,25	54,25	0,300	16,28
VT1	Madera	0,80	0,32			50,2	50,2	1,280	64,26
V9	Madera	0,60	0,30			42,72	42,72	0,900	38,45
V10	Madera	0,6	0,24	2	7,37		14,74	0,720	10,61
V11	Madera	0,60	0,26	2	9,04		18,08	0,780	14,10
V12	Madera	0,50	0,24	2	7		14	0,600	8,40
V13	Madera	0,35	0,15	2	2,26		4,52	0,263	1,19
V14	Madera	0,6	0,22	10	5,84		58,4	0,660	38,54
V15	Madera	0,45	0,18			54,25	54,25	0,405	21,97
VT2	Madera	0,80	0,40			50,2	50,2	1,616	81,12
VA	Madera	0,9	0,15	4	2	9,38	17,38	0,675	11,73

COLUMNAS

	MATERIAL	d m	b m	Cantidad u	Altura m	Longitud total m	PPC kN/m	Peso kN
C1	Madera	0,40	0,40	4	4,2	16,8	0,8	13,44
C2	Madera	0,30	0,30	4	3,0	12	0,45	5,40
C3	Madera	0,40	0,40	14	5,0	70	0,8	56,00
C4	Madera	0,30	0,30	14	3,8	53,2	0,45	23,94

RIOSTRAS

	MATERIAL	Perfil	Longitud m	Ag cm ²	PPR kN/m	Peso kN	Peso kg
R1	Acero	Tubo cuadrado 120x120x8mm	73	34,19	0,2684	19,59	1959,3
R2	Acero	Tubo cuadrado 100x100x3,2mm	61,48	12,13	0,0952	5,85	585,3

MUROS

	MATERIAL	Espesor m	Altura m	Área Bruta m ²	Área Aberturas m ²	Área Neta m ²	Peso kN
PB	CLT	0,2	5	438,4	29,6	408,8	408,8
P1	CLT	0,2	3,8	333,18	20,95	312,23	312,2
P2	CLT	0,2	3,8	400,9	18,24	382,66	382,7
P3	CLT	0,2	3,8	222,68	8,4	214,28	214,3

TABIQUE DE YESO

	MATERIAL	Espesor m	Longitud m	Altura m	Área m ²
PB	Yeso	0,024	21,5	5	107,5
P1	Yeso	0,024	121,26	3,8	460,79



ENTABLONADO

	MATERIAL	Espesor m	PB	Área a cubrir (m ²)			P3	Área Total m ²
				P1	P2			
Entablonado	Madera	0,015	626	626	109,4	89,6	1451	

LOSA

	MATERIAL	Espesor m	PB	Área a cubrir (m ²)			P3	Área Total m ²	Volumen m ³
				P1	P2				
Losa/ Entrepiso	Hormigón	0,07	626	626	109,4	89,6	1451	101,57	

CIELORRASO

	MATERIAL	Área m ²	
PB	Yeso	60	(De autocad) (área de baños)
P1	Yeso	60	

CONTRAPISO

	MATERIAL	Espesor m	Área m ²	Volumen m ³
Contrapiso	H ^o A ^o	0,18	626	112,68

VIDRIO

	MATERIAL	Capas	Espesor mm	Área m ²
Vidrio	Vidrio	2	4	476,96

VIGA DE FUNDACIÓN

	MATERIAL	d m	b m	Longitud m	H ^o m ³	Cant de barras	Acero		
							Φ (mm)	As (cm ²)	m
VF1	H ^o A ^o	0,25	0,25	61,18	3,824	4	12	4,5	244,72
VF2	H ^o A ^o	0,25	0,25	73,49	4,593	4	16	8,0	293,96
VF3	H ^o A ^o	0,25	0,25	18,83	1,177	4	20	12,6	75,32
VF4	H ^o A ^o	0,25	0,25	11,78	0,736	6	20	18,8	70,68

FUNDACIONES

Hormigón									
	MATERIAL	Cantidad Unidad	Longitud m	Volumen m ³	Volumen total m ³				
Zapata Aislada	H ^o E ^o	4		2,44	9,77				
Zapata Curva	H ^o E ^o	1	54,2	19,79	19,79				
Zapata Corrida	H ^o E ^o	1	87,68	122,75	122,752				
Acero									
		Cantidad Unidad	Longitud zapata m	Φ (6mm) m	Φ (8mm) m	Φ (10mm) m	Φ (12mm) m	Φ (20mm) m	Φ (25mm) m
Zapata Aislada	Fuste	4		144,384			148,82		
	Base						462,4		
Zapata Curva	Fuste	1					70		202,6304
	Viga	1	54,2		829,26			325,2	
	Base					23416,48			
Zapata Corrida	Longitudinal	1	87,68				3437,056	876,8	
	Transversal					4997,76			

UNIONES

Muro-Fundación								
	MATERIAL	Cantidad	Espesor cm	Longitud m	Ancho m	Área total m ²	Longitud Total m	
Chapa	Acero	36	0,635	0,9	0,55	17,82		
Bulones 1/4"	Acero	3024						
Soldadura		144		0,4			57,6	



RESUMEN HORMIGON Y ACERO - Vigas de Fundación + Fundaciones

	H°E° m3	Φ (6mm) m	Φ (8mm) m	Φ (10mm) m	Φ (12mm) m	Φ (16mm) m	Φ (20mm) m	Φ (25mm) m
VIGA FUNDACION	10,330				244,72	293,96	146	
FUNDACION	152,31	144,384	829,26	28414,24	4118,28		1202	202,6304
Total+desperdicios	162,640	158,8224	912,186	31255,664	4799,295565	323,356	1482,8	222,89344
kg		35,26	360,31	19284,74	4261,77	510,90	3662,52	858,14
kg/m3		0,22	2,22	118,57	26,20	3,14	22,52	5,28

Tabla 50: Cómputo Espacio Común

CÓMPUTO DEPARTAMENTOS (POR BLOQUE)

CORREAS

	MATERIAL	d m	b m	Cantidad u	Longitud c/u m	Longitud esp m	Longitud total m	PPCo kN/m	Peso kN
Co7	Madera	0,15	0,07	276	3,65		1007,4	0,053	52,89
Co8	Madera	0,10	0,05	48	2	220,8	316,8	0,025	7,92
Co9	Madera	0,13	0,05	92	3,65		335,8	0,033	10,91
Co10	Madera	0,10	0,05	16	2	73,6	105,6	0,025	2,64

VIGAS

	MATERIAL	d m	b m	Cantidad u	Longitud c/u m	Longitud esp m	Longitud total m	PPV kN/m	Peso kN
V1	Madera	0,36	0,15	12	13,6		163,2	0,270	44,064
V2	Madera	0,25	0,13	4	12,6		50,4	0,163	8,19
Viga acoplado	Madera	1,3	0,2	8	2		16	1,3	20,8

COLUMNAS

	MATERIAL	d m	b m	Cantidad u	Altura m	Longitud total m	PPC kN/m	Peso kN
C5	Madera	0,20	0,20	12	3,4	41,28	0,2	8,26
C6	Madera	0,20	0,20	4	3,6	14,2	0,2	2,84

MUROS

	MATERIAL	Espesor m	Altura m	Área Bruta m2	Área Aberturas m2	Área Neta m2	Peso kN
PB	CLT	0,2	3,8	354,16	32,5	321,66	321,7
P1	CLT	0,2	3,8	354,16	32,5	321,66	321,7
P2	CLT	0,2	3,8	354,16	32,5	321,66	321,7
P3	CLT	0,2	3,8	354,16	32,5	321,66	321,7



TABIQUE DE YESO

	MATERIAL	Espesor m	Longitud m	Altura m	Área m ²
PB	Yeso	0,024	83,2	3,8	316,16
P1	Yeso	0,024	83,2	3,8	316,16
P2	Yeso	0,024	83,2	3,8	316,16
P3	Yeso	0,024	83,2	3,8	316,16

ENTABLONADO

	MATERIAL	Espesor m	Área a cubrir (m ²)				Área Total m ²
			P1	P2	P3	P4	
Entablonado	Madera	0,015	279	279	279	279	1116

LOSA

	MATERIAL	Espesor m	Área a cubrir (m ²)				Área Total m ²	Volúmen m ³
			P1	P2	P3	P4		
Losa/ Entrepiso	Hormigón	0,07	279	279	279	279	1116	78,12

CIELORRASO

	MATERIAL	Área m ²
PB	Yeso	19,2 (De autocad) (área de baños)
P1	Yeso	19,2
P2	Yeso	19,2
P3	Yeso	19,2

CONTRAPISO

	MATERIAL	Espesor m	Área m ²	Volúmen m ³
Contrapiso	H°A°	0,18	279	50,22

VIGA DE FUNDACIÓN

	MATERIAL	d m	b m	Longitud m	H° m ³	Cant de barras	Acero		
							Φ (mm)	As (cm ²)	m
VF1	H°A°	0,25	0,25	23,6	1,475	4	12	4,5	94,4



FUNDACIONES

Hormigón

	MATERIAL	Cantidad Unidad	Longitud m	Volumen m3	Volumen total m3
Zapata Aislada	H°E°	8		0,39	3,14
Zapata Corrida	H°E°	1	93,2	107,18	107,18

Acero

		Cantidad Unidad	Longitud zapata m	Φ (6mm) m	Φ (10mm) m	Φ (12mm) m	Φ (16mm) m	Φ (25mm) m
Zapata Aislada	Fuste	8		80,23		43,21		
	Base					207,36		
Zapata Corrida	Longitudinal	1	93,2			1640,32	1770,8	838,8
	Transversal				14915,96			

UNIONES

Muro-Fundación

	MATERIAL	Cantidad	Espesor cm	Longitud m	Ancho m	Área total m2	Longitud Total m
Chapa	Acero	16			0,9	7,92	
Bulones 1/4"	Acero	0					
Soldadura		64			0,4		25,6

RESUMEN HORMIGON Y ACERO - Vigas de Fundación + Fundaciones

	H°E° m3	Φ (6mm) m	Φ (8mm) m	Φ (10mm) m	Φ (12mm) m	Φ (16mm) m	Φ (20mm) m	Φ (25mm) m
VIGA FUNDACION	1,475				94,4			
FUNDACION	110,32	80,23		14915,96	1890,89	1770,8	0	838,8
Total+desperdici	111,792	88,25	0,00	16407,56	2183,82	1947,88	0	922,68
kg		19,59	0,00	10123,46	1939,23	3077,65	0,00	3552,32
kg/m3		0,18	0,00	90,56	17,35	27,53	0,00	31,78

Tabla 51: Cómputo bloque de departamentos

PASARELAS

CORREAS

	MATERIAL	d m	b m	Cantidad u	Longitud c/u m	Longitud esp m	Longitud total m	PPCo kN/m	Peso kN
CORREA	Madera	0,14	0,07	320	2		640	0,049	31,36

VIGAS

	MATERIAL	d m	b m	Cantidad u	Longitud c/u m	Longitud esp m	Longitud total m	PPV kN/m	Peso kN
VIGA	Madera	0,50	0,20	48	8		384	0,500	192

ENTABLONADO

	MATERIAL	Espesor m	Área a cubrir (m2) m2
Entablonado	Madera	0,025	384

BARANDAS

	MATERIAL	Longitud m
Baranda	Acero	384

Tabla 52: Cómputo pasarelas



CÓMPUTO TOTAL DEL PROYECTO							
EC=Espacio Común BD=Bloque de Departamentos		EC+BD	EC	1 BD	6 BD	PASARELAS	TOTAL
Trabajos preliminares	m2	4200			0		4200
Excavación	m3	7292,58			0		7292,58
Relleno y Nivelación	m3	7292,58			0		7292,58
Fundaciones EC	m3		162,640		0		162,640
Fundaciones BD	m3			111,79	670,75368		670,75368
Columnas, Vigas y Correas	kg		599,19	158,51	951,072	223,36	1773,63
Muro CLT	m2		1317,97	1286,64	7719,84		9037,81
Riostras	kg		2544,6				2544,6
Tabique de yeso	m2		568,29	1264,64	7587,84		8156,13
Vidrio	m2		476,96	0	0		476,96
Cielorrasos	m2		120	76,8	460,8		580,8
Contrapiso	m2		626	279	1674		2300
Losa	m2		1451	1116	6696		8147
Entablonado	m2		1451	1116	6696	384	8531
Cubierta Accesible	m2		314	0	0		314
Cubierta Inaccesibles	m2		312	279	1674		1986
Pisos y zócalos	m2		1451	1116	6696		8147
Barandas	m				0	384	384
Sanitarios EC	u						4
Sanitarios BD	u						96
Tanque	u						26
Ventanas	m2		28,25	128,8	772,8		801,05
Puertas	m2		73,4	147,2	883,2		956,6
Ascensores	u		2				2

Tabla 53: Cómputo total

20. Presupuesto

Se discretizó al proyecto en 26 ítems y, para cada uno de ellos, se elaboró un análisis de precios considerando costos de materiales, mano de obra y maquinarias.

