



**UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL NORDESTE**

TRABAJO FINAL

Estudio de Viabilidad Tecnológica,
Económica y Constructiva de un
Edificio en Altura con Estructura
Metálica

Autores:

Facundo Farías

Juan Sebastián Radici

Tutor: Ing. Ricardo Barrios D'ambra

Introducción

En el presente trabajo final se aborda el análisis de viabilidad técnica-constructiva y económica de una torre de trece plantas destinada a departamentos ubicada en la ciudad de Resistencia Chaco, en el cual se compararán dos métodos constructivos, el primero denominado método tradicional o de vía húmeda, es decir, con estructura de hormigón armado. Y el segundo, método con estructura mixta, es decir, acero y hormigón.

El análisis partirá de la base de un proyecto finalizado el cual se materializó mediante el método constructivo tradicional. Sobre el mismo se respetará el diseño arquitectónico proponiendo un cambio en el tipo de cerramiento utilizado y su resolución estructural con estructura mixta.

En primera instancia se abordó el diseño y calculo estructural, contemplando las distintas opciones disponibles en el mercado regional, y teniendo en cuenta la mano de obra local presente.

Por otra parte, se realizó un detallado cómputo métrico de ambas estructuras y elementos de cerramientos para su posterior valuación monetaria.

OBJETIVOS:

- Dimensionamiento de estructura metálica adaptada a edificio construido con hormigón armado.

Determinar:

- Costo de inversión inicial de cada método constructivo.
- Incidencia de materiales y mano de obra.
- Peso total de ambas estructuras.
- Tensión transmitida al terreno.
- Volumen y cantidad de materiales consumidos.

Índice

Parte 1: Evaluación Técnica-Constructiva:	5
Planteamiento Estructural y de Cerramientos.....	5
Memoria de Cálculo.....	6
Descripción Sistema Estructural.....	7
Justificación del sistema Steel Deck.....	9
Análisis de Cargas	13
Dimensionamiento de Losas.....	15
Verificación del Tabique	19
Dimensionamiento de las Vigas	29
Cálculo de solicitaciones sobre Pórticos	35
Dimensionamiento de Columnas.....	38
Dimensionamiento de Fundaciones.....	42
Escalera.....	56
Diseño de Uniones.....	59
Proceso constructivo:	69
Análisis Comparativo- Aspectos Técnicos	71
Parte 2-Evaluación Económica:.....	74
Cómputo y Presupuesto de Estructura Hormigón Armado	74
Computo de Estructura y Cerramientos	74
Análisis de Costos de Estructura y Cerramientos.....	77
Gastos Generales	84
Presupuesto Final.....	85
Cómputo y Presupuesto de Estructura Metálica	86
Computo de Estructura y Cerramientos	86
Análisis de Costos de Estructura y Cerramientos.....	89
Gastos Generales	96
Presupuesto Final.....	99
Análisis Comparativo Financiero	101
Conclusiones.....	105
Bibliografía.....	107

Parte 1: Evaluación Técnica-Constructiva:

Planteamiento Estructural y de Cerramientos

Para la resolución estructural se analizaron varias propuestas en función de los productos disponibles en el mercado como ser, para losas, Placas Alveolares y Steel Deck, optando por esta última debido a su practicidad en montaje y mayor versatilidad, ya que presenta gran facilidad para su adaptación a cualquier tipo de forma requerida en obra, o situación que se pueda presentar. Las placas alveolares no presentan las ventajas descriptas para el Steel Deck.

Respecto de la estructura, las propuestas disponibles en el mercado fueron, utilización de perfiles laminados en caliente de producción en serie, perfiles de alma llena fabricados en taller y elementos reticulados. Se optó por la utilización de perfiles laminados en caliente debido a que por las características de la estructura, no se requirió secciones de grandes dimensiones, pudiendo resolverse sin mayor inconveniente con lo disponible en el mercado.

Para el tabique, se evaluó dos posibles resoluciones, siendo la primera mediante marco metálico rigidizado con arriostramiento transversales tipo cruces de San Andrés. Y la segunda, con tabique de hormigón armado. Se optó por esta última debido a la complejidad de realizar el análisis de indesplazabilidad estructural ya que al amoldarnos al diseño arquitectónico original se presentó gran complejidad para la ubicación de arriostramiento en la fachada y/o pórticos internos que verifiquen dicha condición.

Respecto de los cerramientos, se analizó la resolución mediante Ladrillos Huecos, Retack, y paneles térmicos autoportantes tipo sándwich, adoptando estos últimos por las grandes ventajas térmicas, menor peso, versatilidad y por sobre todo, el tiempo que requieren para su montaje.

Memoria de Cálculo

En la presente memoria se realiza el dimensionamiento de los elementos que conforman la estructura propuesta para el edificio “El Jauel” ubicado en la ciudad de Resistencia.

Las propiedades de los materiales considerados en el cálculo son:

- Hormigón estructural H-25 ($f'_c=25$ MPa)
- Acero en barras para hormigón: ADN-420 ($f_y=420$ MPa)
- Perfiles laminados en caliente de acero tipo F-24 ($f_y=235$ MPa)
- Chapa plegada en frío de acero tipo F-25
- Acero en barras lisas: AL220.

En cuanto a los lineamientos de cálculo se ha considerado el cuerpo de Reglamentos CIRSOC, en particular: – [1] CIRSOC 101: 2005 Cargas permanentes y sobrecargas – [2] CIRSOC 102: 2005 Acción del viento – [3] CIRSOC 201: 2005 Estructuras de hormigón - [4] CIRSOC 301: 2005 Estructuras Metálicas -[5] CIRSOC 303: 2005 Chapa plegada en frío.

Descripción Sistema Estructural

El sistema estructural consiste en una combinación de pórticos metálicos (formados por perfiles laminados en caliente) y un núcleo central de hormigón armado. Los entrepisos están formados por losas de tipo Steel Deck o también llamado “Placa colaborante”. Este sistema estructural se conoce como “Estructura Mixta”.

El sistema Steel Deck es un tipo de losa denominada compuesta, ya que está formada por dos materiales distintos. Consiste primero en una chapa plegada en frío que actúa como armadura de tracción para losas simplemente apoyadas sometidas a cargas gravitatorias y luego se agrega una capa de hormigón que tiene la función de actuar como capa de compresión. Juntos forman una losa compuesta que es capaz de soportar grandes cargas de uso para luces moderadas de hasta aproximadamente 4 a 5 metros.

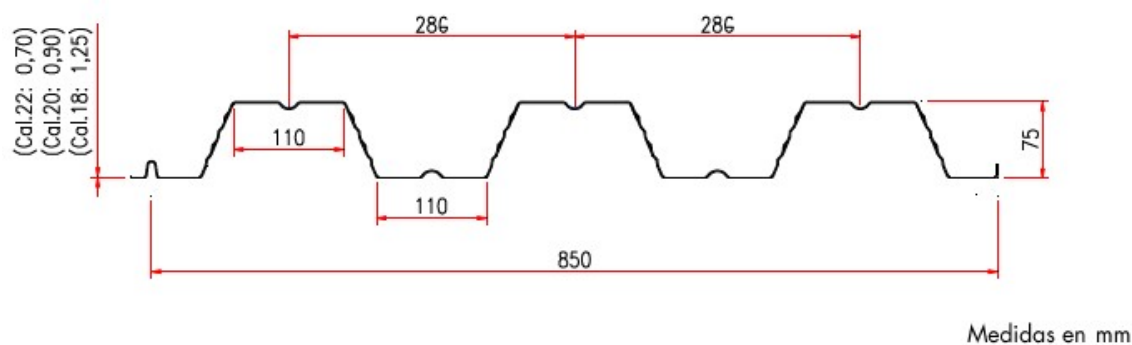


GRÁFICO 1: SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA CHAPA DE ACERO.

Fig 1.1 Sección Transversal de la chapa de acero

La chapa de acero estructural es calidad ZAR 250, con una tensión de fluencia mínima de 250MPa (ASTM A-653 –Gr. 37); galvanizada Z-275 (G-90) y de espesor variable según el calibre. El diseño geométrico de la placa (ver grafico 1) está constituido por 3 nervios en forma de trapecios en un ancho útil de 850mm, y una altura de nervios igual a 75mm (3”).

Calibre	Espesor	Peso	A_s	I_{xef}	S_{xef+}	S_{xef-}
#	mm	kg/m ²	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m
18	1.25	13.4	17.1	167.0	43.8	43.8
20	0.90	9.7	12.3	117.2	30.1	31.7
22	0.70	7.5	9.6	85.8	21.4	24.1

TABLA 1: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIN HORMIGÓN.

Tabla 1.1 Propiedades de la sección sin Hormigón

La tabla 1.1 muestra las propiedades de la sección de acero sin hormigón, en donde las propiedades efectivas de la sección se han calculado de acuerdo al Reglamento CIRSOC 303/2009. Las propiedades efectivas presentadas en la tabla se han utilizado para el cálculo de la chapa como encofrado, mientras que para el diseño de la placa colaborante se ha considerado, conforme a la norma, la sección bruta de acero (área sin reducir).

El sistema de fundaciones adoptado es de tipo fundaciones indirectas, con pilotes excavados y cabezales de hormigón armado. Los cabezales estarán a su vez unidos por vigas de fundación o de atado también de hormigón armado.

Para las losas de los balcones se le agrego una armadura de cálculo en la parte superior esto se debió a que la chapa plegada en frio cumple la función de armadura para tracción solo en el caso de losas simplemente apoyadas, mientras que los balcones consisten en losas en voladizo y requieren tener armadura superior, es necesario aclarar que la armadura mínima de repartición que se coloca en la losa no resulta ser suficiente para cubrir estos esfuerzo de la losa en voladizo. El fabricante del sistema Steel Deck aclaro que esta armadura debe ser calculada siguiendo los principios del cálculo del Hormigón Armado.

Para las losas de estacionamiento se siguieron la serie de recomendaciones que brindo el fabricante del sistema SD, que consiste considerar a las losas como continuas para disponer de armadura de flexión negativa sobre los apoyos y además debe proporcionarse refuerzo adicionales al recomendado en el manual técnico para minimizar el agrietamiento producido por problemas de retracción de flujo plástico, cambios de temperatura, y para garantizar una mejor distribución de las cargas concentradas.

Justificación del sistema Steel Deck

Dimensionamiento según tablas de catalogo

Para el dimensionamiento de la losa se procedió a utilizar las tablas del catálogo comercial brindadas por el fabricante ALCOR S.A. El procedimiento de diseño sugerido por el mismo fue el siguiente:

1. Dependiendo de la sobrecarga de uso se debe determinar el espesor de hormigón requerido, según las capacidades detalladas en el Punto 2. (Tabla N°2 sin conectores de corte)
2. Conocido el espesor total se debe verificar la necesidad de colocar apuntalamientos temporales según lo indicado en el Punto 1.

Para nuestro caso el procedimiento fue el siguiente:

1. La máxima sobrecarga admisible se encuentra en la planta de terraza siendo igual a 572kg/m² y la máxima luz de losas igual a 3 metros. Con estos datos ingresamos a la tabla N°2 SIN CONECTORES y encontramos que para una losa con capa de H° sobre cresta igual a 5.5cm y una chapa de calibre 20 (0.90mm) que dan un espesor total de losa de 13 cm, la sobrecarga Admisible es igual a 689 kg/m². Por lo cual nos encontramos en buenas condiciones y adoptamos finalmente placa de calibre #20 (0.90mm) y una capa de hormigón de 5.5 cm de espesor sobre cresta. El paquete completo de la losa tiene un espesor de 13 cm. Con un peso propio de 222.7 kg/m².

CALIBRE 20 - Esp. chapa=0.90mm y ZAR250 (Fy=36ksi)																
Espesor total losa	Espesor de H°	Carga uniformemente distribuida, kN / m ²														
		1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80
125 mm	50 mm	20.00	20.00	20.00	19.37	15.75	13.12	11.15	9.62	8.41	7.44	6.45	5.48	4.68	4.00	3.43
130 mm	55 mm	20.00	20.00	20.00	20.00	16.65	13.87	11.78	10.17	8.89	7.86	6.89	5.86	5.00	4.28	3.67
135 mm	60 mm	20.00	20.00	20.00	20.00	17.55	14.62	12.42	10.72	9.37	8.29	7.34	6.24	5.33	4.56	3.91

Tabla 2.1 Máximas sobrecargas admisibles.

2. Longitudes máximas sin apuntalamiento para losas simplemente apoyadas, continuas y en voladizo.

Ingresando a la tabla N°1 con las siguientes consideraciones podemos conocer la longitud máxima sin apuntalamiento temporal. Para una viga simplemente apoyada con espesor de H° sobre cresta de 5.5cm, placa calibre 20 y espesor total igual a 13cm, la longitud máxima sin apuntalamiento es igual a 2.78 metros. Esto quiere decir que para cualquier losa con una luz mayor a 2.78 metros se requerirá colocar apuntalamientos temporales equidistantes en cada tramos verificando no excedes esta distancia máxima, mientras que para aquellas losas cuya luz se menor a 2.78 metros no se requerirá colocar ningún tipo de apuntalamiento temporal.

En el diseño estructural adoptado se busco que las placas, esto es la chapa actuando como encofrado en estado de montaje funcione como una viga de 2 tramos como minino, de esta manera extendemos la longitud máxima sin apuntalamiento de 2.78

metros hasta 3.40 metros, lo cual nos permitiría no utilizar ningún tipo de apuntalamiento temporal en el montaje de la estructura. Mientras que para el caso de las losas en voladizo se deberá utilizar apuntalamiento temporarios para luces mayores a 1.16 metros.