Se calculó en cada caso el costo total de obra como la suma de los costos directos e indirectos. Luego, afectando por el 12% correspondientes a los beneficios, se obtuvo el ingreso calculado. Por último se obtuvo el precio de venta como los ingresos afectados por el 21% correspondientes a gastos fiscales e impuestos.

Los análisis de precios y la planilla de costos directos se encuentran en los Anexos. A continuación se expone la planilla de precios final.



PLANILLA DE PRECIOS							
Ítem	Rubro		Unidad de medida	Cantidad para todas las casas	Valor Unitario	Cantidad por V. Unitario	%
1	Trabajos preliminares/ preparació		m2	4200	\$4.097,96	\$17.211.444,17	1,25%
2	Excavación		m3	7292,58	\$1.296,46	\$9.454.517,71	0,69%
3	Relleno y Nivelación		m3	7292,58	\$1.458,31	\$10.634.835,64	0,77%
4	Fundaciones EC		m3	162,64	\$179.222,96	\$29.148.822,06	2,12%
5	Fundaciones BD		m3	670,75368	\$168.642,29	\$113.117.435,93	8,22%
6	Columnas, Vigas y Correas		kg	1773,63	\$14.283,16	\$25.333.035,90	1,84%
7	Muro CLT		m2	9037,81	\$54.883,70	\$496.028.457,68	36,06%
8	Riostras		kg	2544,6	\$1.704,64	\$4.337.615,35	0,32%
9	Tabique de yeso		m2	8156,13	\$11.318,30	\$92.313.537,89	6,71%
10	Vidrio		m2	476,96	\$30.010,48	\$14.313.796,41	1,04%
11	Cielorrasos		m2	580,8	\$4.929,32	\$2.862.946,30	0,21%
12	Contrapiso		m2	2300	\$6.429,08	\$14.786.886,62	1,07%
13	Losa		m2	8147	\$6.283,01	\$51.187.659,34	3,72%
14	Entablonado		m2	8531	\$2.700,24	\$23.035.787,31	1,67%
15	Cubierta Accesible		m2	314	\$21.606,83	\$6.784.545,31	0,49%
16	Cubierta Inaccesibles		m2	1986	\$10.856,06	\$21.560.144,24	1,57%
17	Pisos y zócalos		m2	8147	\$11.761,69	\$95.822.467,46	6,97%
18	Barandas		m	384	\$2.076,40	\$797.335,74	0,06%
19	Sanitarios EC		u	4	\$454.085,88	\$1.816.343,51	0,13%
20	Sanitarios BD		u	96	\$162.216,29	\$15.572.764,13	1,13%
21	Tanque		u	26	\$207.407,57	\$5.392.596,74	0,39%
22	Ventanas		m2	801,05	\$43.507,64	\$34.851.794,18	2,53%
23	Puertas		m2	956,6	\$110.725,56	\$105.920.069,69	7,70%
24	Ascensores		u	2	\$13.443.584,00	\$26.887.168,00	1,95%
25	Transporte		15,00%			\$78.204.224,04	5,69%
26	Uniones		15,00%			\$78.204.224,04	5,69%
Total						\$1.375.580.455,39	100%

Tabla 54: Planilla de precios final

Considerando que tenemos 8147 m2 construidos, el valor de construcción resulta 168.845\$/m2.

21. Estudio de Rentabilidad

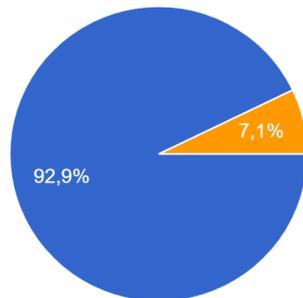
Se desarrolla un estudio de rentabilidad para analizar qué porcentaje de la inversión inicial se recupera durante los primeros 50 años de la estructura. Para esto consideramos una tasa de interés del 12% para calcular el valor actual neto (Vac) de los ingresos a lo largo de los años.

Consideramos como entradas anuales, los alquileres correspondientes al 85% de ocupación de las residencias. Para respaldar la elección del valor del alquiler mensual, se realizó una encuesta destinada a estudiantes extranjeros y estudiantes del país que deben alquilar un departamento porque residen lejos de la facultad. Se presentan las preguntas con sus respectivas respuestas.



¿Cuál es tu situación?

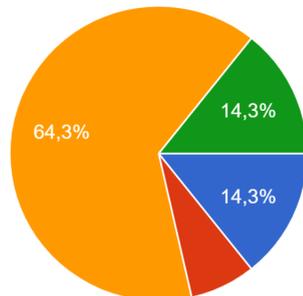
14 respuestas



- Soy estudiante de Intercambio
- Vivo lejos de la universidad y alquilo un lugar más cerca
- Vivo en otro país y alquilo un lugar más cerca

¿Con cuántas personas compartís el alojamiento?

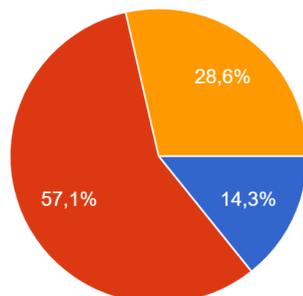
14 respuestas



- Más de 10 personas
- Entre 5 y 10 personas
- Menos de 5 personas
- Vivo solo

¿Cuánto pagas de alquiler mensual? (pesos argentinos)

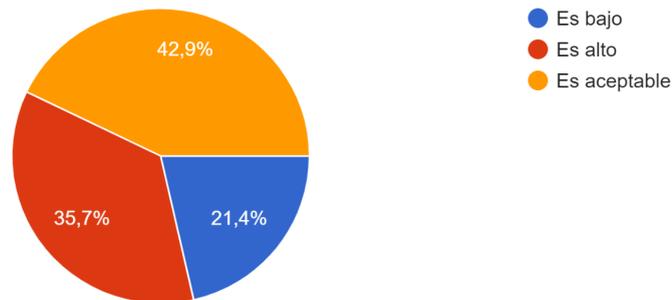
14 respuestas



- Más de \$60.000
- Entre \$35.000 y \$60.000
- Menos de \$35.000

¿Qué piensas sobre el precio del alquiler?

14 respuestas



¿Cuánto estarías dispuesto a pagar por alojarte en un edificio dentro del campus universitario?

Considerará que consiste en departamentos para 6 pe...o, sala de computación, de estudio y lavandería.

14 respuestas

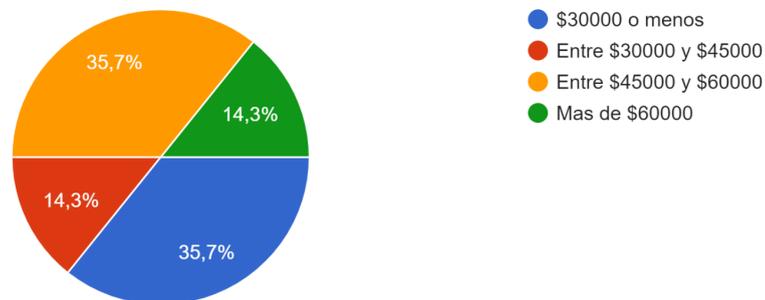


Fig. 113: Resultados de encuestas

En base a los resultados obtenidos, se adopta un alquiler mensual de \$40.000. Luego el estudio de rentabilidad resulta:



Rentabilidad Residencias Universitarias

Año	Pagos	Entradas	Neto	Vac	Valor actual
					Acumulado
	\$	\$	\$	\$	U\$\$
0	-1.375.580.455		-1.375.580.455	-1.375.580.455	-1.375.580.455
1		117.504.000	117.504.000	104.914.286	-1.270.666.170
2		117.504.000	117.504.000	93.673.469	-1.176.992.700
3		117.504.000	117.504.000	83.637.026	-1.093.355.674
4		117.504.000	117.504.000	74.675.916	-1.018.679.758
5		117.504.000	117.504.000	66.674.925	-952.004.833
6		117.504.000	117.504.000	59.531.183	-892.473.649
7		117.504.000	117.504.000	53.152.842	-839.320.807
8		117.504.000	117.504.000	47.457.895	-791.862.912
9		117.504.000	117.504.000	42.373.120	-749.489.792
10		117.504.000	117.504.000	37.833.143	-711.656.649
11		117.504.000	117.504.000	33.779.592	-677.877.057
12		117.504.000	117.504.000	30.160.350	-647.716.706
13		117.504.000	117.504.000	26.928.884	-620.787.822
14		117.504.000	117.504.000	24.043.646	-596.744.176
15		117.504.000	117.504.000	21.467.541	-575.276.634
16		117.504.000	117.504.000	19.167.448	-556.109.187
17		117.504.000	117.504.000	17.113.793	-538.995.394



UNCUYO
UNIVERSIDAD
NACIONAL DE CUYO



FACULTAD
DE INGENIERÍA

G2

Bruni, Melina
Grili, Isabella
Rios, Alex

Diseño Estructural 2022

18		117.504.000	117.504.000	15.280.172	-523.715.222
19		117.504.000	117.504.000	13.643.011	-510.072.211
20		117.504.000	117.504.000	12.181.260	-497.890.952
21		117.504.000	117.504.000	10.876.125	-487.014.827
22		117.504.000	117.504.000	9.710.826	-477.304.002
23		117.504.000	117.504.000	8.670.380	-468.633.622
24		117.504.000	117.504.000	7.741.411	-460.892.211
25		117.504.000	117.504.000	6.911.974	-453.980.237
26		117.504.000	117.504.000	6.171.405	-447.808.832
27		117.504.000	117.504.000	5.510.183	-442.298.649
28		117.504.000	117.504.000	4.919.806	-437.378.842
29		117.504.000	117.504.000	4.392.684	-432.986.158
30		117.504.000	117.504.000	3.922.040	-429.064.118
31		117.504.000	117.504.000	3.501.821	-425.562.297
32		117.504.000	117.504.000	3.126.626	-422.435.671
33		117.504.000	117.504.000	2.791.630	-419.644.041
34		117.504.000	117.504.000	2.492.527	-417.151.514
35		117.504.000	117.504.000	2.225.471	-414.926.044
36		117.504.000	117.504.000	1.987.027	-412.939.016
37		117.504.000	117.504.000	1.774.132	-411.164.885
38		117.504.000	117.504.000	1.584.046	-409.580.839
39		117.504.000	117.504.000	1.414.327	-408.166.512

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

40		117.504.000	117.504.000	1.262.792	-406.903.720
41		117.504.000	117.504.000	1.127.493	-405.776.228
42		117.504.000	117.504.000	1.006.690	-404.769.538
43		117.504.000	117.504.000	898.830	-403.870.707
44		117.504.000	117.504.000	802.527	-403.068.180
45		117.504.000	117.504.000	716.542	-402.351.638
46		117.504.000	117.504.000	639.770	-401.711.869
47		117.504.000	117.504.000	571.223	-401.140.646
48		117.504.000	117.504.000	510.020	-400.630.626
49		117.504.000	117.504.000	455.375	-400.175.250
50		117.504.000	117.504.000	406.585	-399.768.665

Tabla 55: Rentabilidad

El porcentaje de inversión recuperada corresponde al 70,94%

22. Presupuesto de Honorarios Profesionales

Los honorarios correspondientes al cálculo estructural del proyecto será del 2% del costo total de obra

- Costo Total de obra= Costos directos + Costos Indirectos

$$= \text{Costos directos} * (1+13\%+5\%+6\%) = \$899.625.152.$$
- Honorarios Profesionales= 2% * \$899.625.152. = \$17.992.503

 UNCUYO UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO	 FACULTAD DE INGENIERÍA	G2	Bruni, Melina Grili, Isabella Rios, Alex
			Diseño Estructural 2022

23. Conclusiones

Luego de realizar este proyecto, junto con la ayuda de los profesores de la cátedra, podemos concluir que en el desarrollo de este se integraron diversos temas aprendidos a lo largo de la carrera.

El principal atractivo del proyecto fue la utilización de la tecnología CLT, la cual todavía está en sus primeras etapas de desarrollo en el país. Ante esto, en un inicio se nos presentó la dificultad de no contar con códigos argentinos que nos permitan diseñar los elementos estructurales. Sin embargo, a través de la investigación, se encontraron manuales y catálogos internacionales en donde el tema es estudiado en mayor profundidad. Además, con la ayuda de los profesores, se consideraron analogías del comportamiento del CLT con la madera laminada y otros materiales de construcción.