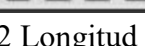
Tabla N° 1						
Longitud máxima sin apuntalamiento (m)						
Espesor de placa	Tramos de apoyo	Hormigón sobre cresta (mm)				
		Esp. Total de losa (mm)				
		50	55	80	100	120
		125	130	155	175	195
cal. 22 (0,7mm)	Simple 	2,32	2,27	2,06	1,94	1,83
	Doble 	2,90	2,84	2,55	2,27	2,05
	Triple 	2,99	2,93	2,67	2,51	2,33
cal. 20 (0,9mm)	Simple 	2,84	2,78	2,52	2,36	2,23
	Doble 	3,46	3,40	3,11	2,92	2,77
	Triple 	3,58	3,51	3,21	3,02	2,86
cal. 18 (1,25mm)	Simple 	3,52	3,44	3,11	2,91	2,74
	Doble 	4,18	4,10	3,76	3,54	3,36
	Triple 	4,20	4,16	3,88	3,66	3,47

Tabla 2.2 Longitud máxima sin apuntalar.

Calibre	Tramos	Hormigón sobre cresta								
		5 cm	5,5 cm	6 cm	6,5 cm	7 cm	7,5 cm	8 cm	8,5 cm	9 cm
22	1	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.84	0.83	0.81
20	1	1.18	1.16	1.14	1.12	1.10	1.08	1.07	1.05	1.04
18	1	1.51	1.48	1.46	1.43	1.41	1.38	1.36	1.34	1.32

Tabla 2.3 Longitud máxima de voladizo sin apuntalamiento.

Verificación de luces sin apuntalar admisibles

Para esta verificación se propusieron dos casos de cargas, en ambos se consideró el peso propio del Hormigón y, para el primer caso, una sobrecarga de $100 \frac{kg}{m^2}$, y para el segundo, una carga puntual centrada en medio de la luz, con un valor de 2 KN. También se evaluaron 2 condiciones de apoyo distintas, en la primera se considero la placa actuando como simplemente apoyada y la otra condición fue actuando como continua de 2 tramos. El límite de deflexión de la chapa actuando como encofrado según el fabricante es L/180 o 19mm, el que resulte menor.

Condición de apoyo: Simplemente apoyada L=2.78m

$$\frac{L}{180} = \frac{2780}{180} = 15.4mm$$

Estado 1 (Pp + carga distribuida) máxima deflexión: $12.34mm \leq 15.4mm \rightarrow B.C$

Estado 2 (Pp + carga puntual) máxima deflexión: $12.83 \text{ mm} \leq 15.4 \text{ mm} \rightarrow \text{B.C}$

Condición de apoyo: Continúa de 2 tramos $L=3.40 \text{ m}$

$$\frac{L}{180} = \frac{3400}{180} = 18.9 \text{ mm}$$

Estado 1 (Pp + carga distribuida) máxima deflexión: $11.5 \text{ mm} \leq 18.9 \text{ mm} \rightarrow \text{B.C}$

Estado 2 (Pp + carga puntual) máxima deflexión: $11.4 \text{ mm} \leq 18.9 \text{ mm} \rightarrow \text{B.C}$

Con lo cual queda verificada la validez de las luces sin apuntalar máximas propuestas por el fabricante.

Verificación de la sobrecarga admisible

Resistencia de adherencia al cortante (Shear bond).

Para esta verificación nos basamos en la información obtenida por el fabricante, para la cual se realizaron ensayos de laboratorio. Dicho ensayo se realizó según los lineamientos de la norma SDI-T-CD 2011. La resistencia de diseño última al corte por deslizamiento de la placa se determina como:

$$V_r = \phi_v \cdot V_t$$

Y de acuerdo a la ecuación A3-2 de la norma SDI-C-2011, el corte resistente de diseño lo igualamos al corte último para la combinación de cargas mayoradas críticas para poder obtener la máxima sobrecarga admisible por shear bond.

Determinación de la resistencia nominal al corte por deslizamiento

$$V_t = b \cdot d \cdot \left(k_5 \cdot \left(\frac{1}{L'i} \right) + k_6 \right) = 1000 \times 93 \times \left(115.8 \times \left(\frac{1}{750} \right) + 0.088 \right) = 22543.2 \text{ N}$$

Siendo:

V_t : Resistencia nominal al corte por deslizamiento, por unidad de ancho de losa [N]

b: ancho unitario de la sección comprimida de hormigón, igual a 1000mm

d: altura efectiva de la losa, que es la distancia medida desde la fibra superior de la losa compuesta al baricentro de la sección de acero [mm]

k_5, k_6 : Coeficiente de corte, obtenidos a partir de un análisis de regresión lineal del resultado de cada calibre individual ensayado.

$L'i$: Luz de corte, para el caso de cargas distribuidas superficialmente se adopta una luz de corte igual al cuarto de la luz libre entre apoyos, $L'i = L_i/4$ [mm]

Despejando y resolviendo la ecuación:

$$W_{adm. sb} = \frac{\phi_v V_t \times 2}{1.6 \times L_i} = \frac{0.75 \times 22543.2 \times 2}{1.6 \times 3} = 7044.75 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 704.47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Obtuvimos la sobrecarga máxima para nuestra situación, la cual arrojó un valor de $Vt = 704,47 \frac{kg}{m^2}$ el cual es superior al recomendado por catalogo de $689 \frac{kg}{m^2}$. Con lo que podemos concluir que nos encontramos del lado de la seguridad al implementar esa sobrecarga para la situación “**sin pernos de corte**”.

Análisis de Cargas

El paquete de piso consta de un contrapiso de RDC (relleno de densidad controlada), una carpeta de nivelación de Mortero de cemento (M.C) y piso cerámico + el adhesivo para piso cerámico. El cielorraso adoptado es de tipo suspendido: perfiles galvanizados con placas de yeso.

Los cerramientos adoptados son paneles de tipo sándwich, conocidos como paneles de “construcción en seco”. Se adoptaron 2 tipos de cerramientos, uno para cerrar la parte exterior y otra para las divisorias internas.

Cerramiento exterior: se utilizará un panel de tipo sándwich, conocido como “wall panel” de 20 cm de espesor, formado por 2 chapas pre pintado y entremedio de ellas relleno de poliuretano. Además del lado interior se agrega un panel simple de placa de yeso tipo “durlock”. Según fabricante el wall panel tiene un peso de 12.5 kg/m² y el panel simple de placas de yeso tiene un peso de 25 kg/m².

Cerramiento interior: se utilizará un panel doble de placa de yeso tipo “durlock”. Según fabricante de peso igual a 45 kg/m². El espesor total es de 12cm.

Planta Terraza

- Cargas Muertas Permanentes

$$\text{Losa Steel Deck} \rightarrow 2.23 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Contrapiso de RDC} \rightarrow 160 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Carpeta de Mortero de Cemento} \rightarrow 0.53 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Piso cerámico + adhesivo} \rightarrow 0.40 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Cielorraso de placa de yeso} \rightarrow 0.20 \frac{kN}{m^2}$$

$$qD = \sum qDi = 4.9 \frac{kN}{m^2}$$

- Sobrecarga de uso

$$qL = 3 \frac{kN}{m^2}$$

- Carga total de servicio

$$qS = qD + qL = 4.9 \frac{kN}{m^2} + 3 \frac{kN}{m^2} = 7.9 \frac{kN}{m^2}$$

Planta Tipo de Departamentos

- Cargas Muertas Permanentes

$$\text{Losa Steel Deck} \rightarrow 2.23 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Contrapiso de RDC} \rightarrow 0.96 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Carpeta de Mortero de Cemento} \rightarrow 0.53 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Piso cerámico + adhesivo} \rightarrow 0.40 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Cielorraso de placa de yeso} \rightarrow 0.20 \frac{kN}{m^2}$$

$$qD = \sum qDi = 4.3 \frac{kN}{m^2}$$

- Sobrecarga de uso

$$\text{Para departamentos } qL = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Para balcones } qL = 3 \frac{kN}{m^2}$$

- Carga total de servicio

$$qS = qD + qL = 4.3 \frac{kN}{m^2} + 2 \frac{kN}{m^2} = 6.3 \frac{kN}{m^2}$$

$$qS = qD + qL = 4.3 \frac{kN}{m^2} + 3 \frac{kN}{m^2} = 7.3 \frac{kN}{m^2}$$

Planta Baja y de Cocheras

- Cargas Muertas Permanentes

$$\text{Losa Steel Deck} \rightarrow 2.23 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Contrapiso de RDC} \rightarrow 1.60 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Carpeta de Mortero de Cemento} \rightarrow 0.53 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Piso cerámico + adhesivo} \rightarrow 0.40 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Cielorraso de placa de yeso} \rightarrow 0.20 \frac{kN}{m^2}$$

$$qD = \sum qDi = 4.9 \frac{kN}{m^2}$$

- Sobrecarga de uso

$$qL = 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

- Carga total de servicio

$$qS = qD + qL = 4.9 \frac{kN}{m^2} + 2.5 \frac{kN}{m^2} = 7.4 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensionamiento de Losas

La elección del espesor de capa de compresión y espesor de chapa necesaria fue realizada basándose en los catálogos técnicos del producto para todas las losas diseñadas como simplemente apoyadas. Mientras que para las losas de los balcones que se proyectaron como en voladizos se le agrego una armadura de cálculo en la parte superior esto se debió a que la chapa plegada en frio para losas en voladizo solo cumple la función de encofrado perdido. Por otra lado para las losas de estacionamiento se siguieron la serie de recomendaciones que brindo el fabricante del sistema SD, que consiste considerar a las losas como continuas para disponer de armadura de flexión negativa sobre los apoyos y además debe proporcionarse refuerzo adicionales al recomendado en el manual técnico para minimizar el agrietamiento producido por problemas de retracción de flujo plástico, cambios de temperatura, y para garantizar una mejor distribución de las cargas concentradas.

A continuación se presenta el cálculo de las armaduras necesarias para las losas de estacionamiento, esto se realizo siguiendo los lineamientos del reglamento CIRSOC 201/05 para estructuras de Hormigón Armado. Se adopto un hormigón de calidad H-25 con una tensión característica $f'_c=25\text{MPa}$ y barras conformadas de ADN420.

Parametros de calculo	
f'_c [Mpa]	25
F_y [Mpa]	420
C_c [cm]	2.5
ϕ flex	0.9
ϕ corte	0.75
hf(m)	0

Tabla 4.1 Parámetros de Calculo

N°	Seccion	h (cm)	d(cm)	b(cm)	lc (cm)	f (x) Pl (cm)	Mu(kNm/m)	Mn(MNm/m)	kd	ke	As Necesario (cm2/m)	As Adoptado (cm2/m)	ESTADO	Armadura Superior	
														Φ [mm]	Separación [cm]
L1-L1	apoyo	13	10.1	100	260	70	7.8	0.009	1.087	24.304	2.08	3.35	B.C	8	15
L5-L5	apoyo	13	10.1	100	242	65	6.7	0.007	1.172	24.301	1.79	1.88	B.C	6	15
L7-L7-L7-L7	apoyo1	13	10.1	100	288	80	8.2	0.009	1.058	24.332	2.19	3.35	B.C	8	15
	apoyo2	13	10.1	100	288	60	5.4	0.006	1.304	24.301	1.44	1.88	B.C	6	15
	apoyo3	13	10.1	100	288	60	8.2	0.009	1.058	24.332	2.19	3.35	B.C	8	15
L13-L14-L15-L6-L6-L5-L5	apoyo1	13	10.1	100	253	60	6.2	0.007	1.217	24.301	1.66	1.88	B.C	6	15
	apoyo2	13	10.1	100	253	70	4.4	0.005	1.444	24.301	1.18	1.88	B.C	6	15
	apoyo3	13	10.1	100	253	60	5.5	0.006	1.292	24.301	1.47	1.88	B.C	6	15
	apoyo4	13	10.1	100	280	60	6.4	0.007	1.198	24.339	1.71	1.88	B.C	6	15
	apoyo5	13	10.1	100	280	60	4.9	0.005	1.369	24.301	1.31	1.88	B.C	6	15
	apoyo6	13	10.1	100	242	60	5.5	0.006	1.292	24.301	1.47	1.88	B.C	6	15
L9-L10-L11-L12-L6-L6-L5-L5	apoyo1	13	10.1	100	306	90	8.3	0.009	1.052	24.339	2.22	3.35	B.C	8	15
	apoyo2	13	10.1	100	253	50	4.0	0.004	1.515	24.301	1.07	1.88	B.C	6	15
	apoyo3	13	10.1	100	253	60	5.0	0.006	1.355	24.301	1.34	1.88	B.C	6	15
	apoyo4	13	10.1	100	253	60	5.4	0.006	1.304	24.301	1.44	1.88	B.C	6	15
	apoyo5	13	10.1	100	280	60	6.4	0.007	1.198	24.301	1.71	1.88	B.C	6	15
	apoyo6	13	10.1	100	280	60	5.0	0.006	1.355	24.301	1.34	1.88	B.C	6	15
	apoyo7	13	10.1	100	242	60	5.5	0.006	1.292	24.301	1.47	1.88	B.C	6	15
L2-L4-L3	apoyo1	13	10.1	100	208	60	3.8	0.004	1.554	24.301	1.02	1.88	B.C	6	15
	apoyo2	13	10.1	100	208	50	4.9	0.005	1.369	24.301	1.31	1.88	B.C	6	15
	apoyo3	13	10.1	100	288	70	6.8	0.008	1.162	24.301	1.82	1.88	B.C	6	15
	apoyo4	13	10.1	100	288	60	6.1	0.007	1.227	24.301	1.63	1.88	B.C	6	15
	apoyo5	13	10.1	100	288	60	6.8	0.008	1.162	24.301	1.82	1.88	B.C	6	15
	apoyo6	13	10.1	100	288	70	4.9	0.005	1.369	24.301	1.31	1.88	B.C	6	15
	apoyo7	13	10.1	100	208	40	3.8	0.004	1.554	24.301	1.02	1.88	B.C	6	15