Luego de estudiar esta tecnología, consideramos que tiene muchas ventajas con respecto a otros materiales. Entre ellas podemos encontrar que se reduce considerablemente el peso de la estructura, es más ecológica y permite una construcción muy precisa, rápida y limpia. Además, con respecto a la madera laminada, la madera CLT tiene valores de resistencia mucho mayores gracias a la disposición de sus capas, lo que permite disminuir las secciones. Está claro que esta tecnología va a abrirse camino con el paso de los años, y fue muy productivo poder innovar en este proyecto.

Otro inconveniente se nos presentó en el diseño de las fundaciones. En materias anteriores se aprende sobre el cálculo de estas, pero en estructuras aisladas, por lo que al diseñar las fundaciones de un edificio en su totalidad, nos encontramos con la complicación de que los sistemas y dimensiones a los que estábamos acostumbrados no eran suficientes, por lo que tuvimos que estudiar nuevas formas de resolverlo.

A modo de crítica personal y posibilidad de mejora, consideramos que el diseño de las fundaciones de los muros se podría hacer más detalladamente, debido a que, por cuestiones de tiempo solo se realizó el análisis de uno de ellos. Además, el cómputo y presupuesto se podría haber profundizado aún más para obtener un valor más preciso.

Por otro lado, queremos destacar lo positivo de nuestra trayectoria por la materia. Consideramos que nos proporcionó un alto nivel de conocimientos, y no referido únicamente al diseño y cálculo de cada elemento estructural, sino que nos permitió asociar todas las fases del proyecto y verlo como un todo. Aprendimos que no se puede considerar ninguna etapa de manera aislada y que hay que integrar todos los conocimientos aprendidos en la carrera para poder llevar a cabo un proyecto como este.

Por último, queremos agradecer a los profesores de la cátedra por todo su apoyo y disposición ante cada consulta que nos fue surgiendo.



24. Bibliografía

1. Manual "The CLT Handbook" - Swedish Wood
2. "Cómputo y Presupuesto"- Mario Chandías
3. Apuntes de la Cátedra de Hormigón 1
4. Apuntes de la Cátedra de Economía
5. Apuntes de la Cátedra de Mecánica de Suelos 1
6. Reglamento CIRSOC 101 - REGLAMENTO ARGENTINO DE CARGAS PERMANENTES Y SOBRECARGAS MÍNIMAS DE DISEÑO PARA EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS
7. Reglamento CIRSOC 102 - REGLAMENTO ARGENTINO DE ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES
8. Reglamento Inpres CIRSOC 103 Parte 1 - REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES
9. Adenda Inpres CIRSOC 103 Parte 1
10. Reglamento CIRSOC 104 - REGLAMENTO ARGENTINO DE ACCIÓN DE LA NIEVE Y DEL HIELO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES
11. Reglamento CIRSOC 201 - REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
12. Reglamento CIRSOC 301 - REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICIOS
13. Reglamento CIRSOC 601 - REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE MADERA
14. Manual Reglamento CIRSOC 601

25. Software

1. ETABS 2016 - Cálculo estructural
2. SAP2000 v14 - Cálculo estructural
3. AutoCAD 2021 - Dibujo técnico
4. Response - Cálculo de estructuras de hormigón armado
5. Sketchup Pro 2021 - Modelado gráfico
6. Google Earth Pro - Topografía
7. Global Mapper 20 - Topografía

26. Anexos

OBRA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO

EDIFICIO FACULTAD DE

ARQUITECTURA Y MECATRÓNICA

Centro Universitario – Parque General San Martín

Ciudad de Mendoza

MENDOZA

ESTUDIO GEOTÉCNICO

INFORME

1. OBJETO DEL ESTUDIO

La UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO ha previsto construir el edificio donde desarrollará sus actividades la recientemente creada Facultad de Arquitectura y Mecatrónica, que se implantará en un sector del predio actualmente parqueizado que se ubica sobre el costado norte de los edificios de la Facultad de Ingeniería, dentro del CENTRO UNIVERSITARIO en el Parque General San Martín de la ciudad de Mendoza.

El presente Estudio Geotécnico tiene por objetivo conocer los tipos y evaluar las características y cualidades geomecánicas de los suelos de fundación del lugar.

El proyecto comprende: dos grandes bloques de aulas, auditorio, buffet, biblioteca y sanitarios, distribuidos en planta baja y tres pisos altos, con entrepisos y techo de losa.

2. TRABAJOS DE CAMPAÑA

2.1. Sondeos

Se ejecutaron **cinco** (5) sondeos de reconocimiento conformados por pozos-calicatas excavados manualmente numerados **P-1** a **P-5**, ubicados según lo demarcado en el croquis adjunto, cuya profundidad alcanzó **7,00 m** respecto al nivel de terreno natural en boca de cada pozo; extrayendo muestras representativas de los suelos para analizar en laboratorio.

2.2. Ensayos *in situ*

En los sondeos de reconocimiento se efectuó el *ensayo de penetración S.P.T.* utilizando el equipo normalizado Terzaghi y con el cono de arena se determinó la densidad natural de los suelos.

2.3 Nivel freático

El *nivel freático* está profundo; no puede afectar la capacidad portante de los suelos.

3. TRABAJOS DE LABORATORIO

A las muestras extraídas se les realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- *Granulometría*
- *Límites de Atterberg*
- *Contenido de humedad natural*
- *Densidades*

4. RESULTADOS

Los resultados logrados en campaña y laboratorio están resumidos en los respectivos perfiles estratigráficos y planillas que se acompañan.

5. DESCRIPCION DE LOS SUELOS

Es sabido que en los terrenos que ocupa el CENTRO UNIVERSITARIO de la U.N.C. - donde oportunamente se efectuaron importantes movimientos de suelos dado el irregular relieve propio de este paraje del piedemonte, en el cual además funcionaron ripieras- prevalecen generalmente suelos granulares estratificados de variadas granulometrías, cuyo origen es fluvial y pedemontano.

El sitio en particular que ocupará el nuevo edificio, ahora está parquizado con riego permanente y estimativamente se encuentra **1,00 m** más bajo que los edificios colindantes de la Facultad de Ingeniería. Tiene pendiente fuerte hacia el norte y más leve hacia el este. Está sobreelevado respecto al nivel de calle aproximadamente **3,00 m**.

Luego de atravesar la carpeta de césped, suelo vegetal y fino de **0,40-0,60 m**, continúa un relleno de espesor variable compuesto por material fino y granular con pequeños restos de escombros. Está relativamente *suelto*, sin compactar y además tiene elevado contenido de humedad debido al riego, por lo que lo calificamos de mala calidad.

El espesor total del relleno, que incluye la capa superficial, es el siguiente:

P-1:	1,20 m
P-2:	2,70 m
P-3:	3,40 m
P-4:	0,60 m
P-5:	0,90 m

Se deduce, que puntualmente han habido socavones de profundidad variable que luego fueron rellenados. Subyacente a partir de esas cotas, se define el suelo natural granular, comúnmente denominado *ripio*, característico de la zona oeste pedemontana de la ciudad de Mendoza.

6. CLASIFICACIÓN – PROPIEDADES

6.1. Clasificación

En función de los resultados de los ensayos de granulometría y de los límites de Atterberg, se hizo la clasificación de los suelos de acuerdo al *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos* y la carta de plasticidad de Casagrande.

Como mencionamos, luego de atravesar el relleno encontramos el estrato de suelo granular *mezcla de grava y arena bien graduada* tipo **GW** con rodados subangulosos de hasta 20 cm. En **P-4** y **P-5** se intercala superiormente un horizonte de *arena con gravas algo limosa mal graduada* tipo **SP-SM**.

6.2. Propiedades físicas y geomecánicas

Como consecuencia del riego permanente, ya dijimos que la humedad natural del relleno superficial es alta, pero en los suelos granulares disminuye en profundidad. Son friables, o sea sin plasticidad, y no están afectados por sales agresivas.

Respecto al ensayo de penetración **S.P.T.** -que aporta una idea muy concreta del grado de resistencia natural de los suelos- los valores obtenidos en el granular **GW** son

elevados (N = 35-38-40-42-45-50); ponen en evidencia que es denso, resistente y adecuado para recibir las cargas de la estructura.

7. TIPO DE FUNDACION – PLANO DE FUNDACION

7.1. Tipo de fundación

En función de la caracterización de los suelos, resultados del **S.P.T.** y por la tipología del proyecto, se recomienda para las estructuras el tipo de *fundación indirecta*, diseñando vigas portamuros que soporten la mampostería descargando en bases de columnas empotradas en el estrato granular **GW**, e igualmente los tabiques de hormigón armado.

Previamente y por exigencias del proyecto (planta baja *semienterrada* cuyo nivel de piso terminado casi coincidirá con el nivel de calle), deberá eliminarse la capa superficial de césped y el relleno en su totalidad en toda el área de construcción, más un sobreancho generoso mínimo de **2,00-2,50 m**.

En función del correspondiente estudio planialtimétrico y las consideraciones sobre desagües pluviales e instalaciones sanitarias, donde haga falta recomponer niveles se utilizará suelo granular seleccionado tipo base estabilizada, colocado en capas de **0,15-0,20 m**, humectado y compactado con equipo neumático y/o vibrol, hasta lograr una densidad no inferior al 97-100% del Ensayo Normal PROCTOR T-99.

7.2. Plano de fundación

Tentativamente el plano de fundación de las bases de columnas debería ubicarse a una cota mínima de **1,70-2,00 m** respecto al nivel de proyecto piso terminado. El Ingeniero Estructuralista lo fijará finalmente de acuerdo al diseño estructural, hipótesis de cálculo y parámetros de cargas actuantes, incluso las de orden sísmico.

8. CAPACIDAD PORTANTE – PARÁMETROS GEOTECNICOS

8.1. Capacidad portante

Dadas esas condiciones, se propone para el **GW** un valor de *capacidad portante máxima admisible* con cargas de servicio normal $\sigma_{adm} = 3,00 \text{ Kg/cm}^2$.

8.2. Parámetros geotécnicos

SP-SM: $\gamma = 1,86 \text{ Tn/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$ $E_o = 1.600 \text{ Tn/m}^2$

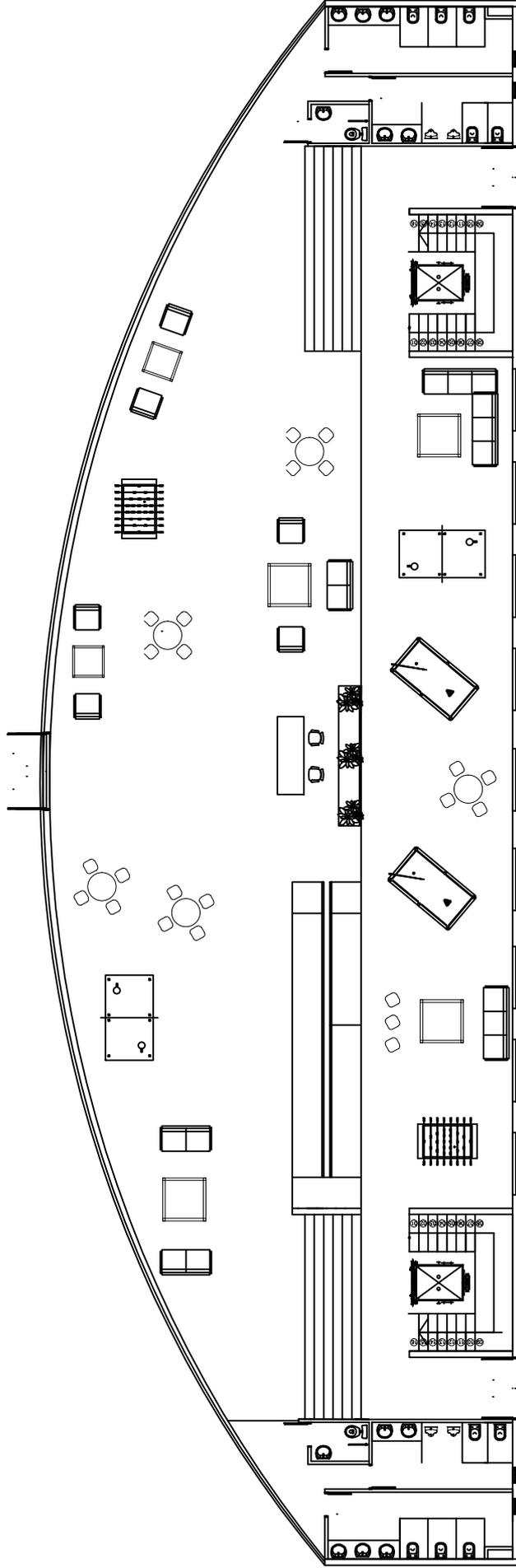
GW: $\gamma = 2,09 \text{ Tn/m}^3$ $\varphi = 40^\circ$ $E_o = 2.000 \text{ Tn/m}^2$

9. CONCLUSIONES – RECOMENDACIONES

- 9.1. En el terreno ubicado sobre el costado norte de los edificios de la Facultad de Ingeniería, en el CENTRO UNIVERSITARIO de la UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO, donde se proyecta la construcción de la Facultad de Arquitectura y Mecatrónica, luego de atravesar la capa superficial de césped y un relleno de espesor variable con importante porcentaje de humedad compuesto por suelo fino y granular con pequeños restos de escombros de mala calidad, a partir de las profundidades detalladas en el Capítulo 5, se detecta el suelo granular *mezcla de grava y arena bien graduada* tipo **GW** con rodados de hasta 20 cm. Los suelos están exentos de sales.
- 9.2. Los registros del *ensayo de penetración S.P.T.* logrados en el **GW** son elevados. Demuestran que tiene buena densidad relativa, es resistente y competente para soportar las cargas.
- 9.3. En la cimentación del edificio es conveniente optar por la *fundación indirecta*, diseñando vigas portamuros para la mampostería portante que descarguen en las bases de columnas empotradas en el **GW**, como así también los tabiques de hormigón armado.
- 9.4. La profundidad del plano de cimentación está consignada en 7.2.
- 9.5. Se propone para el **GW** un valor de *capacidad portante máxima admisible* con cargas de servicio normal $\sigma_{adm} = 3,00 \text{ Kg/cm}^2$.
- 9.6. Desde el punto de vista constructivo, deberá eliminarse en toda el área de construcción (más un sobreancho mínimo de **2,00-2,50 m**) la capa superficial de césped, suelo vegetal y el relleno, recomponiendo niveles donde sea necesario con suelo granular seleccionado tipo base estabilizada, humectado y bien compactado, como se especifica en 7.1.
- 9.7. Estimamos importante proyectar veredas perimetrales, que tendrán un ancho suficiente ($\geq 1,50 \text{ m}$) para facilitar la rápida evacuación del agua de lluvia y lavado.
- 9.8. Se efectuarán estrictos controles de todas las instalaciones sanitarias: desagües cloacales, pluviales y cámaras, y así prevenir la aparición de filtraciones que afectarían las cualidades portantes de los suelos.

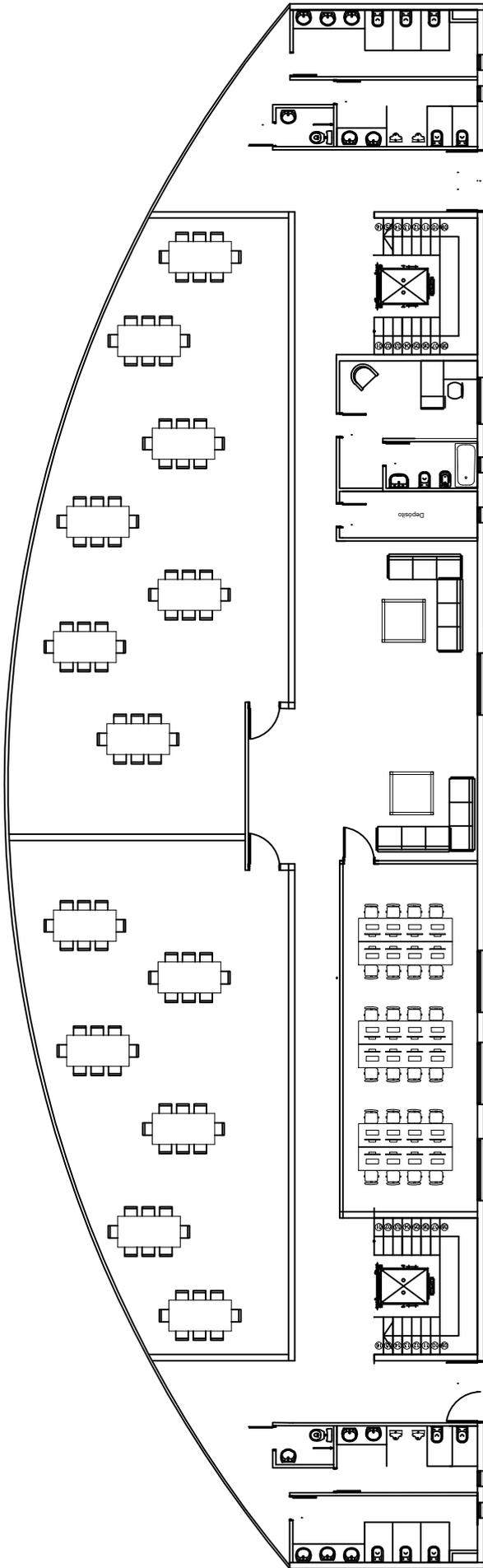
MENDOZA, 02 de junio de 2011

Jorge Raúl Prieto – Juan Andrés Prieto
Ingenieros Civiles
Mat. 1634-A y 8819-A



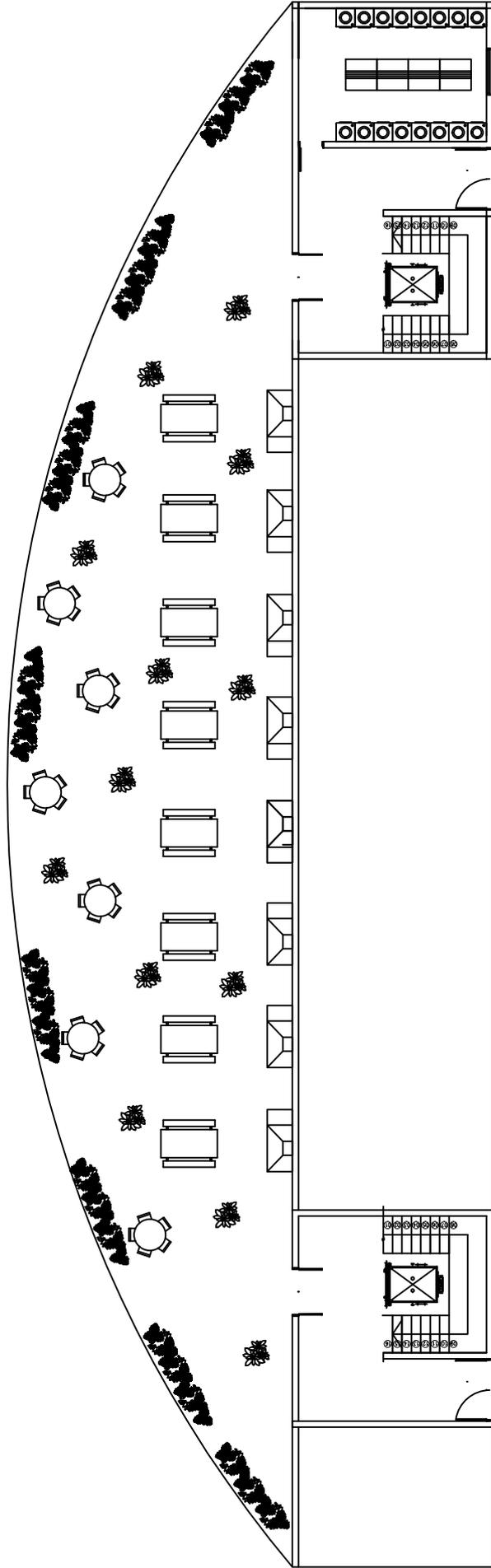
Planta Baja

<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO DISEÑO ESTRUCTURAL</p>	<p>Bruni, Melina Grili, Isabella Ríos, Alex</p>
<p>17/11/22</p>	<p>Esc 1:200</p>
<p>PROYECTO RESIDENCIAS UNIVERSITARIAS - UNCUYO CON TECNOLOGÍA CLT</p>	



1° Piso

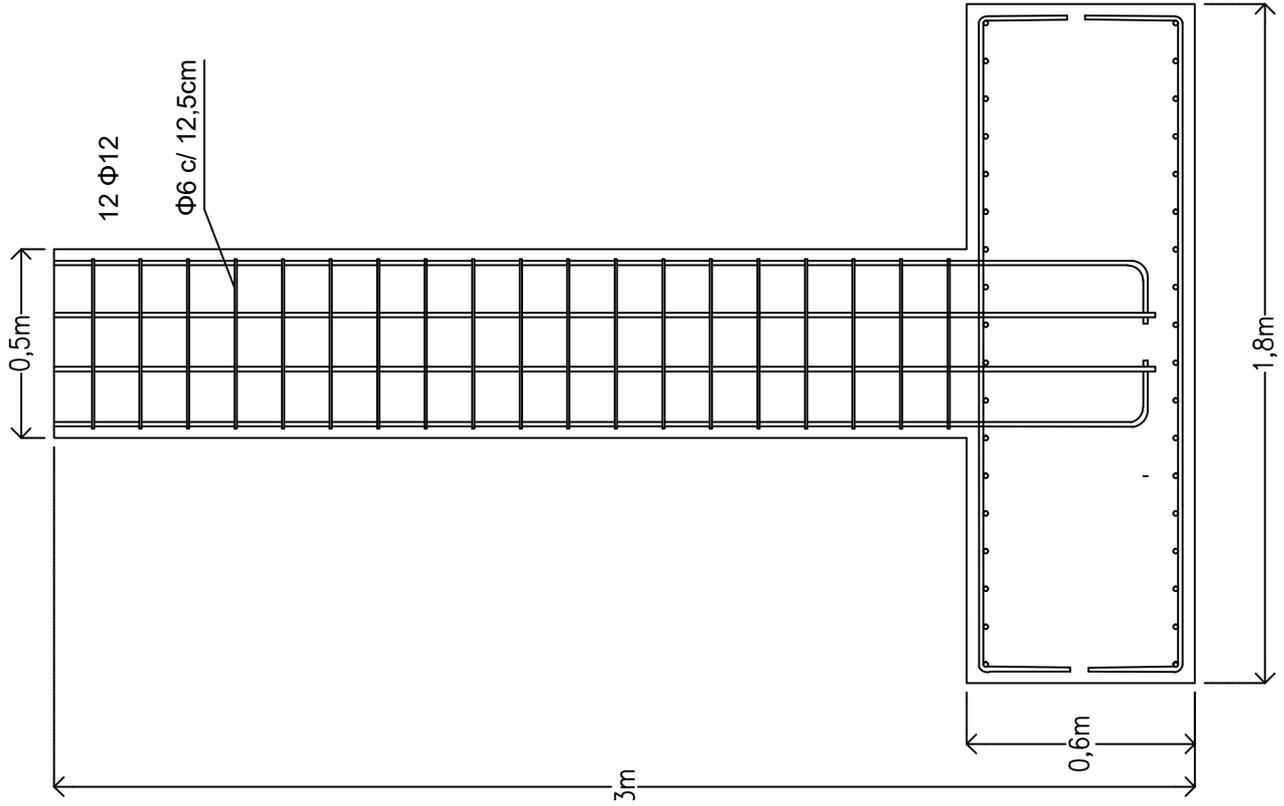
<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO DISEÑO ESTRUCTURAL</p>	<p>Bruni, Melina Grilli, Isabella Ríos, Alex</p>
	<p>17/11/22</p>
	<p>Esc 1:200</p>
<p>PROYECTO RESIDENCIAS UNIVERSITARIAS - UNCUYO CON TECNOLOGÍA CLT</p>	



2° Piso

<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO DISEÑO ESTRUCTURAL</p>	<p>Bruni, Melina Grili, Isabella Ríos, Alex</p>
	<p>17/11/22</p>
	<p>Esc 1:200</p>
<p>PROYECTO RESIDENCIAS UNIVERSITARIAS - UNCUYO CON TECNOLOGÍA CLT</p>	