Tabla 4.2. Losas de Cochera (+1.20m)

N°	Seccion	Vu (MN/m)	Vn (MN/m)	d (m)	b (m)	Vc (kN/m)	Vc>Vn
L1-L1	apoyo	14.95	0.020	0.10	1	84.2	O.K
L5-L5	apoyo	13.85	0.018	0.10	1	84.2	O.K
L7-L7-L7-L7	apoyo	17.2	0.023	0.10	1	84.2	O.K
L13-L14-L15- L6-L6-L5-L5	apoyo	13.4	0.018	0.10	1	84.2	O.K
L9-L10-L11- L12-L6-L6-L5-	apoyo	16.1	0.021	0.10	1	84.2	O.K
L2-L4-L3	apoyo	13.9	0.019	0.10	1	84.2	O.K

Tabla 4.3. Losas de Cochera (+1.20m)

L3-L4	apoyo1	13	10.1	100	242	70	7.2	0.008	1.126	24.301	1.94	3.35	B.C	8	15
L8-L7-L14-L13- L34-36-L22- L30-L29	apoyo1	13	10.1	100	245	70	6.3	0.007	1.207	24.301	1.68	1.88	B.C	6	15
	apoyo2	13	10.1	100	245	60	4.5	0.005	1.428	24.301	1.20	1.88	B.C	6	15
	apoyo3	13	10.1	100	245	60	5.0	0.006	1.355	24.301	1.34	1.88	B.C	6	15
	apoyo4	13	10.1	100	245	60	5.1	0.006	1.342	24.301	1.36	1.88	B.C	6	15
	apoyo5	13	10.1	100	252	60	5.4	0.006	1.304	24.301	1.44	1.88	B.C	6	15
	apoyo6	13	10.1	100	252	60	5.1	0.006	1.342	24.301	1.36	1.88	B.C	6	15
	apoyo7	13	10.1	100	252	60	5.8	0.006	1.258	24.301	1.55	1.88	B.C	6	15
	apoyo8	13	10.1	100	280	60	6.9	0.008	1.154	24.301	1.84	1.88	B.C	6	15
	apoyo9	13	10.1	100	280	60	5.3	0.006	1.316	24.301	1.42	1.88	B.C	6	15
	apoyo10	13	10.1	100	280	60	5.9	0.007	1.247	24.301	1.58	1.88	B.C	6	15
L10-L9-L33- L31-L18-L17- L23-L24	apoyo1	13	10.1	100	280	70	6.3	0.007	1.207	24.301	1.68	1.88	B.C	6	15
	apoyo2	13	10.1	100	280	70	4.6	0.005	1.413	24.301	1.23	1.88	B.C	6	15
	apoyo3	13	10.1	100	252	70	5.0	0.006	1.355	24.301	1.34	1.88	B.C	6	15
	apoyo4	13	10.1	100	252	70	5.1	0.006	1.342	24.301	1.36	1.88	B.C	6	15
	apoyo5	13	10.1	100	252	70	5.3	0.006	1.316	24.301	1.42	1.88	B.C	6	15
	apoyo6	13	10.1	100	245	70	5.2	0.006	1.329	24.301	1.39	1.88	B.C	6	15
	apoyo7	13	10.1	100	245	70	5.4	0.006	1.304	24.301	1.44	1.88	B.C	6	15
	apoyo8	13	10.1	100	245	70	8.4	0.009	1.045	24.345	2.25	3.35	B.C	8	15
L25-L26	apoyo	13	10.1	100	245	70	7.4	0.008	1.112	24.301	1.98	3.35	B.C	8	15
L15-L19-L20- L16	apoyo1	13	10.1	100	279	70	8.7	0.010	1.027	24.365	2.33	3.35	B.C	8	15
	apoyo2	13	10.1	100	296	60	6.2	0.007	1.217	24.301	1.66	1.88	B.C	6	15
	apoyo3	13	10.1	100	287	70	8.7	0.010	1.027	24.365	2.33	3.35	B.C	8	15
L15-L11-L12- L16	apoyo1	13	10.1	100	279	70	8.7	0.010	1.027	24.365	2.33	3.35	B.C	8	15
	apoyo2	13	10.1	100	296	60	6.2	0.007	1.217	24.301	1.66	1.88	B.C	6	15
	apoyo3	13	10.1	100	287	70	8.7	0.010	1.027	24.365	2.33	3.35	B.C	8	15

Tabla 4.4. Planta Baja (+3.80m)

N°	Seccion	Vu (MN/m)	Vn (MN/m)	d (m)	b (m)	Vc (kN/m)	Vc>Vn
L3-L4	apoyo	15	0.020	0.10	1	84.2	O.K
L8-L7-L14-L13- L34-36-L22- L30-L29	apoyo	14.4	0.019	0.10	1	84.2	O.K
L10-L9-L33- L31-L18-L17- L23-L24	apoyo	16.8	0.022	0.10	1	84.2	O.K
L25-L26	apoyo	15.15	0.020	0.10	1	84.2	O.K
L15-L19-L20- L16	apoyo	17.2	0.023	0.10	1	84.2	O.K

Tabla 4.5. Losas de balcones Planta Tipo

Losas de voladizos Vol01, Vol02: presentan un luz variable debido a su geometría, desde un máximo de L=1.20 metros hasta un mínimo de L=0.60 metros. Para situarnos en la peor condición se dimensiono considerando a todo el voladizo con la luz mayor

igual a $L=1.20\text{m}$. Se considero que el voladizo será parte de una viga continua cuyo tramo adyacente cumple la condición de tener una luz como mínimo igual al doble de la luz del voladizo.

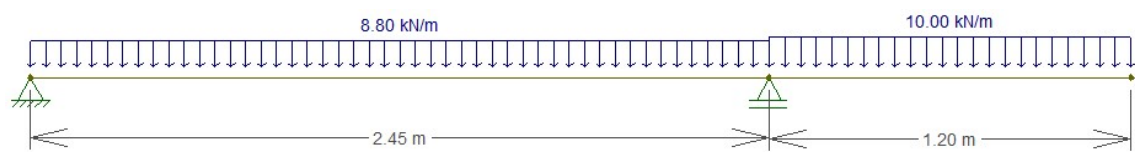


Fig 4.1 Geometría del modelo.

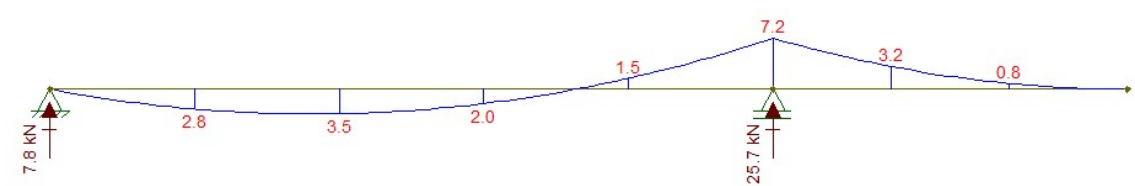


Fig 4.2 Diagrama de momento flector.

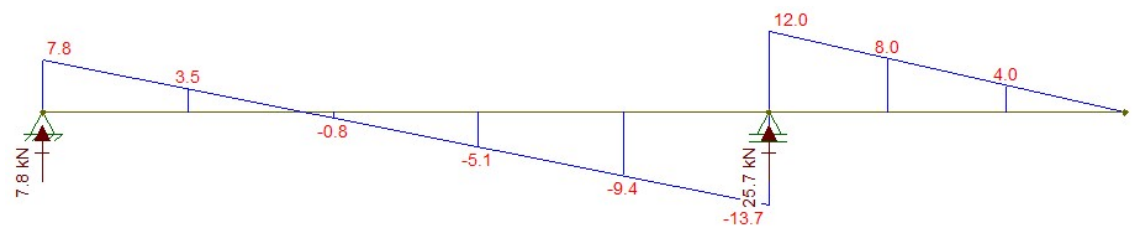


Fig 4.3 Diagrama de esfuerzo de corte.

Balcones Luz=1.20m													
N°	Seccion	h (cm)	d(cm)	b(cm)	Mu(kNm /m)	Mn(MN m/m)	kd	ke	As Necesario	As Adoptado	Estado	Armadura Superior	
												Φ[mm]	Sep[cm]
Vol1	apoyo	13	10	100	7.2	0.008	1.118	24.301	1.94	3.35	O.K	8	15
Vol2	apoyo	13	10	100	7.2	0.008	1.118	24.301	1.94	3.35	O.K	8	15

Tabla 4.6 Dimensionamiento a flexión.

N°	Seccion	Vu (MN)	Vn (MN)	d (m)	b (m)	Vc (kN/m)	Estado
Vol1	apoyo	13.7	0.02	0.10	1	83.3	O.K
Vol2	apoyo	13.7	0.02	0.10	1	83.3	O.K

Tabla 4.7 Dimensionamiento al corte.

Losas de voladizos Vol03, Vol04, Vol05, Vol06: son voladizos con una luz constante de $L=0.80\text{m}$

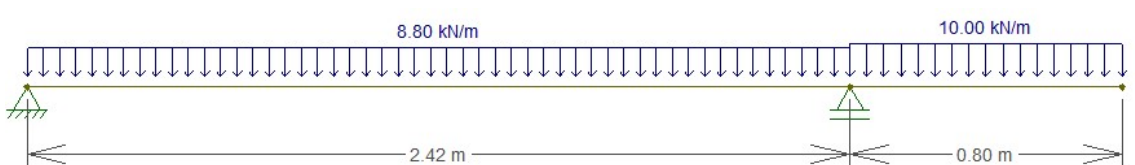


Fig 4.4 Geometría del modelo.

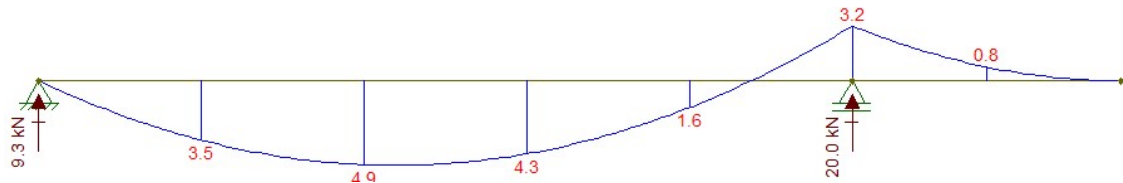


Fig 4.5 Diagrama de momento flector.

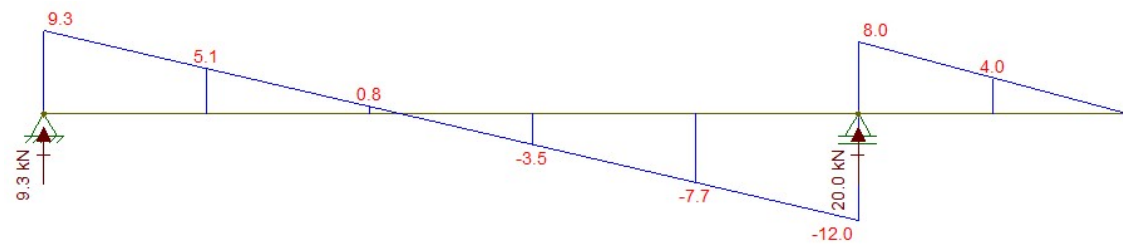


Fig 4.6 Diagrama de esfuerzo de corte.

Balcones Luz=0.8m													
N°	Seccion	h (cm)	d(cm)	b(cm)	Mu(kNm /m)	Mn(MN m/m)	kd	ke	As Necesario	As Adoptado	Estado	Armadura Superior	
												Φ[mm]	Sep[cm]
Vol3	apoyo	13	10	100	3.2	0.004	1.677	24.301	0.86	1.88	O.K	6	15
Vol4	apoyo	13	10	100	3.2	0.004	1.677	24.301	0.86	1.88	O.K	6	15
Vol5	apoyo	13	10	100	3.2	0.004	1.677	24.301	0.86	1.88	O.K	6	15
Vol6	apoyo	13	10	100	3.2	0.004	1.677	24.301	0.86	1.88	O.K	6	15

Tabla 4.7 Dimensionamiento a flexión.

N°	Seccion	Vu (MN)	Vn (MN)	d (m)	b (m)	Vc (kN/m)	Estado
Vol3	apoyo	12	0.02	0.10	1	83.333	O.K
Vol4	apoyo	12	0.02	0.10	1	83.333	O.K
Vol5	apoyo	12	0.02	0.10	1	83.333	O.K
Vol6	apoyo	12	0.02	0.10	1	83.333	O.K

Tabla 4.8 Dimensionamiento al corte.