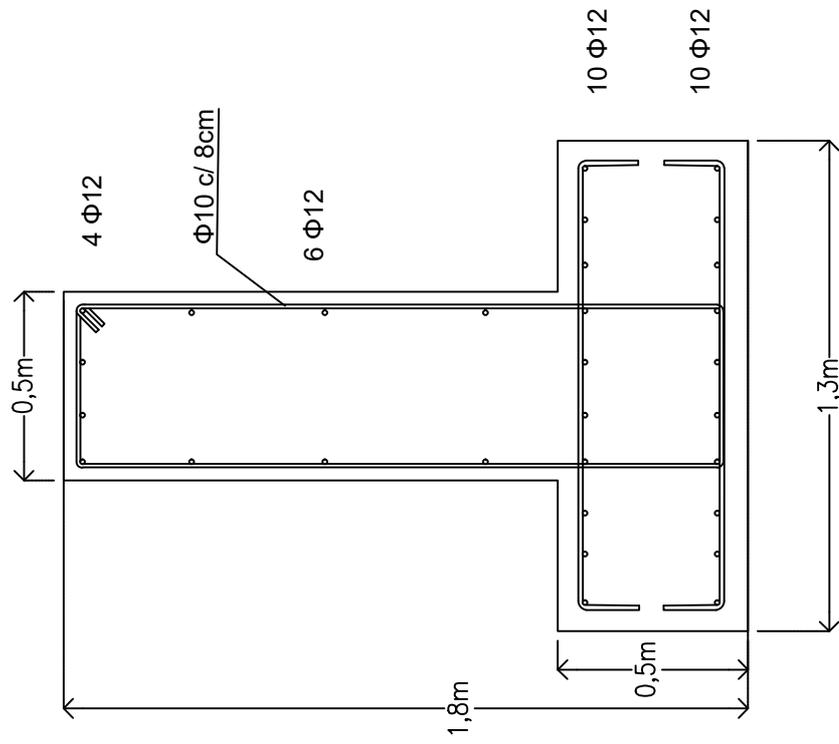
Zapata Aislada EC



$\Phi 12$ c/ 10cm

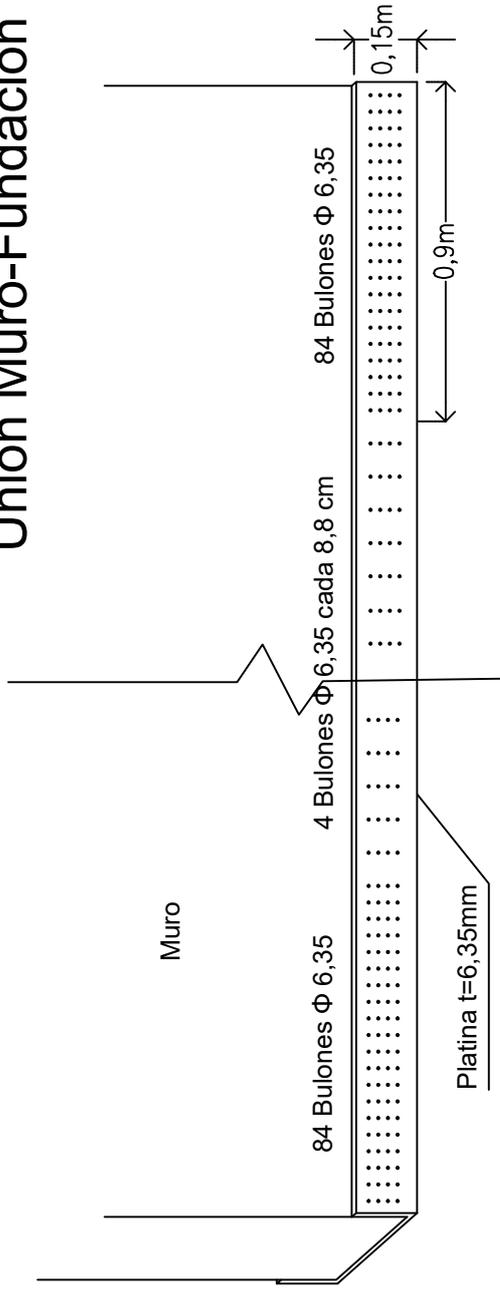
$\Phi 12$ c/ 10cm

Zapata Corrida Muros

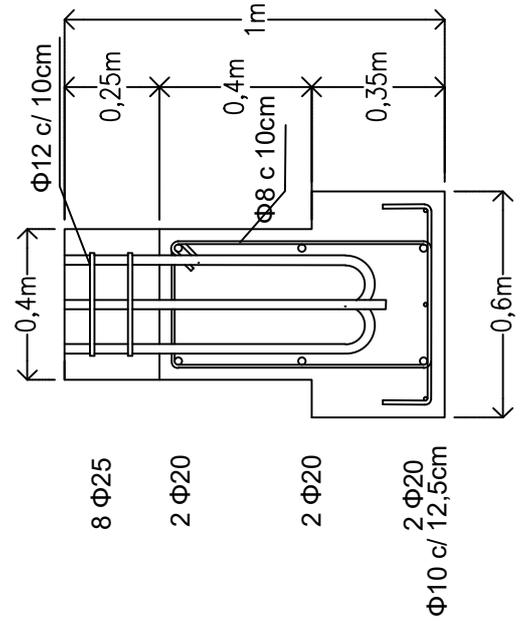


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO DISEÑO ESTRUCTURAL	Bruni, Melina Grilli, Isabella Ríos, Alex
	17/11/22
Esc 1:20	
PROYECTO RESIDENCIAS UNIVERSITARIAS - UNCUYO CON TECNOLOGÍA CLT	

Unión Muro-Fundación

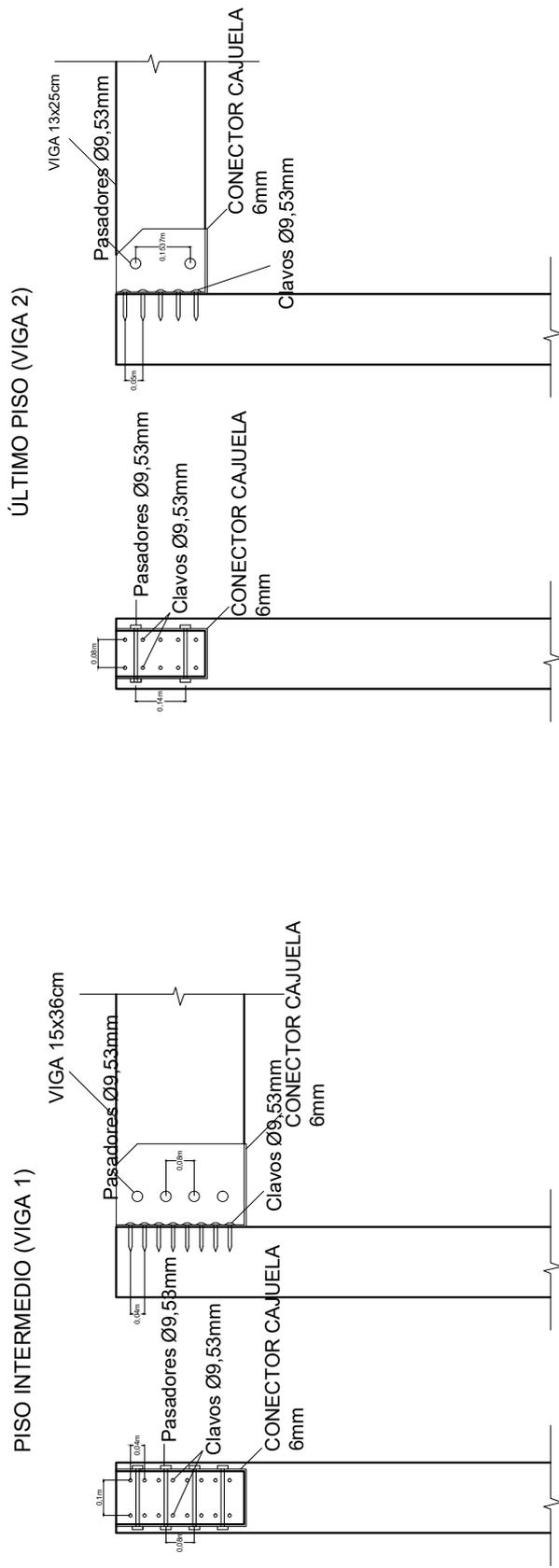


Zapata Corrida Columnas Externas



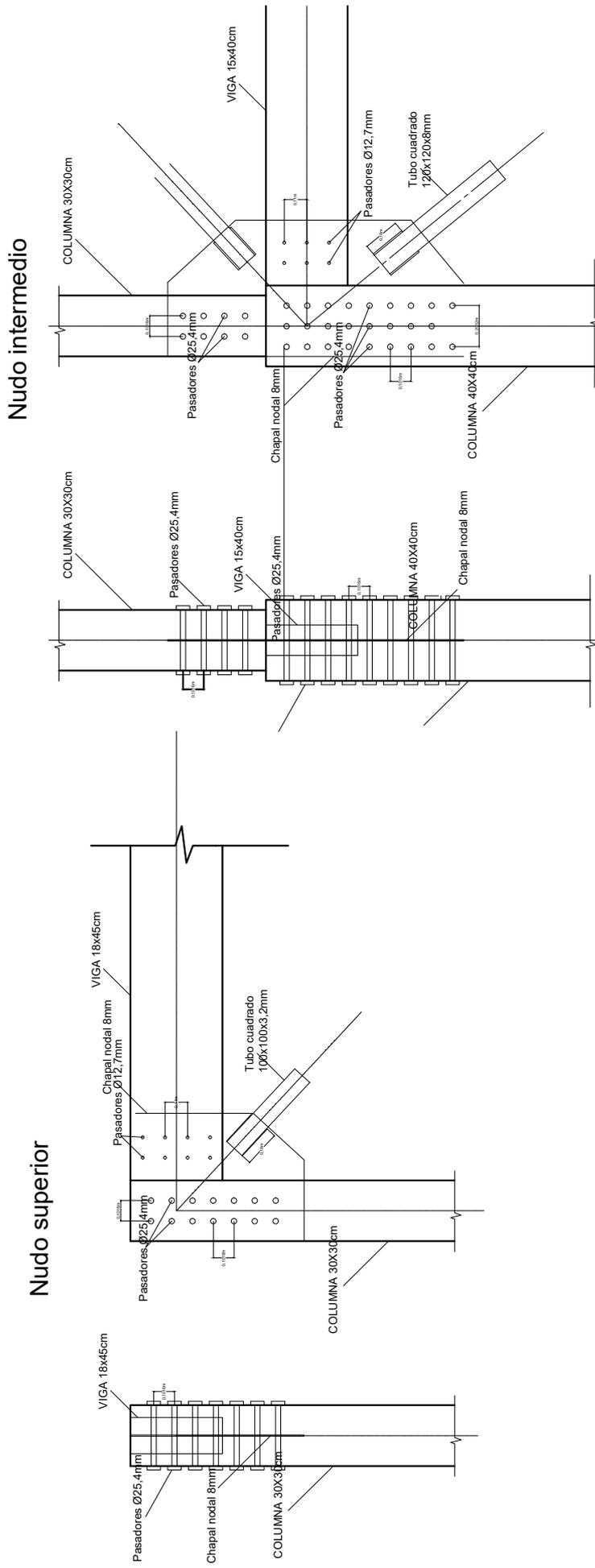
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO DISEÑO ESTRUCTURAL	Bruni, Melina Grilli, Isabella Ríos, Alex
	17/11/22
Esc 1:20	
PROYECTO RESIDENCIAS UNIVERSITARIAS - UNCUYO CON TECNOLOGÍA CLT	

DETALLES UNIONES VIGAS DEPARTAMENTOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO DISEÑO ESTRUCTURAL	Bruni, Melina Grilli, Isabella Ríos, Alex
	17/11/22
Esc 1:20	
PROYECTO RESIDENCIAS UNIVERSITARIAS - UNCUIYO CON TECNOLOGÍA CLT	

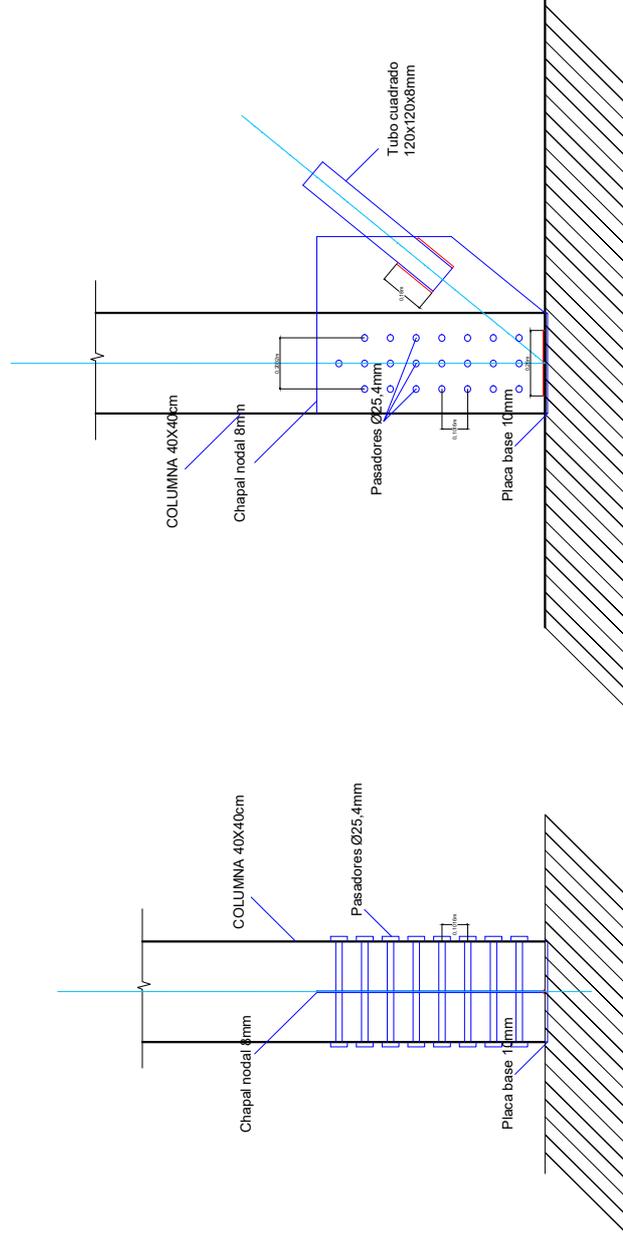
DETALLES UNIONES RIOSTRAS RIOSTRA A



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO DISEÑO ESTRUCTURAL	Bruni, Melina Grilli, Isabella Rios, Alex
	17/11/22
Esc 1:20	
PROYECTO RESIDENCIAS UNIVERSITARIAS - UNCUYO CON TECNOLOGÍA CLT	