Verificación del Tabique

Se procedió a verificar si la geometría y características mecánicas del núcleo central del edificio materializado por un tabique de Hormigón Armado eran las adecuadas para recibir las nuevas cargas del edificio de estructura metálica y si el mismo era capaz de absorber la totalidad de las cargas de viento (W).

La geometría del tabique se presenta a continuación:

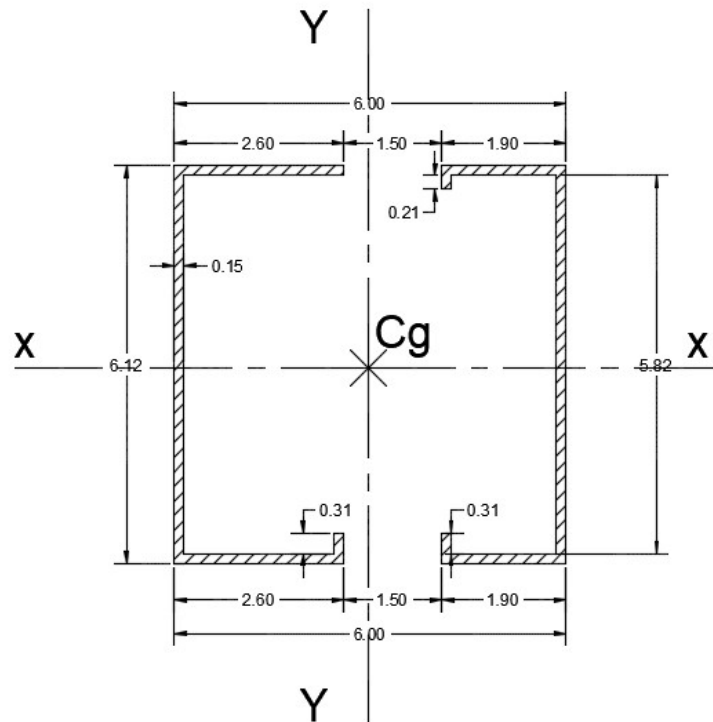


Fig 5.1 Sección Transversal del Tabique

Las propiedades geométricas del núcleo central se presentan en la siguiente tabla:

Tabique	e [m]	I [m]	Ω [m ²]	y_i [m]	$\Omega^* y_i$	x_i [m]	$\Omega^* x_i$	$I x_i$ [m ⁴]	$I y_i$ [m ⁴]	$d_i y$ [m]	$d_i x$ [m]	$\Omega^* d_i y^2$	$\Omega^* d_i x^2$
T1	0.15	2.6	0.39	6.05	2.36	1.3	0.507	0.0007	0.2197	2.99	1.65	3.484	1.06
T2	0.15	5.82	0.873	3.06	2.67	0.075	0.065	2.4642	0.0016	0.00	2.88	0.000	7.22
T3	0.15	2.6	0.39	0.075	0.03	1.3	0.507	0.0007	0.2197	2.99	1.65	3.478	1.06
T4	0.15	1.9	0.285	6.05	1.72	5.05	1.439	0.0005	0.0857	2.99	2.10	2.546	1.26
T5	0.15	5.82	0.873	3.06	2.67	5.93	5.177	2.4642	0.0016	0.00	2.98	0.000	7.75
T6	0.15	1.9	0.285	0.075	0.02	5.05	1.439	0.0005	0.0857	2.99	2.10	2.541	1.26
Σ			3.096					4.9310	0.6141			12.049	19.606

I_{xG} [m ⁴]	16.98
I_{yG} [m ⁴]	20.22
Y_g [m]	3.06
X_g [m]	2.95

Tabla 5.1 Propiedades Geométricas de la sección transversal.

Solicitaciones:

TABIQUE	NIVEL	CARGAS				DIMENSIONES				Peso propio [kN]
		Ps [kN]	Pu [kN]	PD [kN]	PL [kN]	h	a	b	Sección	
						(m)	(cm)	(cm)	(cm2)	
T1						3.60	15	260	3900	33.7
	13º(L.T.)	33.7	40.4	33.7	0.0	3.00	15	260	3900	28.1
	12º(S.M.)	169.8	203.7	169.8	0.0	3.00	15	260	3900	28.1
	11º(Terr)	289.9	352.8	277.9	12.1	3.00	15	260	3900	28.1
	10º	500.7	628.0	432.8	59.9	3.00	15	260	3900	28.1
	9º	693.1	826.0	583.1	102.0	3.00	15	260	3900	28.1
	8º	885.5	1024.0	733.4	144.1	3.00	15	260	3900	28.1
	7º	1077.9	1222.0	883.7	186.2	3.00	15	260	3900	28.1
	6º	1270.3	1420.0	1034.0	228.3	3.00	15	260	3900	28.1
	5º	1462.7	1618.0	1184.3	270.4	3.00	15	260	3900	28.1
	4º	1655.1	1816.0	1334.6	312.5	3.00	15	260	3900	28.1
	3º	1847.5	2014.1	1484.9	354.6	3.00	15	260	3900	28.1
	2º	2039.8	2212.1	1635.2	396.7	3.00	15	260	3900	28.1
	1º	2232.2	2410.1	1785.5	438.7	3.00	15	260	3900	28.1
T2	Pb y Coch	2424.6	2608.1	1935.8	480.8	3.00	15	260	3900	28.1
	Coch	2628.4	2872.2	2090.7	529.7	3.00	15	260	3900	28.1
	SS	2806.8	3105.8	2220.4	578.5	1.00	20	260	5200	12.5
						3.60	15	582	8730	75.4
	13º(L.T.)	75.4	90.5	75.4		3.00	15	582	8730	62.9
	12º(S.M.)	246.3	295.5	246.3	0.0	3.00	15	582	8730	62.9
	11º(Terr)	309.1	371.0	309.1	0.0	3.00	15	582	8730	62.9
	10º	455.6	559.7	423.2	32.4	3.00	15	582	8730	62.9
	9º	591.8	708.5	535.2	56.6	3.00	15	582	8730	62.9
	8º	728.0	857.2	647.2	80.8	3.00	15	582	8730	62.9
	7º	864.2	1006.0	759.2	105.0	3.00	15	582	8730	62.9
	6º	1000.3	1154.7	871.1	129.2	3.00	15	582	8730	62.9
	5º	1136.5	1303.5	983.1	153.4	3.00	15	582	8730	62.9
	4º	1272.7	1452.2	1095.1	177.6	3.00	15	582	8730	62.9
	3º	1408.9	1601.0	1207.1	201.7	3.00	15	582	8730	62.9
T3	2º	1545.1	1749.7	1319.1	225.9	3.00	15	582	8730	62.9
	1º	1681.2	1898.5	1431.1	250.1	3.00	15	582	8730	62.9
	Pb y Coch	1817.4	2047.2	1543.1	274.3	3.00	15	582	8730	62.9
	Coch	1959.8	2229.4	1657.1	302.6	3.00	15	582	8730	62.9
	SS	2063.0	2364.7	1731.8	331.2	1.00	20	582	11640	27.9
						3.60	15	260	3900	33.7
	13º(L.T.)	33.7	40.4	33.7	0	3.00	15	260	3900	28.1
	12º(S.M.)	169.8	203.7	169.8	0	3.00	15	260	3900	28.1
	11º(Terr)	289.9	347.9	277.9	12.1	3.00	15	260	3900	28.1
	10º	490.6	611.4	421.8	68.8	3.00	15	260	3900	28.1
	9º	674.7	801.1	561.5	113.2	3.00	15	260	3900	28.1
	8º	858.8	990.8	701.1	157.7	3.00	15	260	3900	28.1
	7º	1042.8	1180.5	840.7	202.1	3.00	15	260	3900	28.1
	6º	1226.9	1370.2	980.3	246.6	3.00	15	260	3900	28.1
T4	5º	1411.0	1559.9	1120.0	291.0	3.00	15	260	3900	28.1
	4º	1595.1	1749.6	1259.6	335.5	3.00	15	260	3900	28.1
	3º	1779.1	1939.3	1399.2	379.9	3.00	15	260	3900	28.1
	2º	1963.2	2129.0	1538.9	424.4	3.00	15	260	3900	28.1
	1º	2147.3	2318.6	1678.5	468.8	3.00	15	260	3900	28.1
	Pb y Coch	2331.4	2508.3	1818.1	513.3	3.00	15	260	3900	28.1
	Coch	2525.8	2761.9	1962.0	563.8	3.00	15	260	3900	28.1
	SS	2611.0	2872.1	2027.2	583.8	1.00	20	260	5200	12.5
						3.60	15	190	2850	24.6
	13º(L.T.)	24.6	29.5	24.6	0.0	3.00	15	190	2850	20.5
	12º(S.M.)	49.6	59.6	49.6	0.0	3.00	15	190	2850	20.5
	11º(Terr)	70.2	84.2	70.2	0.0	3.00	15	190	2850	20.5
	10º	243.8	310.6	198.7	45.1	3.00	15	190	2850	20.5
	9º	399.2	470.1	322.6	76.5	3.00	15	190	2850	20.5
T4	8º	554.5	629.5	446.5	107.9	3.00	15	190	2850	20.5
	7º	709.8	788.9	570.4	139.4	3.00	15	190	2850	20.5
	6º	865.1	948.4	694.3	170.8	3.00	15	190	2850	20.5
	5º	1020.5	1107.8	818.2	202.2	3.00	15	190	2850	20.5
	4º	1175.8	1267.2	942.1	233.7	3.00	15	190	2850	20.5
	3º	1331.1	1426.6	1066.0	265.1	3.00	15	190	2850	20.5
	2º	1486.4	1586.1	1189.9	296.5	3.00	15	190	2850	20.5
	1º	1641.8	1745.5	1313.8	328.0	3.00	15	190	2850	20.5
	Pb y Coch	1797.1	1904.9	1437.7	359.4	3.00	15	190	2850	20.5
	Coch	1963.6	2120.0	1566.0	397.5	3.00	15	190	2850	20.5
	SS	2109.4	2310.3	1673.7	435.7	1.00	20	190	3800	9.1

T5						3.60	15	582	8730	75.4
	13º(L.T.)	75.4	90.5	75.4	0.0	3.00	15	582	8730	62.9
	12º(S.M.)	142.8	171.3	142.8	0.0	3.00	15	582	8730	62.9
	11º(Terr)	205.6	246.8	205.6	0.0	3.00	15	582	8730	62.9
	10º	334.2	410.9	309.4	24.8	3.00	15	582	8730	62.9
	9º	452.4	541.7	411.1	41.3	3.00	15	582	8730	62.9
	8º	570.6	672.5	512.8	57.9	3.00	15	582	8730	62.9
	7º	688.9	803.3	614.5	74.4	3.00	15	582	8730	62.9
	6º	807.1	934.1	716.2	90.9	3.00	15	582	8730	62.9
	5º	925.3	1064.9	817.9	107.4	3.00	15	582	8730	62.9
	4º	1043.6	1195.8	919.6	124.0	3.00	15	582	8730	62.9
	3º	1161.8	1326.6	1021.3	140.5	3.00	15	582	8730	62.9
	2º	1280.0	1457.4	1123.0	157.0	3.00	15	582	8730	62.9
	1º	1398.3	1588.2	1224.7	173.6	3.00	15	582	8730	62.9
	Pb y Coch	1516.5	1719.0	1326.4	190.1	3.00	15	582	8730	62.9
	Coch	1640.9	1876.5	1430.2	210.7	3.00	15	582	8730	62.9
	SS	1726.2	1987.3	1494.5	231.7	1.00	20	582	11640	27.9
T6						3.60	15	190	2850	24.6
	13º(L.T.)	24.6	29.5	24.6	0.0	3.00	15	190	2850	20.5
	12º(S.M.)	49.6	59.6	49.6	0.0	3.00	15	190	2850	20.5
	11º(Terr)	70.2	84.2	70.2	0.0	3.00	15	190	2850	20.5
	10º	232.2	294.9	191.4	40.7	3.00	15	190	2850	20.5
	9º	377.6	480.8	308.3	69.3	3.00	15	190	2850	20.5
	8º	507.6	650.5	404.3	103.3	3.00	15	190	2850	20.5
	7º	673.4	868.7	521.8	151.6	3.00	15	190	2850	20.5
	6º	830.9	1074.2	638.3	192.7	3.00	15	190	2850	20.5
	5º	1017.1	1317.2	775.6	241.6	3.00	15	190	2850	20.5
	4º	1147.0	1487.1	870.1	276.9	3.00	15	190	2850	20.5
	3º	1257.8	1631.1	953.3	304.5	3.00	15	190	2850	20.5
	2º	1361.9	1765.2	1034.5	327.4	3.00	15	190	2850	20.5
	1º	1490.6	1933.1	1129.7	360.9	3.00	15	190	2850	20.5
	Pb y Coch	1671.5	2170.5	1259.9	411.7	3.00	15	190	2850	20.5
	Coch	1827.1	2371.0	1380.9	446.2	3.00	15	190	2850	20.5
	SS	1857.9	2410.7	1404.9	453.0	1.00	20	190	3800	9.1

Tabla 5.2 Solicitaciones del Tabique

Para el cálculo de las solicitaciones del tabique debidas a la carga de viento partiremos de la hipótesis de que el tabique constituye debido a sus importantes dimensiones el sistema principal resistente a las fuerzas de viento (SPRFV). Si bien las fuerzas de viento son en primera instancia absorbidas por la losa de entepiso, esta constituye un diafragma rígido por lo cual tendrá la capacidad de transmitir las fuerzas de viento hacia el tabique quien será en última instancia el elemento que recibirá, resistirá y transmitirá estas fuerzas de viento hacia la fundación.