DETALLES UNIONES RIOSTRAS

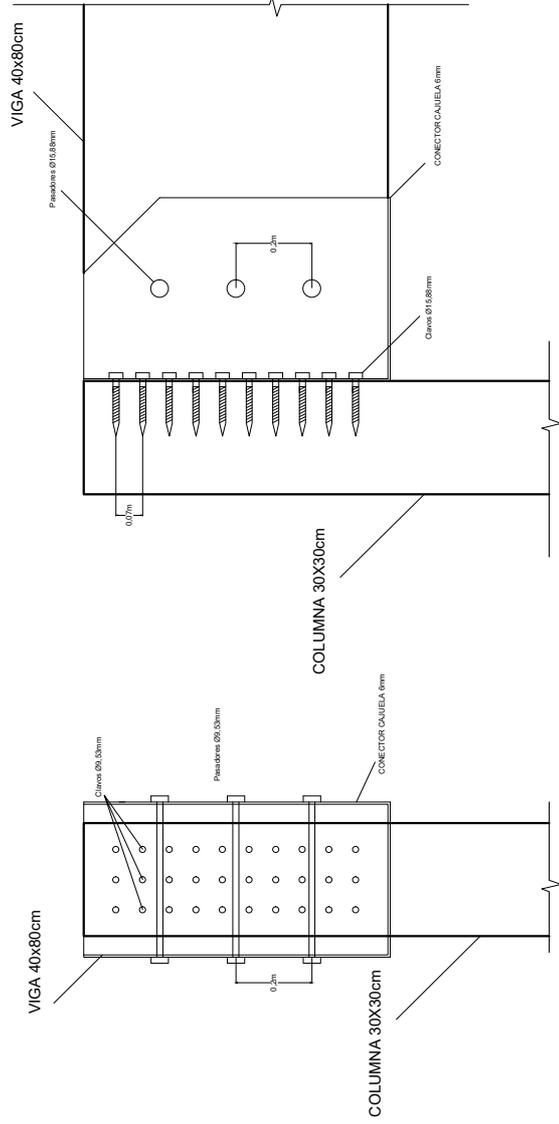
Nudo inferior



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO DISEÑO ESTRUCTURAL	Bruni, Melina Grilli, Isabella Rios, Alex
	17/11/22
Esc 1:20	
PROYECTO RESIDENCIAS UNIVERSITARIAS - UNCUYO CON TECNOLOGÍA CLT	

DETALLES UNIONES VIGAS ESPACIO COMÚN

PLANTA ALTA (VIGA T2)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO DISEÑO ESTRUCTURAL	Bruni, Melina Grilli, Isabella Ríos, Alex
	17/11/22
Esc 1:20	
PROYECTO RESIDENCIAS UNIVERSITARIAS - UNCUYO CON TECNOLOGÍA CLT	

PLANILLA DE PRECIOS

Ítem	Rubro	Unidad de medida	Cantidad para todas las casas	Valor Unitario	Cantidad por V. Unitario	%
1	Trabajos preliminares/ preparació	m2	4200	\$4.097,96	\$17.211.444,17	1,25%
2	Excavación	m3	7292,58	\$1.296,46	\$9.454.517,71	0,69%
3	Relleno y Nivelación	m3	7292,58	\$1.458,31	\$10.634.835,64	0,77%
4	Fundaciones EC	m3	162,64	\$179.222,96	\$29.148.822,06	2,12%
5	Fundaciones BD	m3	670,75368	\$168.642,29	\$113.117.435,93	8,22%
6	Columnas, Vigas y Correas	kg	1773,63	\$14.283,16	\$25.333.035,90	1,84%
7	Muro CLT	m2	9037,81	\$54.883,70	\$496.028.457,68	36,06%
8	Riostras	kg	2544,6	\$1.704,64	\$4.337.615,35	0,32%
9	Tabique de yeso	m2	8156,13	\$11.318,30	\$92.313.537,89	6,71%
10	Vidrio	m2	476,96	\$30.010,48	\$14.313.796,41	1,04%
11	Cielorrasos	m2	580,8	\$4.929,32	\$2.862.946,30	0,21%
12	Contrapiso	m2	2300	\$6.429,08	\$14.786.886,62	1,07%
13	Losa	m2	8147	\$6.283,01	\$51.187.659,34	3,72%
14	Entablonado	m2	8531	\$2.700,24	\$23.035.787,31	1,67%
15	Cubierta Accesible	m2	314	\$21.606,83	\$6.784.545,31	0,49%
16	Cubierta Inaccesibles	m2	1986	\$10.856,06	\$21.560.144,24	1,57%
17	Pisos y zócalos	m2	8147	\$11.761,69	\$95.822.467,46	6,97%
18	Barandas	m	384	\$2.076,40	\$797.335,74	0,06%
19	Sanitarios EC	u	4	\$454.085,88	\$1.816.343,51	0,13%
20	Sanitarios BD	u	96	\$162.216,29	\$15.572.764,13	1,13%
21	Tanque	u	26	\$207.407,57	\$5.392.596,74	0,39%
22	Ventanas	m2	801,05	\$43.507,64	\$34.851.794,18	2,53%
23	Puertas	m2	956,6	\$110.725,56	\$105.920.069,69	7,70%
24	Ascensores	u	2	\$13.443.584,00	\$26.887.168,00	1,95%
25	Transporte	15,00%			\$78.204.224,04	5,69%
26	Uniones	15,00%			\$78.204.224,04	5,69%
Total					\$1.375.580.455,39	100%

PLANILLA DE COSTOS DIRECTOS

Ítem	Rubro	Unidad de medida	Cantidad para todo el Proyecto	Valor Unitario	Cantidad por V. Unitario	%
1	Trabajos preliminares/ preparació	m2	4200,0	\$2.438,61	\$10.242.176,00	1,41%
2	Excavación	m3	7292,6	\$771,49	\$5.626.188,80	0,78%
3	Relleno y Nivelación	m3	7292,6	\$867,81	\$6.328.571,69	0,87%
4	Fundaciones EC	m3	162,6	\$106.651,89	\$17.345.863,76	2,39%
5	Fundaciones BD	m3	670,8	\$100.355,55	\$67.313.856,74	9,28%
6	Columnas, Vigas y Correas	kg	1773,6	\$8.499,61	\$15.075.167,99	2,08%
7	Muro CLT	m2	9037,8	\$32.660,16	\$295.176.320,65	40,69%
8	Riostras	kg	2544,6	\$1.014,39	\$2.581.225,57	0,36%
9	Tabique de yeso	m2	8156,1	\$6.735,29	\$54.933.885,42	7,57%
10	Vidrio	m2	477,0	\$17.859	\$8.517.845,49	1,17%
11	Cielorrasos	m2	580,8	\$2.933,33	\$1.703.680,39	0,23%
12	Contrapiso	m2	2300,0	\$3.825,81	\$8.799.371,73	1,21%
13	Losa	m2	8147,0	\$3.738,89	\$30.460.721,99	4,20%
14	Entablonado	m2	8531,0	\$1.606,86	\$13.708.122,66	1,89%
15	Cubierta Accesible	m2	314,0	\$12.857,78	\$4.037.343,21	0,56%
16	Cubierta Inaccesibles	m2	1986,0	\$6.460,22	\$12.829.997,86	1,77%
17	Pisos y zócalos	m2	8147,0	\$6.999,14	\$57.021.977,15	7,86%
18	Barandas	m	384,0	\$1.235,62	\$474.478,08	0,07%
19	Sanitarios EC	u	4,0	\$270.217,16	\$1.080.868,62	0,15%
20	Sanitarios BD	u	96,0	\$96.531,58	\$9.267.031,25	1,28%
21	Tanque	u	26,0	\$123.423,97	\$3.209.023,27	0,44%
22	Ventanas	m2	801,1	\$25.890,50	\$20.739.585,03	2,86%
23	Puertas	m2	956,6	\$65.890,50	\$63.030.852,30	8,69%
24	Ascensores	u	2,0	\$8.000.000,00	\$16.000.000,00	2,21%
25	Transporte					
26	Uniones					
				Total CD	\$725.504.155,63	100%

ÍTEM: EXCAVACIONES

UNIDAD DE MEDIDA: m3 1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Subtotal Materiales				
			\$	\$0
MANO DE OBRA				
Oficial Especializado	h	0,052	\$1.607,52	\$83,29
Ayudante	h	0,5	\$1.052,64	\$526,32
Subtotal Mano de Obra			\$	\$609,61
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$609,61
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Retroexcavadora	h/m3	0,037	\$2.675,76	\$99,00
Cargadora	h/m3	0,015	\$4.244,31	\$62,88
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$161,88
TOTAL COSTOS ACCESORIOS			\$	\$161,88
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)			\$	\$771,49
GASTOS GENERALES DE OBRA sobr		13,00%	\$	\$100,29
GASTOS GENERALES DE EMPRESA		6%	\$	\$46,29
GASTOS FINANCIEROS sobre costos		5%	\$	\$38,57
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$185,16
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$956,65
BENEFICIOS sobre costos de obra		12,00%		\$114,80
INGRESO CALCULADO				\$1.071,45
GASTOS FISCALES, IMPUESTOS sot		21%		\$225,00
PRECIO DE VENTA				\$1.296,46

ÍTEM: RELLENO Y NIVELACIÓN

UNIDAD DE ME m3 1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Subtotal Materiales			\$	\$0
MANO DE OBRA				
Oficial Especializ	h	0,081	\$1.607,52	\$130,98
Ayudante	h	0,5	\$1.052,64	\$526,32
Subtotal Mano de Obra			\$	\$657,30
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$657,30
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Cargadora	h/m3	0,015	\$4.244,31	\$62,88
Compactadora	h/m3	0,067	\$2.214,42	\$147,63
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$210,51
TOTAL COSTOS ACCESORIOS			\$	\$210,51
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)			\$	\$867,81
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$112,82
GASTOS GENERALES DE EMPI		6%	\$	\$52,07
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$43,39
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$208,27
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$1.076,08
BENEFICIOS sobre costos de obr		12,00%		\$129,13
INGRESO CALCULADO				\$1.205,21
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$253,09
PRECIO DE VENTA				\$1.458,31

ÍTEM:FUNDACIONES

UNIDAD DE MEDIDA:

m3

Referencia

H-25

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Hormigon Elaborado	m3	1	\$24.183,88	\$24.183,88
Acero:				
Φ6	kg	0,18	\$436,36	\$78,55
Φ8	kg	0	\$569,62	\$0,00
Φ10	kg	90,56	\$411,67	\$37.280,78
Φ12	kg	17,35	\$388,51	\$6.740,71
Φ16	kg	27,53	\$413,92	\$11.395,33
Φ20	kg	0	\$433,60	\$0,00
Φ25	kg	31,78	\$363,64	\$11.556,36
Alambre negro	kg	0,5	\$600,00	\$300,00
Subtotal Materiales			\$	\$91.535,61
MANO DE OBRA				
Oficial	h	0,1	\$1.303,56	\$130,36
Ayudante	h	0,1	\$1.052,64	\$105,26
Armador	h	5,34	\$1.607,52	\$8.584,16
				0
Subtotal Mano de Obra			\$	\$8.819,78
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$100.355,39
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Vibrador	\$/h	0,003	\$60,00	\$0,17
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,17
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,17
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$100.355,55
GASTOS GENERALES DE OBRA sobre co:		13,00%	\$	\$13.046,22
GASTOS GENERALES DE EMPRESA sobr		6%	\$	\$6.021,33
GASTOS FINANCIEROS sobre costos direc		5%	\$	\$5.017,78
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$24.085,33
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$124.440,89
BENEFICIOS sobre costos de obra		12,00%		\$14.932,91
INGRESO CALCULADO				\$139.373,79
GASTOS FISCALES, IMPUESTOS sobre in:		21%		\$29.268,50
PRECIO DE VENTA				\$168.642,29

ÍTEM:FUNDACIONES

UNIDAD DE MEDIDA:

m3

Referencia

H-25

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Hormigon Elaborado	m3	1	\$24.183,88	\$24.183,88
Acero:				
Φ6	kg	0,22	\$436,36	\$96,00
Φ8	kg	2,22	\$569,62	\$1.264,56
Φ10	kg	118,6	\$411,67	\$48.823,99
Φ12	kg	26,2	\$388,51	\$10.179,05
Φ16	kg	3,14	\$413,92	\$1.299,72
Φ20	kg	22,52	\$433,60	\$9.764,74
Φ25	kg	5,28	\$363,64	\$1.920,00
Alambre negro	kg	0,5	\$600,00	\$300,00
Subtotal Materiales			\$	\$97.831,95
MANO DE OBRA				
Oficial	h	0,1	\$1.303,56	\$130,36
Ayudante	h	0,1	\$1.052,64	\$105,26
Armador	h	5,34	\$1.607,52	\$8.584,16
				0
Subtotal Mano de Obra			\$	\$8.819,78
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$106.651,73
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Vibrador	\$/h	0,003	\$60,00	\$0,17
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,17
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,17
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$106.651,89
GASTOS GENERALES DE OBRA sobre co:		13,00%	\$	\$13.864,75
GASTOS GENERALES DE EMPRESA sobr		6%	\$	\$6.399,11
GASTOS FINANCIEROS sobre costos direc		5%	\$	\$5.332,59
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$25.596,45
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$132.248,35
BENEFICIOS sobre costos de obra		12,00%		\$15.869,80
INGRESO CALCULADO				\$148.118,15
GASTOS FISCALES, IMPUESTOS sobre in:		21%		\$31.104,81
PRECIO DE VENTA				\$179.222,96

ÍTEM: COLUMNAS, VIGAS, CORREAS

UNIDAD DE MEDIDA: kg

COLUMNAS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Madera Laminada	kg	1,1	\$471,94	\$519,13
Subtotal Materiales			\$	\$519,13
MANO DE OBRA				
Oficial Especializado	h	3	\$1.607,52	\$4.822,56
Ayudante	h	3	\$1.052,64	\$3.157,92
Subtotal Mano de Obra			\$	7980,48
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$8.499,61
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	0
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$8.499,61
GASTOS GENERALES DE OBRAS		13,00%	\$	\$1.104,95
GASTOS GENERALES DE EMPLEO		6%	\$	\$509,98
GASTOS FINANCIEROS sobre costos		5%	\$	\$424,98
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$2.039,91
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$10.539,52
BENEFICIOS sobre costos de obra		12,00%		\$1.264,74
INGRESO CALCULADO				\$11.804,26
GASTOS FISCALES, IMPUESTOS		21%		\$2.478,90
PRECIO DE VENTA				\$14.283,16

ÍTEM: MURO CLT

UNIDAD DE MEDIDA: m2 1

Referencia

PARED DE 20 CM

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
-------------	--------	----------	-----------------	--------------

MATERIALES

Panel CLT	m2	1	\$30.000,00	\$30.000
Subtotal Materiales			\$	\$30.000

MANO DE OBRA

Oficial Especializado	h	1	\$1.607,52	\$1.607,52
Ayudante	h	1	\$1.052,64	\$1.052,64
Subtotal Mano de Obra			\$	\$2.660,16

TOTAL COSTO - COSTO

\$ 32.660,16

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
-------------	--------	----------	-----------------	--------------

EQUIPOS Y MAQUINAS

				0
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	0

TOTAL COSTOS ACCESORIOS

\$ 0,00

TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)

\$ 32.660,16

GASTOS GENERALES DE OBRA sobre	13,00%	\$	\$4.245,82
--------------------------------	--------	----	------------

GASTOS GENERALES DE EMPRESA sc	6%	\$	\$1.959,61
--------------------------------	----	----	------------

GASTOS FINANCIEROS sobre costos dir	5%	\$	\$1.633,01
-------------------------------------	----	----	------------

TOTAL COSTOS INDIRECTOS

\$ 7.838,44

TOTAL COSTOS DE OBRA

\$40.498,60

BENEFICIOS sobre costos de obra	12,00%		\$4.859,83
---------------------------------	--------	--	------------

INGRESO CALCULADO

\$45.358,43

GASTOS FISCALES, IMPUESTOS sobre	21%		\$9.525,27
----------------------------------	-----	--	------------

PRECIO DE VENTA

\$54.883,70

ÍTEM: RIOSTRAS

UNIDAD DE MEDIDA: kg 1

Referencia

PARED DE 20 CM

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
-------------	--------	----------	-----------------	--------------

MATERIALES

Tubo Cuadrado 120x120x8			\$262,48	\$0
Tubo Cuadrado 100x100x3,2			\$387,54	\$0
PROMEDIO=	kg	1,10	\$325,01	\$358
Subtotal Materiales			\$	\$358

MANO DE OBRA

Oficial Especializado	h	0,05	\$1.607,52	\$80,38
Oficial	h	0,2	\$1.303,56	\$260,71
Ayudante	h	0,3	\$1.052,64	\$315,79
Subtotal Mano de Obra			\$	\$656,88

TOTAL COSTO - COSTO

			\$	\$1.014,39
--	--	--	----	------------

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
-------------	--------	----------	-----------------	--------------

EQUIPOS Y MAQUINAS

Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	0

TOTAL COSTOS ACCESORIOS

			\$	\$0,00
--	--	--	----	--------

TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)

			\$	\$1.014,39
--	--	--	----	------------

GASTOS GENERALES DE OBRA sobre	13,00%	\$	\$131,87
--------------------------------	--------	----	----------

GASTOS GENERALES DE EMPRESA sobre	6%	\$	\$60,86
-----------------------------------	----	----	---------

GASTOS FINANCIEROS sobre costos dir	5%	\$	\$50,72
-------------------------------------	----	----	---------

TOTAL COSTOS INDIRECTOS

			\$	\$243,45
--	--	--	----	----------

TOTAL COSTOS DE OBRA

				\$1.257,85
--	--	--	--	------------

BENEFICIOS sobre costos de obra	12,00%		\$150,94
---------------------------------	--------	--	----------

INGRESO CALCULADO

				\$1.408,79
--	--	--	--	------------

GASTOS FISCALES, IMPUESTOS sobre	21%		\$295,85
----------------------------------	-----	--	----------

PRECIO DE VENTA

				\$1.704,64
--	--	--	--	------------

ÍTEM: TABIQUE DE YESO DOBLE

UNIDAD DE MEDII m2 1

Referencia muro de 0,1 m de espesor

PARED DE 10 CM

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
-------------	--------	----------	-----------------	--------------

MATERIALES

Placa de yeso 12,5	unidad	0,73	\$2.100,00	\$1.533
Solera 70mm x 2,6	unidad	0,380	\$800,00	\$304
Montan. 70mmx2,6	unidad	0,96	\$900,00	\$864
Tornillos T1 con me	bolsa de 1000u	0,01	\$3.000,00	\$24
Tornillos T2 aguja e	bolsa de 1000u	0,03	\$2.500,00	\$65
Cinta durlock en ro	Rollo	0,02	\$1.700,00	\$34
Masilla durlock (32	Tarro 32kg	0,06	\$6.000,00	\$336
Fijaciones ø 8 (Car	bolsa de 100u	0,04	\$600,00	\$21
LANA DE VIDRIO f	m2	1	\$611,11	\$611

Subtotal Materiales \$ 3.792

MANO DE OBRA

Oficial	h	1,45	\$1.303,56	\$1.890,16
Ayudante	h	1,00	\$1.052,64	\$1.052,64

Subtotal Mano de Obra \$ 2.942,80

TOTAL COSTO - COSTO \$ 6.735

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
-------------	--------	----------	-----------------	--------------

EQUIPOS Y MAQUINAS

Hormigonera 130l	\$/h	0,015	\$25,00	\$0,38
------------------	------	-------	---------	--------

Subtotal Equipos y Maquinarias \$ 0,38

TOTAL COSTOS ACCESORIOS \$ 0,38

TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA) \$ 6.735,29

GASTOS GENERALES DE OBRA s 13,00% \$ 875,59

GASTOS GENERALES DE EMPRE 6% \$ 404,12

GASTOS FINANCIEROS sobre cost 5% \$ 336,76

TOTAL COSTOS INDIRECTOS \$ 1.616,47

TOTAL COSTOS DE OBRA \$8.351,76

BENEFICIOS sobre costos de obra 12,00% \$1.002,21

INGRESO CALCULADO \$9.353,97

GASTOS FISCALES, IMPUESTOS : 21% \$1.964,33

PRECIO DE VENTA \$11.318,30

ÍTEM: VIDRIO

UNIDAD DE MEDII m2 1

Referencia muro de 0,07 m de espesor

PARED DE 10 CM

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
-------------	--------	----------	-----------------	--------------

MATERIALES

Vidrio doble	m2	1	\$16.200,00	\$16.200
Masilla para vidrio	kg	0,3	\$800,00	\$240
Subtotal Materiales			\$	\$16.440

MANO DE OBRA

Oficial	h	0,20	\$1.303,56	\$260,71
Ayudante	h	1,10	\$1.052,64	\$1.157,90
Subtotal Mano de Obra			\$	\$1.418,62

TOTAL COSTO - COSTO \$ **\$17.859**

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
-------------	--------	----------	-----------------	--------------

EQUIPOS Y MAQUINAS

Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	0
--------------------------------	--	--	----	---

TOTAL COSTOS ACCESORIOS \$ **0****TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)** \$ **\$17.859**

GASTOS GENERALES DE OBRA s	13,00%	\$	\$2.321,62
----------------------------	--------	----	------------

GASTOS GENERALES DE EMPRE	6%	\$	\$1.071,52
---------------------------	----	----	------------

GASTOS FINANCIEROS sobre cost	5%	\$	\$892,93
-------------------------------	----	----	----------

TOTAL COSTOS INDIRECTOS \$ **\$4.286,07****TOTAL COSTOS DE OBRA** **\$22.144,68**

BENEFICIOS sobre costos de obra	12,00%		\$2.657,36
---------------------------------	--------	--	------------

INGRESO CALCULADO **\$24.802,05**

GASTOS FISCALES, IMPUESTOS :	21%		\$5.208,43
------------------------------	-----	--	------------

PRECIO DE VENTA **\$30.010,48**

ÍTEM: CIELORRASO

UNIDAD DE MEDIDA: m2 1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
		Rendimiento		
Placa durlock 9,5mm	(2,88 m2)	0,36	\$2.100,00	\$756
Solera 35mm	(2,6m.)	0,56	\$550,00	\$308
Montante de 34mm	(2,6m.)	0,50	\$750,00	\$375
Tornillos T1	(Cant 100)	0,08	\$3.000,00	\$240
Tornillos T2	(Cant 100)	0,14	\$2.500,00	\$350
Cinta durlock	(152m.)	0,04	\$1.700,00	\$68
Masilla durlock	(32Kg.)	0,03	\$6.000,00	\$169
Fijaciones ø 8	(Cant. 100)	0,06	\$600,00	\$36
Subtotal Materiales			\$	\$2.302
MANO DE OBRA				
Oficial	h	0,3	\$1.303,56	\$391,07
Ayudante	h	0,6	\$1.052,64	\$631,58
Subtotal Mano de Obra			\$	\$631,58
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$2.933,33
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
				\$0,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$2.933,33
GASTOS GENERALES DE OBRA sobr		13,00%	\$	\$381,33
GASTOS GENERALES DE EMPRESA		6%	\$	\$176,00
GASTOS FINANCIEROS sobre costos		5%	\$	\$146,67
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$704,00
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$3.637,33
BENEFICIOS sobre costos de obra		12,00%		\$436,48
INGRESO CALCULADO				\$4.073,81
GASTOS FISCALES, IMPUESTOS sob		21%		\$855,50
PRECIO DE VENTA				\$4.929,32

ÍTEM: CONTRAPISO

UNIDAD DE ME m2 1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Cemento	kg	24,00	\$31,40	\$754
Cal	kg	6,20	\$27,27	\$169
Arena Gruesa	m3	0,05	\$2.479,34	\$124
Malla fi 6 c/15cm	m2	1,00	\$1.074	\$1.074
Subtotal Materiales			\$	\$2.121
MANO DE OBRA				
Oficial		0,65	\$1.303,56	\$847,31
Ayudante		0,8	\$1.052,64	\$842,11
Subtotal mano de obra			\$	\$1.689,43
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$3.810,58
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Hormigonera 13	\$/h	0,254	\$60,00	\$15,23
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$15,23
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$15,23
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$3.825,81
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$497,36
GASTOS GENERALES DE EMPI		6%	\$	\$229,55
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$191,29
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$918,20
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$4.744,01
BENEFICIOS sobre costos de obi		12,00%		\$569,28
INGRESO CALCULADO				\$5.313,29
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$1.115,79
PRECIO DE VENTA				\$6.429,08