La hipótesis de carga consiste en considerar al viento como una carga estática actuando en cada entepiso como un carga puntual la cual se transmite a través del diafragma rígido que constituye la losa hacia el tabique, este último fue considerado para el cálculo como una viga en voladizo empotrada en la fundación.

Se resume a continuación el cálculo de las fuerzas de viento para el SPRFV para la dirección paralela a la cara de 20 metros. El ancho de influencia considerado fue 27.8m.

Superficie	z	q	Cp	presion externa	Presion neta (N/m2) con:	
	(m)	(N/m2)			(+GCpi)	(-GCpi)
Pared a barlovento	5	622.52	0.8	423.3	216.3	630.3
	6	654.18	0.8	444.8	237.8	651.9
	7.5	696.38	0.8	473.5	266.5	680.6
	10	759.69	0.8	516.6	309.6	723.6
	12.5	812.45	0.8	552.5	345.4	759.5
	15	854.65	0.8	581.2	374.1	788.2
	17.5	886.31	0.8	602.7	395.7	809.7
	20	928.51	0.8	631.4	424.4	838.4
	22.5	960.16	0.8	652.9	445.9	859.9
	25	981.27	0.8	667.3	460.2	874.3
	30	1034.02	0.8	703.1	496.1	910.2
	35	1086.78	0.8	739.0	532.0	946.0
	38.6	1116.32	0.8	759.1	552.1	966.1
	40	1128.99	0.8	767.7	560.7	974.7
	43.8	1150.09	0.8	782.1	575.0	989.1

Tabla 5.3. Cargas de viento paralela al lado corto (20 metros).

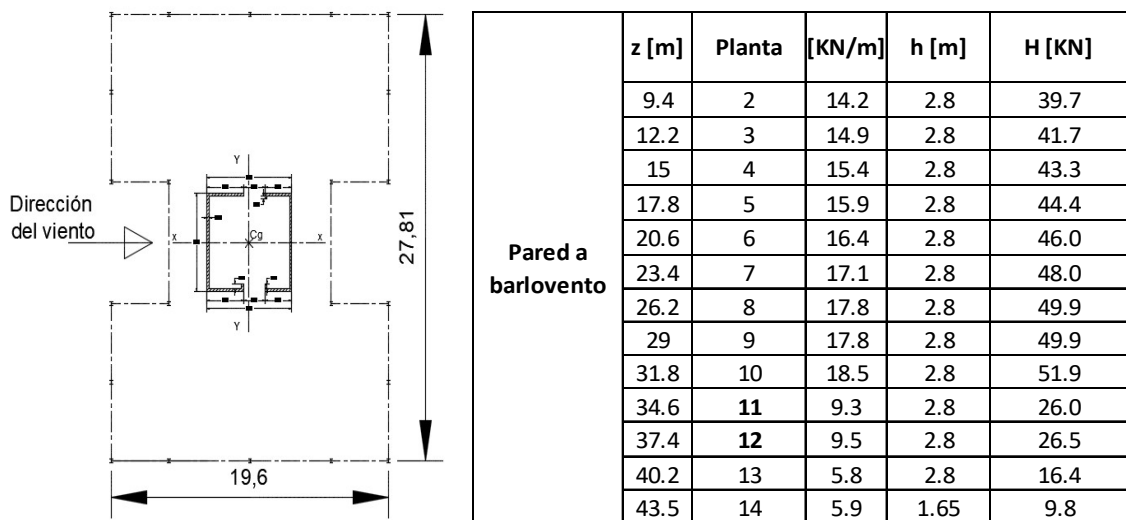


Fig 5.2. Croquis de planta

Tabla 5.4. Cargas actuantes en cada nivel de losa

El cálculo de las solicitaciones se llevo a cabo con la asistencia del software FTOOLS. A continuación se presenta el modelo con las cargas únicamente de viento aplicadas. Se pre dimensiono el tabique considerando un Hormigón H-25.

Se desprecio la carga de viento para la planta baja y los primeros pisos debido a la presencia de edificaciones de baja altura en los alrededores.

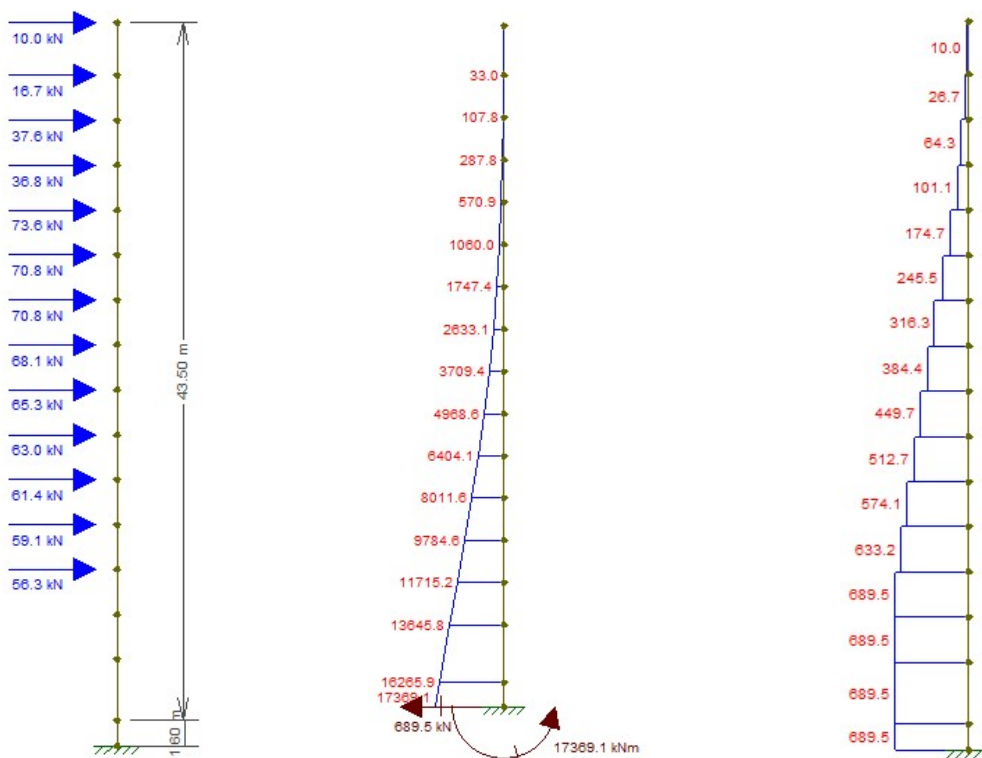
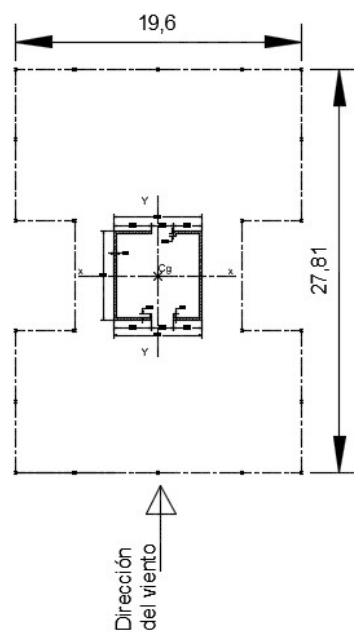


Fig 5.3. Cargas (W) Fig 5.4. Diagrama Momento Flector Fig 5.5. Esfuerzo de corte

Se resume a continuación el cálculo de las fuerzas de viento para el SPRFV para la dirección paralela a la cara de 28 metros. El ancho de influencia considerado fue de 19.6 metros.

PRESION PARALELA A LA CARA DE 28 m.						
Superficie	z	q	Cp	presion externa	Presion neta (N/m2) con:	
	(m)	(N/m2)			(+GCpi)	(-GCpi)
Pared a barlovento	5.00	622.52	0.80	423.32	216.30	630.33
	6.00	654.18	0.80	444.84	237.83	651.86
	7.50	696.38	0.80	473.54	266.52	680.56
	10.00	759.69	0.80	516.59	309.57	723.61
	12.50	812.45	0.80	552.46	345.45	759.48
	15.00	854.65	0.80	581.16	374.15	788.18
	17.50	886.31	0.80	602.69	395.67	809.70
	20.00	928.51	0.80	631.39	424.37	838.40
	22.50	960.16	0.80	652.91	445.90	859.93
	25.00	981.27	0.80	667.26	460.25	874.28
	30.00	1034.02	0.80	703.14	496.12	910.15
	35.00	1086.78	0.80	739.01	531.99	946.03
	38.60	1116.32	0.80	759.10	552.08	966.12
	40	1128.99	0.80	767.71	560.69	974.73
	43.8	1150.09	0.80	782.06	575.04	989.08

Tabla 5.4. Cargas de viento paralela al lado largo (28 metros).



Pared a barlovento	z [m]	Planta	[KN/m]	h [m]	H [KN]
	9.4	2	14.2	2.8	39.7
	12.2	3	14.9	2.8	41.7
	15	4	15.4	2.8	43.3
	17.8	5	15.9	2.8	44.4
	20.6	6	16.4	2.8	46.0
	23.4	7	17.1	2.8	48.0
	26.2	8	17.8	2.8	49.9
	29	9	17.8	2.8	49.9
	31.8	10	18.5	2.8	51.9
	34.6	11	9.3	2.8	26.0
	37.4	12	9.5	2.8	26.5
	40.2	13	5.8	2.8	16.4
	43.5	14	5.9	1.65	9.8

Fig 5.6. Croquis de planta

Tabla 5.5 Cargas actuantes en cada nivel de losa

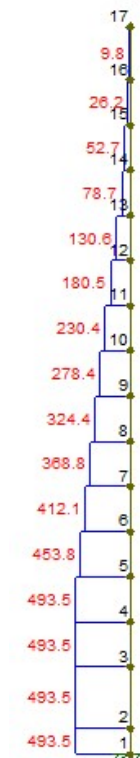
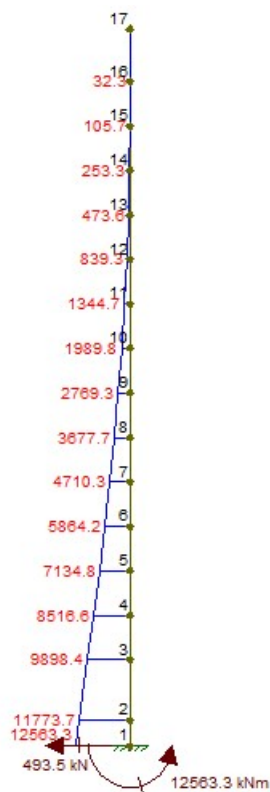
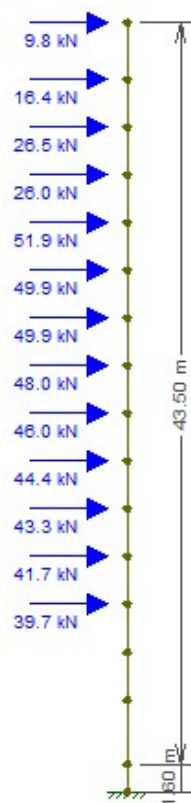


Fig 5.7. Cargas (W)

Fig 5.8 Momento Flector

Fig 5.9 Esfuerzo de corte

Los valores de solicitaciones sin mayorar se resumen a continuación:

Solicitaciones Viento 1				Solicitaciones Viento 2			
Nivel	M [kNm]	V [kN]	ND [kN]	Nivel	M [kNm]	V [kN]	ND [kN]
Base	12563.3	493.5	10552.6	Base	17369.1	689.5	10552.6
3°	7134.8	453.8	8563.4	3°	9784.6	633.2	8563.4
8°	1344.7	180.5	4934.3	8°	1747.4	245.5	4934.3

Tabla 5.6. Solicitaciones sin mayorar.

Verificación de tabique solicitado a flexión compuesta recta y al corte

Para la verificación estructural del tabique a flexión compuesta recta se utilizó el método de cálculo propuesto por Mc Gregor-Wight, Tolosa-Liporace. Este método es de tipo directo, quiere decir que no requiere un procedimiento iterativo o análisis laborioso. El objetivo de esta metodología consiste en determinar cuál es el momento nominal M_n que presenta una sección la cual está soportando un esfuerzo de compresión P_u . De ese modo, la verificación a flexión compuesta se reduce a la verificación de si el momento de diseño o disponible M_d que posee la sección cuando se encuentra soportando un esfuerzo de compresión P_u es suficiente para tomar los momentos requeridos M_u .