ÍTEM: LOSA

UNIDAD DE ME m2 1 Losa de H°A°

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Malla fi 6	m2	1,00	\$1.074	\$1.074
Cemento	kg	24,00	\$31,40	\$754
Arena Gruesa	m3	0,05	\$2.479,34	\$124
Ripio	m3	0,04	\$4.132	\$155
Subtotal Materiales			\$	\$2.107
MANO DE OBRA				
Oficial		0,6	\$1.303,56	\$782,14
Ayudante		0,8	\$1.052,64	\$842,11
Subtotal mano de obra			\$	\$1.624,25
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$3.731,27
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Hormigonera 13	\$/h	0,127	\$60,00	\$7,62
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$7,62
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$7,62
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$3.738,89
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$486,06
GASTOS GENERALES DE EMPI		6%	\$	\$224,33
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$186,94
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$897,33
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$4.636,22
BENEFICIOS sobre costos de ob/		12,00%		\$556,35
INGRESO CALCULADO				\$5.192,57
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$1.090,44
PRECIO DE VENTA				\$6.283,01

ÍTEM: ENTABLONADO

UNIDAD DE ME m2 1 Losa de H°A°

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Machimbre	m2	1,00	\$900	\$900
Subtotal Materiales			\$	\$900
MANO DE OBRA				
Oficial		0,3	\$1.303,56	\$391,07
Ayudante		0,3	\$1.052,64	\$315,79
Subtotal mano de obra			\$	\$706,86
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$1.606,86
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
				\$0,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$1.606,86
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$208,89
GASTOS GENERALES DE EMPI		6%	\$	\$96,41
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$80,34
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$385,65
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$1.992,51
BENEFICIOS sobre costos de obi		12,00%		\$239,10
INGRESO CALCULADO				\$2.231,61
GASTOS FISCALES, IMPUESTC		21%		\$468,64
PRECIO DE VENTA				\$2.700,24

ÍTEM: CUBIERTA ACCESIBLE

UNIDAD DE ME	m2	1		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Aislación				
Aislacion Hidrau	m2	1,20	\$744	\$893
Pintura de Impr	kg	0,4	\$826	\$331
Contrapiso 12cm	m3	0,12		
Cemento	kg	24	\$31,40	\$753,72
Arena Gruesa	m3	0,06	\$2.479,34	\$148,76
Ripio	m3	0,084	\$4.132	\$347,11
Carpeta de asier	m3	0,03		
Cemento	kg	7,65	\$31,40	\$240,25
Cal	kg	3,39	\$27,27	\$92,45
Arena gruesa	m3	0,033	\$2.479,34	\$81,82
Porcelanatos	m2	1,05	\$4.132,23	\$4.338,84
Subtotal Materiales			\$	7226,09
MANO DE OBRA				
Oficial		0,6	\$1.303,56	\$782,14
Ayudante		0,8	\$1.052,64	\$842,11
Oficial		1,45	\$1.303,56	\$1.890,16
Ayudante		2	\$1.052,64	\$2.105,28
Subtotal mano de obra			\$	\$5.619,69
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$12.845,78
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	PRECIO
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Hormigonera 13	\$/h	0,20	\$60,00	\$12,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$12,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$12,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$12.857,78
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$1.671,51
GASTOS GENERALES DE EMPF		6%	\$	\$771,47
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$642,89
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$3.085,87
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$15.943,65
BENEFICIOS sobre costos de obl		12,00%		\$1.913,24
INGRESO CALCULADO				\$17.856,89
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$3.749,95
PRECIO DE VENTA				\$21.606,83

ÍTEM: CUBIERTA INACCESIBLE

UNIDAD DE ME m2 1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Aislación				
Aislacion Hidrau	m2	1,20	\$744	\$893
Pintura de Imprim	kg	0,4	\$826	\$331
Contrapiso 12cm	m3	0,12		
Cemento	kg	24	\$31,40	\$753,72
Arena Gruesa	m3	0,06	\$2.479,34	\$148,76
Ripio	m3	0,084	\$4.132	\$347,11
Subtotal Materiales			\$	2472,727273
MANO DE OBRA				
Oficial		0,6	\$1.303,56	\$782,14
Ayudante		0,8	\$1.052,64	\$842,11
Oficial		1,25	\$1.303,56	\$1.629,45
Ayudante		0,68	\$1.052,64	\$715,80
Subtotal mano de obra			\$	\$3.969,49
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$6.442,22
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Hormigonera 13	\$/h	0,30	\$60,00	\$18,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$18,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$18,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$6.460,22
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$839,83
GASTOS GENERALES DE EMPI		6%	\$	\$387,61
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$323,01
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$1.550,45
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$8.010,67
BENEFICIOS sobre costos de ob		12,00%		\$961,28
INGRESO CALCULADO				\$8.971,95
GASTOS FISCALES, IMPUESTC		21%		\$1.884,11
PRECIO DE VENTA				\$10.856,06

ÍTEM: PISOS Y ZÓCALOS

UNIDAD DE ME	m2	1	0,03 m3 mortero/m2 piso	
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Carpeta de asier	m3	0,03		
Cemento	kg	7,65	\$31,40	\$240,25
Cal	kg	3,39	\$27,27	\$92,45
Arena gruesa	m3	0,033	\$2.479,34	\$81,82
Porcelanatos	m2	1,05	\$4.132,23	\$4.338,84
Pegamento	kg	3,00	\$68,87	\$206,61
Pastina	kg	0,2	\$247,93	\$49,59
Subtotal Materiales			\$	5009,56
MANO DE OBRA				
Oficial		1	\$1.303,56	\$1.303,56
Ayudante		0,65	\$1.052,64	\$684,22
Subtotal mano de obra			\$	\$1.987,78
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$6.997,34
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
Hormigonera 13	\$/h	0,03	\$60,00	\$1,80
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$1,80
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$1,80
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$6.999,14
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$909,89
GASTOS GENERALES DE EMPf		6%	\$	\$419,95
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$349,96
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$1.679,79
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$8.678,93
BENEFICIOS sobre costos de obi		12,00%		\$1.041,47
INGRESO CALCULADO				\$9.720,40
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$2.041,28
PRECIO DE VENTA				\$11.761,69

ÍTEM: BARANDAS

UNIDAD DE MEDIDA: m

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Barandas	m	1,00	\$1.000	\$1.000
Subtotal Materiales			\$	1000,00
MANO DE OBRA				
Oficial	h	0,1	\$1.303,56	\$130,36
Ayudante	h	0,1	\$1.052,64	\$105,26
Subtotal mano de obra			\$	\$235,62
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$1.235,62
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
				\$0,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$1.235,62
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$160,63
GASTOS GENERALES DE EMPI		6%	\$	\$74,14
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$61,78
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$296,55
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$1.532,17
BENEFICIOS sobre costos de obi		12,00%		\$183,86
INGRESO CALCULADO				\$1.716,03
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$360,37
PRECIO DE VENTA				\$2.076,40

ÍTEM: BAÑOS EC

UNIDAD DE MEDIDA:

UNIDAD

1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Mingitorio	u	2	\$16.528,93	\$33.057,85
Inodoro	u	5	\$14.876,03	\$74.380,17
Lavabo	u	5	\$12.396,69	\$61.983,47
Inodoro Discapa	u	1	\$33.057,85	\$33.057,85
Lavabo Discapa	u	1	\$24.793,39	\$24.793,39
Accesorios	u	14,00	\$2.000,00	\$28.000,00
Subtotal Materiales			\$	255272,73
MANO DE OBRA				
Oficial Especializado		0,2	\$1.607,52	\$321,50
Oficial		6,7	\$1.303,56	\$8.733,85
Ayudante		5,9	\$1.052,64	\$6.210,58
Subtotal mano de obra			\$	\$14.944,43
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$270.217,16
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
				\$0,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$270.217,16
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$35.128,23
GASTOS GENERALES DE EMP/		6%	\$	\$16.213,03
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$13.510,86
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$64.852,12
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$335.069,27
BENEFICIOS sobre costos de obi		12,00%		\$40.208,31
INGRESO CALCULADO				\$375.277,59
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$78.808,29
PRECIO DE VENTA				\$454.085,88

ÍTEM: BAÑOS BD

UNIDAD DE MEDIDA:

UNIDAD

1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Bidet	u	1	\$20.661,16	\$20.661,16
Inodoro	u	1	\$14.876,03	\$14.876,03
Lavabo	u	1	\$12.396,69	\$12.396,69
Bañadera	u	1	\$33.057,85	\$33.057,85
Accesorios	u	4,00	\$2.000,00	\$8.000,00
Subtotal Materiales			\$	88991,74
MANO DE OBRA				
Oficial Especializado		0,2	\$1.607,52	\$321,50
Oficial		3,2	\$1.303,56	\$4.171,39
Ayudante		3,2	\$1.052,64	\$3.368,45
Subtotal mano de obra			\$	\$7.539,84
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$96.531,58
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
				\$0,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$96.531,58
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$12.549,10
GASTOS GENERALES DE EMP/		6%	\$	\$5.791,89
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$4.826,58
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$23.167,58
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$119.699,15
BENEFICIOS sobre costos de obi		12,00%		\$14.363,90
INGRESO CALCULADO				\$134.063,05
GASTOS FISCALES, IMPUESTC		21%		\$28.153,24
PRECIO DE VENTA				\$162.216,29

ÍTEM: TANQUES

UNIDAD DE MEDIDA:

UNIDAD

1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Tanque	u	1	\$107.438,02	\$107.438,02
Accesorios	u	1,00	\$8.917,36	\$8.917,36
Subtotal Materiales			\$	116355,37
MANO DE OBRA				
Oficial Especializado		0	\$1.607,52	\$0,00
Oficial		3	\$1.303,56	\$3.910,68
Ayudante		3	\$1.052,64	\$3.157,92
Subtotal mano de obra			\$	\$7.068,60
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$123.423,97
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
				\$0,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$123.423,97
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$16.045,12
GASTOS GENERALES DE EMPI		6%	\$	\$7.405,44
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$6.171,20
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$29.621,75
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$153.045,73
BENEFICIOS sobre costos de ob/		12,00%		\$18.365,49
INGRESO CALCULADO				\$171.411,21
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$35.996,35
PRECIO DE VENTA				\$207.407,57

ÍTEM: VENTANAS

UNIDAD DE MEDIDA:

UNIDAD

1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Ventanas	m2	1	\$20.000,00	\$20.000,00
Subtotal Materiales			\$	20000,00
MANO DE OBRA				
Oficial Especializado		0	\$1.607,52	\$0,00
Oficial		2,5	\$1.303,56	\$3.258,90
Ayudante		2,5	\$1.052,64	\$2.631,60
Subtotal mano de obra			\$	\$5.890,50
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$25.890,50
EQUIPOS Y MAQUINAS				
				\$0,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$25.890,50
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$3.365,77
GASTOS GENERALES DE EMPI		6%	\$	\$1.553,43
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$1.294,53
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$6.213,72
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$32.104,22
BENEFICIOS sobre costos de obi		12,00%		\$3.852,51
INGRESO CALCULADO				\$35.956,73
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$7.550,91
PRECIO DE VENTA				\$43.507,64

ÍTEM: PUERTAS

UNIDAD DE MEDIDA:			UNIDAD	1
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
MATERIALES				
Puertas	m2	1	\$60.000,00	\$60.000,00
Subtotal Materiales			\$	60000,00
MANO DE OBRA				
Oficial Especializado		0	\$1.607,52	\$0,00
Oficial		2,5	\$1.303,56	\$3.258,90
Ayudante		2,5	\$1.052,64	\$2.631,60
Subtotal mano de obra			\$	\$5.890,50
TOTAL COSTO - COSTO			\$	\$65.890,50
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
EQUIPOS Y MAQUINAS				
				\$0,00
Subtotal Equipos y Maquinarias			\$	\$0,00
TOTAL COSTOS ACCESORIOS				\$0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS (CC + CA)				\$65.890,50
GASTOS GENERALES DE OBR/		13,00%	\$	\$8.565,77
GASTOS GENERALES DE EMPI		6%	\$	\$3.953,43
GASTOS FINANCIEROS sobre c		5%	\$	\$3.294,53
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			\$	\$15.813,72
TOTAL COSTOS DE OBRA				\$81.704,22
BENEFICIOS sobre costos de obi		12,00%		\$9.804,51
INGRESO CALCULADO				\$91.508,73
GASTOS FISCALES, IMPUESTO		21%		\$19.216,83
PRECIO DE VENTA				\$110.725,56