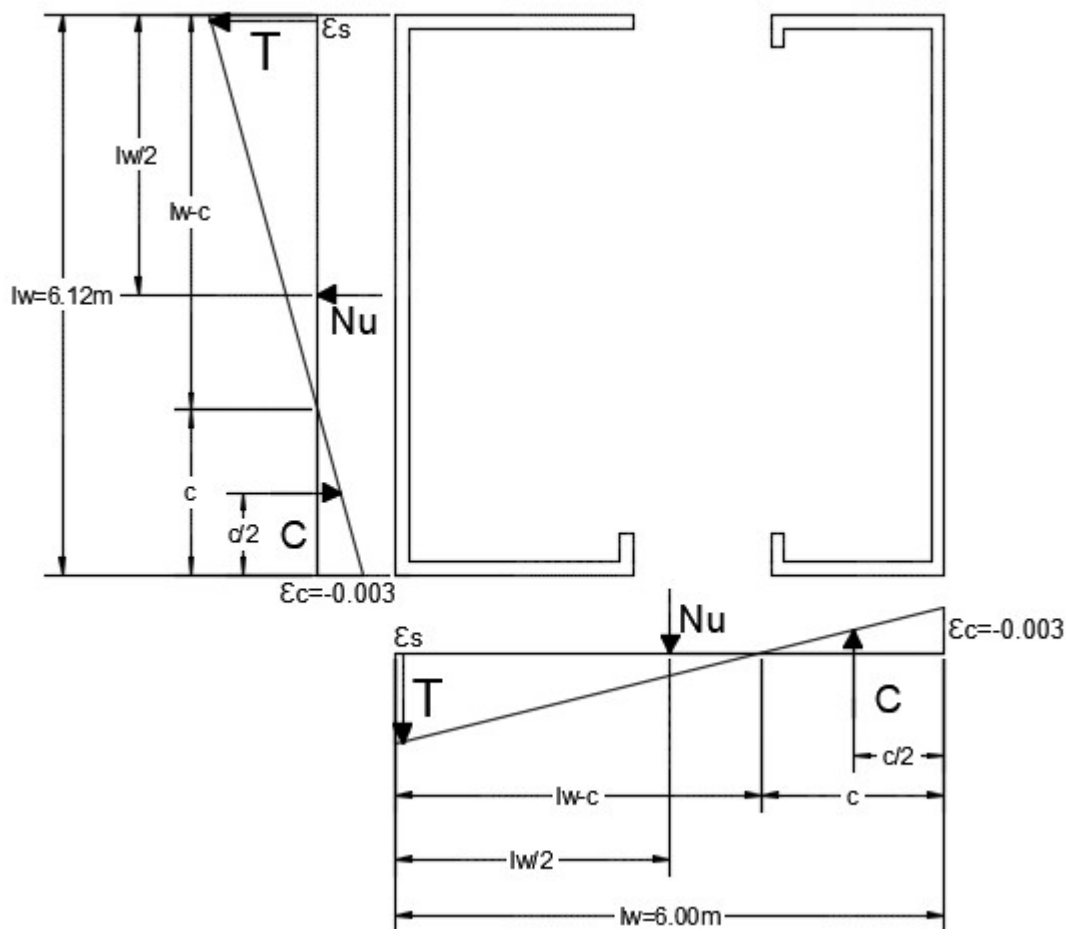


Fig 5.10 Diagrama de Deformaciones.

Parametros de calculo	
f'c [Mpa]	25
f'c cal [Mpa]	20.75
fy [Mpa]	420
Φ_b	0.9
Φ_v	0.75
v(f'c) [Mpa]	5.00

Tabla 5.7 Parámetros de calculo

La combinación de cargas utilizada para el dimensionamiento del tabique fue la siguiente $U=1.6W+0.9D$. Este fue dimensionado para resistir el viento 1, es decir el viento en dirección paralela a la cara de 28 metros y para el viento 2, es decir el viento en dirección paralela a la cara de 20 metros. Se decidió dimensionar la armadura del tabique en 3 zonas distintas, de manera tal que la armadura variara con la altura, siendo mayor en la base y menor a en los pisos superiores. Se eligió separar el tabique en 3 tramos, desde la base hasta el piso 3°, desde el piso 4° al piso 8°, y del piso 9° hasta la parte superior inferior del tanque. Adoptadas las secciones de hormigón de los tabiques y sus armaduras correspondientes se pueden calcular los parámetros del método para la verificación a flexión de los tabiques. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Nivel	Direccion del viento	Tabique			Nu [kN]	Mu [kNm]	Ω_g [cm2]	Armadura			
		N°	h [m]	lw [m]				ϕ	Cantidad	s [cm]	As [cm2]
Base	Viento 1	Tabique Completo	0.15	6	9497.3	20101	30960	10	2	12	1.57
	Viento 2	Tabique Completo	0.15	6.12	9497.3	27791	30960	16	2	14	4.02
3° (+9.4m)	Viento 1	Tabique Completo	0.15	6	7707.0	11416	30960	10	2	20	1.57
	Viento 2	Tabique Completo	0.15	6.12	7707.0	15655	30960	10	2	20	1.57
8° (+26.2m)	Viento 1	Tabique Completo	0.15	6	4440.9	2152	30960	10	2	20	1.57
	Viento 2	Tabique Completo	0.15	6.12	4440.9	2796	30960	10	2	20	1.57

Tabla 5.8-1 Dimensionamiento a Flexión

Nivel	Cuantia pl	h cal [m]	ω	α	c [m]	T [Kn]	Z [m]	Mn [kNm]	ϵ_s [%]	Md [kNm]	Mux [kNm]
Base	0.0087	0.100	0.177	0.222	2.22	1384.7	4.81	24606.5	24.8	22145.9	20101.3
	0.0191	0.100	0.388	0.222	2.49	2919.4	4.80	31251.1	21.8	28125.9	27790.6
3° (+9.4m)	0.0052	0.100	0.106	0.180	1.84	915.7	5.01	20631.4	30.6	18568.3	11415.7
	0.0052	0.100	0.106	0.180	1.87	934.0	5.11	21139.0	30.0	19025.1	15655.4
8° (+26.2m)	0.0052	0.100	0.106	0.104	1.35	1023.4	5.25	15708.2	42.9	14137.4	2151.5
	0.0052	0.100	0.106	0.104	1.37	1043.9	5.36	16133.6	42.0	14520.2	2795.8

Tabla 5.8-2 Dimensionamiento a Flexión

Nos encontramos en buenas condiciones, quiere decir que la armadura y/o dimensiones de los tabiques son suficientes para resistir los esfuerzos debido a la flexión compuesta. Si bien la armadura necesaria para el tabique fue obtenida para cada en cada dirección, se opto por uniformar la armadura en todo el tabique, por lo cual se adopto para el 1er tramo armadura vertical $\phi 16c/14cm$ y para el 2do y 3er tramo $\phi 10c/20cm$. Para todos los casos se complementa la armadura vertical con estribos horizontales de $\phi 6c/15cm$.

Verificación del Tabique al corte:

Se siguió el procedimiento indicado por el reglamento CIRSOC 201/05 Cap 11.10 “Disposiciones especiales para tabiques”.

La resistencia al corte en el plano debe ser $V_n \leq \frac{5}{6} \sqrt{f'c} * h * d$ Siendo $d = 0.80lw$

Se debe cumplir que la resistencia al corte del H° sea $V_c \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * h * d$

Se adoptara el valor de resistencia al corte del H° al menor valor entre:

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f'c} * h * d \quad \text{ó} \quad V_c = \frac{hd}{10} * \left[\frac{1}{2} * \sqrt{f'c} + \frac{lw * (\sqrt{f'c} + 2 * \frac{Nu}{lw * h})}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{lw}{2}} \right]$$

Cuando el esfuerzo de corte mayorado V_u , verifique no la expresión $V_u \leq \phi V_c/2$ se debe colocar armadura para resistir el esfuerzo de corte calculada según la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{s}$$

Finalmente la resistencia de diseño al corte $V_d = \phi V_n$, siendo $V_n = V_s + V_c$.

Nivel	Dirección del viento	Tabique			Nu [kN]	Vu [kN]	d [m]	Límites		Mu/Vu[kN]	Menor entre		Vu ≤ φVc/2
		N°	h [m]	lw [m]				Vn ≤ [kN]	Vc ≤ [kN]		Vc [kN]	Vc [kN]	
Base	Viento 1	Tabique Completo	0.15	6	9497.3	789.6	4.8	3000.0	2490.0	25.46	2799.5	406.3	No cumple
	Viento 2	Tabique Completo	0.15	6.12	9497.3	1103.2	4.9	3060.0	2539.8	25.19	2817.5	420.5	No cumple
3° (+9.4m)	Viento 1	Tabique Completo	0.15	6	7707.0	726.1	4.8	3000.0	2490.0	15.72	2441.4	581.9	No cumple
	Viento 2	Tabique Completo	0.15	6.12	7707.0	1013.1	4.9	3060.0	2539.8	15.45	2459.4	609.3	No cumple
8° (+26.2m)	Viento 1	Tabique Completo	0.15	6	4440.9	288.8	4.8	3000.0	2490.0	7.45	1788.2	958.7	Cumple
	Viento 2	Tabique Completo	0.15	6.12	4440.9	392.8	4.9	3060.0	2539.8	7.12	1806.2	1072.4	Cumple

Tabla 5.9 Verificación al corte

Para el 1er y 2do tramo del tabique se debió calcular la armadura necesaria para absorber el corte. Mientras que para el último tramo se adopto una armadura mínima que cumpla la cuantía mínima indicada por el reglamento.

Nivel	Direccion del viento	Armadura				Cuantia pt	Vs [kN]	Vn [kN]	Vd [kN]	ESTADO
		ϕ	Cantidad	s [cm]	Av [cm ²]					
Base	Viento 1	6	2	10	0.57	0.0038	1140.0	1546.3	1159.7	O.K
	Viento 2	6	2	10	0.57	0.0038	1162.8	1583.3	1187.5	O.K
3° (+9.4m)	Viento 1	6	2	15	0.57	0.0025	760.0	1341.9	1006.4	O.K
	Viento 2	6	2	15	0.57	0.0025	775.2	1384.5	1038.4	O.K
8° (+26.2m)	Viento 1	6	2	15	0.57	0.0025				
	Viento 2	6	2	15	0.57	0.0025				

Tabla 5.10 Dimensionamiento al corte

Dimensionamiento de las Vigas

Las vigas forman parte de una estructura de tipo a porticada con nudos rígidos, pero para la determinación de las solicitaciones se calcularon las mismas como simplemente apoyadas para obtener los momentos flectores y deformaciones o flecha vertical bajo cargas de servicio más desfavorables.

Para un mejor entendimiento de la terminología empleada se aclara que se denominó “viga principal” a aquella que esta apoya directamente sobre columnas mientras que una “viga secundaria” es aquella que se apoya sobre vigas principales. Además se llama viga tipo 1 aquella que viga simplemente apoyada con carga distribuida y se llama viga tipo 3 aquella viga simplemente apoyada con carga distribuida y una carga puntual en el centro de la luz. Viga tipo 4 es aquella que tiene un esquema estático y de cargas distinto al tipo 1 y tipo 3.

El proceso de dimensionamiento de las vigas metálicas se hizo siguiendo los lineamientos del reglamento CIRSOC 301/05. Debido al gran número de vigas que se debieron calcular se decidió automatizar el procedimiento de cálculo a través de la utilización de una macro en EXCEL codificada en lenguaje VBA. A continuación se explica el procedimiento de entrada de datos, dimensionado y salida de datos.

Entrada de datos:

Para esta instancia debimos cargar las vigas con las siguientes especificaciones:

N°	Luz [m]	qs [KN/m2]	qu [KN/m2]	Ps [KN]	Pu [KN]	TIPO
V08	4.05	16.7	22.0			1
V09	4.05	16.7	22.0			1
V10	5.75	8.5	11.2	55.3	72.9	3
V11	5.75	8.5	11.2	55.0	72.5	3
V12	4.05	16.7	22.0			1

Tabla 6.1 Planilla modelo de cargas de datos para el dimensionamiento de las vigas utilizando la macro.

Las verificaciones realizadas fueron:

1) Dimensionamiento a corte F.2: para condiciones de servicios.

$$Vd = \phi_v V_n [kN] \rightarrow \text{siendo } \phi_v = 0.90$$

Vn la resistencia nominal a la corte definida según las siguiente expresión, en kN.

$$\lambda_w = \frac{hw}{tw} < \lambda_w = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$V_n = 0.6 F_y w A_w (10^{-1}) [kN]$$

$$V_d = \phi_v V_n \text{ [kN]}$$

2) Verificación en estado de Servicio. Desplazamientos Verticales

Tabla A-L-4.1 Valores límites para deformaciones y desplazamientos laterales.

Deformaciones Verticales para entrepisos de edificios Flecha maxima L/300

3) Estado de Plastificación F.1.1:

$$1.5 * M_y = 1.5 * F_y S (10^{-3}) \text{ [kNm]}$$

$$M_p = F_y Z (10^{-3}) \leq 1.5 M_y \text{ [kNm]}$$

$$M_{dx} = \phi_b M_{nx} \text{ [kNm]}$$

4) Estado límite de pandeo lateral-torsional F.1.2:

Según el artículo F.1 del reglamento CIRSOC 301/05. Para vigas compactas arriostradas lateralmente con $L_b \leq L_p$, solamente será aplicable el estado límite de plastificación. Se estableció como criterio de diseño que las secciones de perfiles laminados en caliente tipo doble “T” utilizadas serán siempre secciones compactas y que se colarían elementos de unión entre viga y losa aprovechando así la presencia de un diafragma rígido que sirva de arriostramiento lateral a las vigas distribuidos a una distancia tal que siempre se cumpla que $L_b \leq L_p$. De esta manera se considera cumplida la condición reglamentaria anteriormente citada de tal manera resulta correcto considerar únicamente el estado límite de plastificación para el dimensionamiento de las vigas.

Para asegurar que el elemento de unión viga-losa funcione efectivamente como un arriostramiento lateral este fue dimensionado siguiendo los lineamientos establecidos en el capítulo D del CIRSOC 303/2013. El mismo establece en el artículo D.3.1.1.- Arriostramiento discretos: “Cuando el arriostramiento se realiza en determinados puntos de la columna o viga, las riostras y el sistema de arriostramiento se deberán proyectar para resistir una fuerza requerida actuante en dicho puntos que sea mayor o igual al 2% del esfuerzo axial mayorado en una barra comprimida o de la resultante de compresión mayorada en el ala de una barra flexionada. En las vigas, la distancia lateralmente no arriostrada para pandeo lateral será la máxima distancia entre puntos arriostrados”. Se consideró que los tornillos autoperforantes o clavos de disparo que se encuentran en cada valle de la placa uniéndola a la viga no poseen suficiente resistencia por lo tanto no sirven de arriostramiento lateral a las vigas. Por lo tanto se decidió que los elementos de unión viga-losa serían barras de acero liso AL220, las cuales fueron dimensionadas para absorber el 2% de la resultante de compresión mayorada en el ala de viga flexionada. Estas barras serán unidas a través de soldadura al ala superior de la viga con electrodos de resistencia $F_{exx}=480\text{MPa}$. Estos elementos estarán distribuidos a una distancia $L \leq L_b$.

Las secciones de las vigas de cada planta se adjuntan en la tabla “Tabla secciones Adoptadas”

5) Pandeo Local B.5

$$\begin{array}{ll} \text{Esbeltez del ala: } \lambda_f = \frac{bf}{tf} & \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ Tabla B.5.1} \\ \text{Esbeltez del alma: } \lambda_w = \frac{hw}{tw} & \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ Tabla B.5.1} \end{array}$$

Clasificación de la sección: SECCION COMPACTA.

ACLARACION:

Las celdas rellenas con color verde corresponden a las vigas “Tipo 4” que se encuentran en la Planta de Cocheras y Planta baja, las solicitaciones de las vigas fueron calculadas manualmente con la ayuda del programa FTOOLS. Para la flecha máxima se consideraron las cargas en servicio, y para las demás verificaciones se utilizaron las solicitaciones obtenidas con cargas últimas. Luego se procedió a cargar los valores en la MACRO para proceder a las verificaciones.

Dimensionado:

Para el correcto dimensionado se procedió a calcular las situaciones límites en función de las características de cada viga en particular, dicha MACRO copia y pega los parámetros de diseño de cada viga (Cargas mayoradas y la Luz), luego adopta una sección de perfil doble T (iniciando por la más pequeña) y calcula las situaciones límites, hasta lograr que verifiquen las cinco condiciones antes mencionadas (Plastificación, P.L.T., Pandeo Local, Corte y Flecha máxima). Se llamó condición “1=Verdadero”, a aquella que verifica las cinco condiciones en conjunto, y “0=Falso”, a cualquier condición que no sea “1”. Finalmente cuando la MACRO alcanza la condición 1=Verdadero se detiene la iteración y se imprime el resultado obtenido. Las características de cada perfil a seleccionar se encuentran tabuladas según la norma IRAM-IAS U 500-511 luego realizar iteraciones hasta lograr que verifiquen las cinco condiciones antes mencionadas (Plastificación, P.L.T., Pandeo Local, Corte y Flecha máxima).

Salida de datos:

Cuando se da la condición “1”, la iteración es interrumpida y se tabula la sección que otorgó dicha condición, pasando luego, a la siguiente viga y reiniciando el proceso de selección y verificación.

Resultados del Dimensionamiento De Vigas:

Una vez calculada todas las secciones mínimas necesarias se decidió realizar un “redondeo” de las secciones, es decir, uniformar los tamaños de perfiles de manera tal

de facilitar la ejecución de la obra. Luego se realizó el dimensionamiento de los elementos de unión viga-losa, que implicó la determinación del diámetro de barra de acero liso necesario y el ancho del cordón de soldadura. Debido a que el parámetro L_p (longitud lateralmente no arriostrada límite para desarrollar la capacidad de plastificación total por flexión) solo depende de las características de la sección y no así de las solicitaciones a las que está sometida la pieza, se optó por clasificar a las vigas según grupos (PNI220, PNI280, PNI300, PNI320, PNI340, PNI360, PNI400) y para cada uno de ellos se indicó el valor de L_p . Como las dimensiones del elemento de unión si depende de las solicitaciones que se producen en la pieza, se optó por elegir la viga más solicitada de cada grupo y dimensionar para la misma el Φ necesario y espesor de cordón de soldadura ω .

PLANTA COCHERAS		PLANTA BAJA		PLANTA TIPO		PLANTA TERRAZA	
N°	Seccion	N°	Seccion	N°	Seccion	N°	Seccion
V01=V04	160	V01	200	V01	220	V01	200
V02	200	V02	260	V02	300	V02	260
V03	180	V03	260	V03	300	V03	260
V05	160	V04	200	V04	220	V04	200
V06=V07	220	V05	220	V05	220	V05	220
V08=V09	220	V06	300	V06	280	V06	320
V10	400	V07	300	V07	280	V07	320
V11	400	V08	220	V08	220	V08	220
V12	400	V09	220	V09	220	V09	220
V13	400	V10	320	V10	320	V10	320
V14	160	V11	320	V11	320	V11	320
V15	180	V12	220	V12	220	V12	220
V16=V17	220	V13	220	V13	220	V13	220
V18=V19	320	V14	220	V14	220	V14	220
V20=V21	220	V15	240	V15	240	V15	240
V22	280	V16	300	V16	280	V16	340
V23	260	V17	320	V17	300	V17	340
V24	320	V18	300	V18	280	V18	340
V25	320	V19	240	V19	240	V19	240
V26	320	V20	240	V20	240	V20	240
V27	300	V21	280	V21	260	V21	280
V28	280	V22	300	V22	300	V22	300
V29	260	V23	300	V23	300	V23	300
V30	300	V24	300	V24	300	V24	300
V31	300	V25	280	V25	260	V25	280
V32	300	V26	240	V26	240	V26	240
V33	260	V27	220	V27	180	V27	200
V34=V37	220	V28	220	V28	180	V28	200
V35=V36	280	V29	340	V29	340	V29	360
V38A	200	V30	360	V30	340	V30	360
V39A	240	V31	220	V31	200	V31	200
V40A	240	V32	220	V32	200	V32	200
V41A	180	V33	260	V33	260	V33	280
V38B	220	V34	300	V34	300	V34	300
V39B	300	V35	340	V35	320	V35	340
V40B	300	V36	340	V36	320	V36	340
V41B	220	V37	340	V37	320	V37	340
V42=V43	300	V38	300	V38	300	V38	300
V44=V48	320	V39	260	V39	260	V39	280
V45=V46=V47	320	V40	220	V40	220	V40	240
V49=V50	300	V41	220	V41	220	V41	240
V51	220	V42	200	V42	220	V42	220
V52	320	V43	320	V43	320	V43	340
V53	240	V44	320	V44	320	V44	340
V54	320	V45	220	V45	220	V45	220
V55	220	V47	300	V46	220	V46	220
V56=V60	180	V48	300	V47	280	V47	300
V57=V59	280	V49	220	V48	280	V48	300
V58	160	V50	160	V49	220	V49	220
V61=V65	160	V51	260	V50	220	V50	200
V62=V64	240	V52	260	V51	280	V51	260
V63	160	V53	200	V52	280	V52	260
V66=V71	260	V54	160	V53	220	V53	200
V67=V70	280	V55	260	V54	240	V54	240
V68=V69	280	V56	320	V55	280	V55	300
V72	180	V57	300	V56	300	V56	320
V73=V74	220	V58	240	V57	280	V57	300
		V59	220	V58	240	V58	240
		V60	220				
		V61	220				
		V62	220				
		V63	400				
		V64	400				

Tabla 6.2 Dimensiones de las vigas.

Calculo Unión Viga-Losa

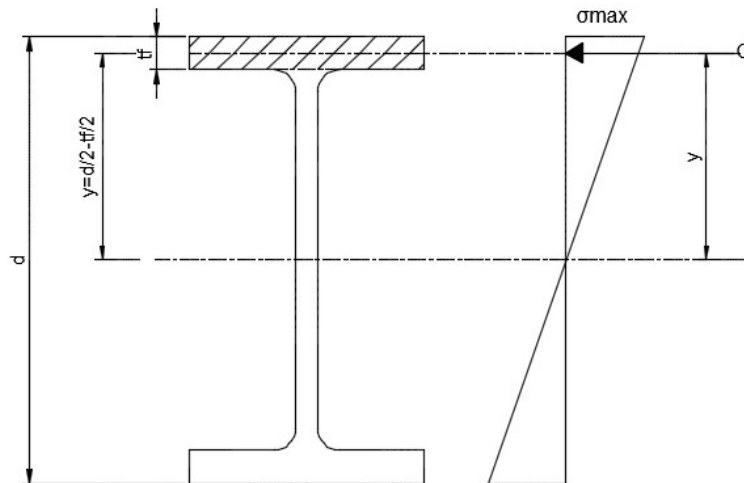


Fig 6.1. Diagrama de tensiones.

Siendo $P=0.02C$

$$C = A_f * \frac{M_u}{I_x} * y = b f * t_f * \frac{M_u}{I_x} * \left(\frac{d}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \text{ siendo } C: \text{resultante de compresion en el ala}$$

Planilla Resumen Elementos de unión Viga-Losa

PNI	Φadop [mm]	w [mm]	P [kN]	Ru [Mpa]	Rd [Mpa]	Lp [cm]
160	6	5	3.1	46.5	172.8	72
180	6	5	2.6	38.3	172.8	79.0
200	8	5	4.2	47.1	172.8	86.0
220	8	5	4.2	47.1	172.8	93.0
240	8	5	4.63	52	172.8	102
260	8	5	5.86	66	172.8	107
280	10	5	8.42	75.8	172.8	111
300	10	5	9.2	82.5	172.8	118
320	10	5	8.9	80.4	172.8	123
340	12	5	11.6	87	172.8	130
360	12	5	11.8	89	172.8	134
400	12	5	10.6	79	172.8	145

Tabla 6.3 Resultados del dimensionamiento

Cálculo de solicitaciones sobre Pórticos

Para el cálculo de las solicitaciones en los pórticos de la estructura metálica se partió de la hipótesis de que el tabique de H°A° que forma el núcleo central de la estructura contaba con la rigidez suficiente para resistir por si solo todas las cargas de viento actuantes sobre la estructura. Lo cual se verifico en el capítulo anterior del presente trabajo. Por lo cual se procedió a calcular las solicitaciones en los pórticos metálicos considerando a los mismos solo sometido a cargas gravitatorias.

La estructura está formada por 6 pórticos planos paralelos a la cara de 20 metros y 5 pórticos planos paralelos a la cara de 28 metros. Todos estos pórticos planos y el tabique central forman el conjunto estructural que da soporte a los entrepisos y resiste las cargas gravitatorias y esfuerzos horizontales debido al viento.

Para la obtención de las solicitaciones en las columnas se planteo y resolvió la estructura como pórtico plano, con la asistencia de un programa comercial de resolución de estructuras en 2D, llamado “FTOOLS”. Este software resuelve la estructura como un pórtico plano con un método de análisis Lineal Elástico de 1er orden y requiere de un pre dimensionamiento para poder correr y resolver el modelo. Por lo tanto se seleccionaron las siguientes secciones para los distintos elementos. Vigas formadas por PNI 340 y Columnas formadas con IPH 300 y IPH 400. Se resolvió cada pórtico para la combinación de cargas más desfavorables que según el reglamento CIRSOC 301/05 fue:

$$U=1.2D+1.6L$$

A efectos de facilitar el cálculo de las solicitaciones se tuvo en cuenta las simetrías entre los pórticos y se los considero de la siguiente manera:

Portico B-B=Portico E-E

Portico A-A = Portico F-F

Portico H-H= Portico I-I =Portico J-J

Portico G-G= Portico K-K

Pórtico B-B = Pórtico E-E

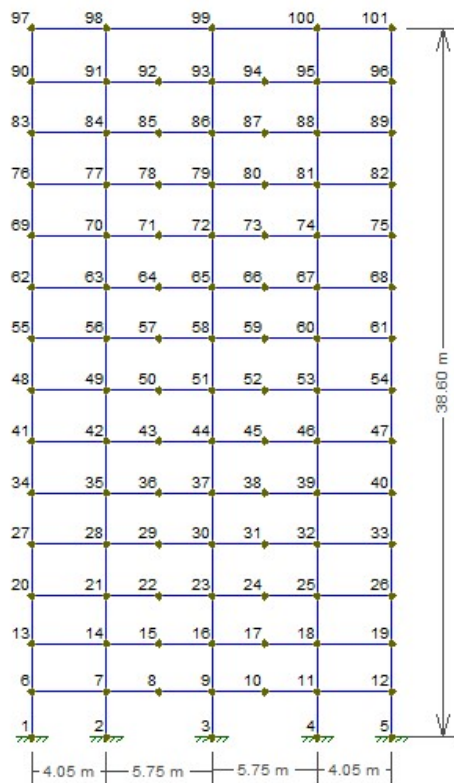


Fig 7.1. Geometría del modelo

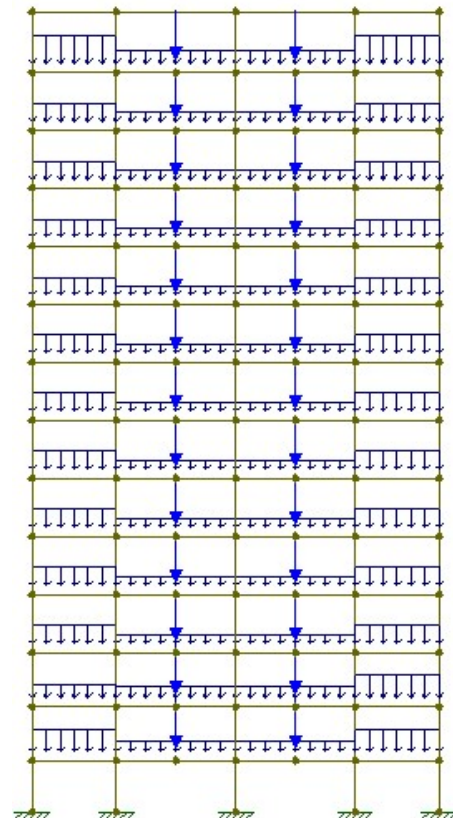


Fig 7.2. Modelo con cargas incluidas

Por limpieza del dibujo en la Fig 7.2 y Fig 7.4. No se aprecian los valores de las cargas actuantes pero se resumen en la tabla 1 del anexo.

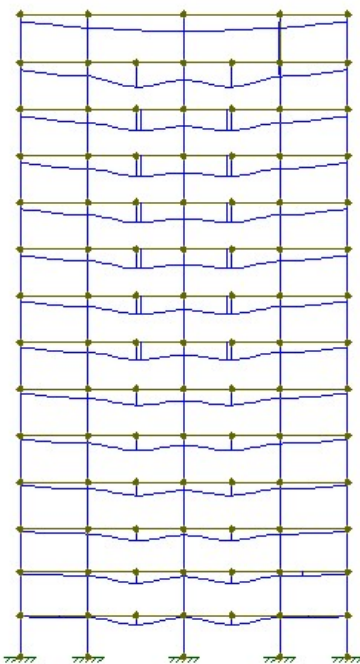


Fig 7.3. Deformada de la Estructura

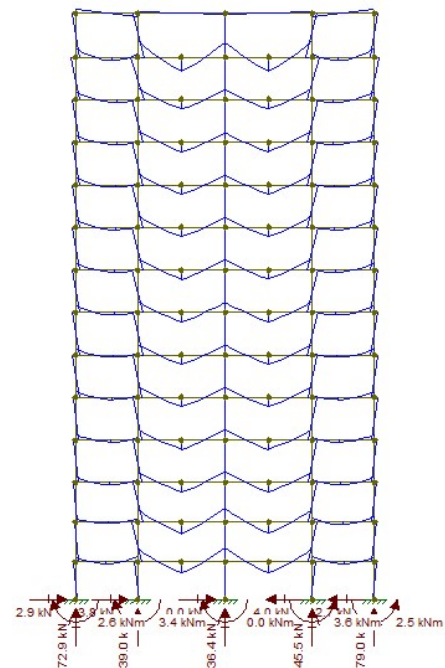


Fig 7.4. Diagrama de momentos flectores

Tablas 7.1 7.2 7.3 y 7.4 Cargas Gravitatorias actuantes mayoradas (U)

PORTICO B-B=PORTICO E-E			
Planta	Viga	qu [KN/m]	Pu [KN]
Terraza	42	21.0	-
	43	9.9	73.2
	44	9.9	72.8
	45	21.0	-
	42	17.8	-
Planta tipo	43	8.4	61.9
	44	8.4	61.5
	45	17.8	-
	42	10.7	-
PB	43	9.3	68.6
	44	9.3	68.1
	45	19.7	-
	17	24.4	-
ESTACIONA MIENTO	18	11.5	84.9
	19	11.5	84.9
	20	24.4	-

PORTICO H-H= PORTICO J-J			
Planta	Viga	Qu [KN/m]	Pu [KN]
Terraza	55	0.4	128.6
	34	15.4	61.6
	29	17.8	0.0
	21	20.6	54.0
	16	5.5	145.5
Planta tipo	55	0.4	106.2
	34	12.7	50.9
	29	14.0	0
	21	12.7	44.6
	16	0.4	108.0
PB	55	0.4	70.2
	34	14.3	57.1
	29	15.5	52.8
	21	14.3	50.1
	16	0.4	121.1
ESTACIONA MIENTO	30	0.4	111.1
	23	1.9	53.0
	13	19.0	48.0
	B	0	0
	A	0	0

PORTICO A-A=PORTICO F-F		
Planta	Viga	qu [KN/m]
Terraza	1	15.9
	2	15.9
	3	15.9
	4	15.9
Planta tipo	1	24.4
	2	24.4
	3	24.4
	4	24.4
PB	1	13.8
	2	13.8
	3	13.8
	4	13.8

PORTICO G-G-=PORTICO K-K			
Planta	Viga	qu [KN/m]	Pu [KN]
Terraza	54	2.7	53.1
	33	2.7	61.6
	20	2.7	54.0
	15	2.7	54.0
Planta tipo	54	1.6	43.9
	33	1.6	50.9
	20	1.6	44.6
	15	1.6	44.6
PB	54	1.6	0
	33	1.6	57.1
	63	1.63872	51.6
	20	1.6	50.1
	15	1.6	50.1
ESTACIONA MIENTO	29	7.8	45.9
	22	7.8	53.0
	12	26.4	48.0
	A	0.0	0
	B	0	0.0

Dimensionamiento de Columnas

El tipo de sección adoptada para las columnas fue un perfil doble T de tipo IPB según IRAM-IAS U500-215-2. También denominado perfil grey mediano HEB.

Todas las columnas fueron consideradas como articuladas en sus extremos porque el coeficiente de pandeo adoptado fue $k_x=k_y=1$.

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo seguido para el dimensionamiento de las columnas más solicitadas. En las columnas se realizaron cuatro verificaciones:

1) Resistencia de diseño a compresión para pandeo flexional alrededor eje x-x:

$$\lambda_x = \frac{L_{px}}{r_x} \quad \lambda_r = \frac{250}{\sqrt{F_y}} \quad \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}}$$
$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$
$$\text{Si } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$
$$\text{Si } \lambda_c > 1.5 \rightarrow F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

$$R_n = F_{cr} A_g (10^{-1}) [kN] \quad R_d = \phi_c P_n [kN] \rightarrow \phi_c = 0.85$$

2) Resistencia de diseño a compresión para pandeo flexional alrededor eje y-y:

$$\lambda_y = \frac{L_{py}}{r_y} \quad \lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$
$$R_n = F_{cr} A_g (10^{-1}) [kN] \quad R_d = \phi_c P_n [kN] \rightarrow \phi_c = 0.85$$

3) Estado de Plastificación F.1.1

$$1.5 * M_y = 1.5 * F_y S (10^{-3}) [kNm] \quad M_p = F_y Z (10^{-3}) \leq 1.5 M_y [kNm]$$

$$M_{dx} = \phi_b M_{nx} [kNm] \quad M_{dy} = \phi_b M_{ny} [kNm]$$

4) Barras sometidas a solicitaciones combinadas y torsión

H1.1 Barras con secciones de simple y doble simetría a tracción y flexión.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

Entrada de datos:

Para esta instancia debimos cargar las vigas con las siguientes especificaciones:

En esta tabla en particular se encuentran cargada la última fila de columnas paralelas a la cara de 20 m.

De igual manera se procedió con las demás filas de columnas de la estructura.

Dimensionado:

Al igual que para las vigas se procedió a calcular las situaciones límites en función de las características de cada columna en particular, dicha MACRO copia y pega los parámetros de diseño de cada columna (Cargas y momentos flectores mayorados), calcula las situaciones límites y las almacena para luego comparar con las resultantes de aplicar las mismas cargas en una columna de sección específica. . Las características de cada perfil a seleccionar se encuentran tabuladas según la norma IRAM-IAS U 500-215-2. Para dicha la verificación el programa, utiliza el mismo criterio que en vigas, es decir, iniciar con el perfil de menor sección, luego realizar iteraciones hasta lograr que verifiquen las cinco condiciones antes mencionadas (Pandeo flexional alrededor eje x-x, Pandeo flexional alrededor eje y-y, Plastificación y Barras sometidas a solicitaciones combinadas y torsión). Se llamó condición “1=Verdadero”, a aquella que verifica las cuatro condiciones en conjunto, y “0=Falso”, a cualquier condición que no sea “1”.

Salida de datos:

Este procedimiento se repitió para todas las columnas del edificio. Luego de obtenidas las secciones mínimas necesarias para cada columna de cada piso se decidió uniformar las secciones y realizar cambios de sección cada 3 pisos aproximadamente. De manera tal de facilitar la ejecución de la obra. A continuación, se resumen las secciones adoptadas:

Tramo	C18	C19	C20	C21	C22	C23	C24	C25	C26	C27
SUM	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	180	220	200	220	180	140	120	140	120	140
9	180	220	200	220	180	140	160	160	160	140
8	180	220	200	220	180	140	180	180	180	140
7	180	220	220	220	180	160	200	220	200	160
6	180	240	220	240	180	160	220	240	220	160
5	180	240	240	240	180	180	220	260	220	180
4	200	260	260	260	200	180	240	280	240	180
3	200	260	260	260	200	200	260	300	260	200
2	200	280	280	280	200	200	280	300	280	200
1	200	280	280	280	200	200	300	340	300	200
PB cochera 3	200	280	300	280	200	220	320	400	320	220
cochera 2	200	280	300	280	200	240	340	450	340	240
cochera 1	220	300	320	300	220	220	360	500	400	240

Tabla 8.1 Secciones de columnas adoptadas.

Tramo	C28	C29	C30	C31	C32	C33	C34	C35
SUM	-	-	-	-	-	100	100	-
10	160	120	120	160	160	100	100	160
9	140	140	140	140	140	120	120	140
8	160	140	160	160	160	140	140	160
7	160	160	160	160	160	160	160	160
6	160	180	180	160	160	160	160	160
5	160	180	180	160	160	180	180	160
4	180	200	200	180	180	180	200	180
3	180	220	220	180	180	200	200	180
2	180	220	220	180	180	220	220	180
1	180	240	240	180	180	220	220	180
PB cochera 3	200	280	280	200	180	260	260	180
cochera 2	260	320	320	260	260	320	320	260
cochera 1	280	300	300	280	260	320	340	280

Tabla 8.2 Secciones de columnas adoptadas.

Tramo	C36	C37	C38	C39	C40	C41	C42	C43	C44	C45
SUM	140	140	-	140	140	-	220	220	220	-
10	140	140	140	140	140	180	220	220	220	180
9	140	160	180	160	140	180	220	200	220	180
8	140	180	200	180	140	180	220	220	220	180
7	160	200	220	200	160	180	240	220	240	180
6	160	220	240	220	160	180	240	240	240	180
5	180	240	240	240	180	200	260	240	260	200
4	180	240	260	240	180	200	280	280	280	200
3	180	260	300	260	180	200	280	280	280	200
2	200	280	300	280	200	200	280	300	280	200
1	200	300	320	300	200	200	300	300	300	200
PB cochera 3	220	300	360	300	220	220	300	320	300	220
cochera 2	220	320	400	320	220	220	300	320	300	220
cochera 1	220	320	400	320	220	200	280	300	280	200

Tabla 8.3 Secciones de columnas adoptadas.

Columnas unico tramo en planta en SUBSUELO	
N° columna	Pu [KN]
C01	100
C02	100
C03	100
C04	100
C05	100
C06	100
C07	100
C08	100
C09	100
C10	100
C11	100
C12	100
C13	100
C14	100
C15	100
C16	100
C17	100

Tabla 8.4 Secciones de columnas adoptadas.

Dimensionamiento de Fundaciones

Dimensionamiento de Pilotes

Basándonos en las recomendaciones del estudio de suelo realizado en el terreno se optó por la utilización de Fundación Indirecta con pilotes excavados y hormigonados en sitio con recirculación de lodo bentonítico.

Para optimizar la relación carga necesaria/carga admisible de los pilotes se optó por la utilización de 3 diámetros distintos de pilotes, siendo estos de $\Phi=50\text{cm}$, 60cm y 70cm .

La cota de fundación recomendada por el estudio de suelo es de -20.00m , se optó por adoptarla la misma para todos los pilotes excepto para el tipo P1, este al recibir poca carga no requería de una gran longitud, por lo que se adoptó que su cota de fundación fuera de -13.50 metros. Las resistencias recomendadas por el estudio de suelo se presentan en la siguiente tabla:

Tensiones por fuste				
Cota Inicial	Cota Final	σ_{adm} [kg/cm ²]		
0.00	-6.00	despreciar	Tensiones por punta	
-6.00	-10.00	0.10	Cota de implante	σ_{adm} [kg/cm ²]
-10.00	-17.00	0.20		
-17.00	-20.00	0.30		
			-20.00	20

Tabla 9.1 Tensiones recomendadas por el estudio de suelo.

Determinación de Capacidad portante individual de cada pilote

P1: $\Phi=0.50\text{m}$

Para la cota -13.50 metros se estimó una resistencia de punta de $9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$P_{adm} = qf + qp = \left[\pi * 0.5\text{m} * 4\text{m} * 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \pi * 0.5\text{m} * 3.5\text{m} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] + \frac{\pi * 0.5\text{m}^2}{4} * 900 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{adm} = qf + qp = 173\text{kN} + 177\text{kN} = 350\text{kN} = 35\text{Tn}$$

P2: $\Phi=0.50\text{m}$

$$P_{adm} = \left[\pi * 0.5\text{m} * 4\text{m} * 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \pi * 0.5\text{m} * 7\text{m} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \pi * 0.5\text{m} * 3\text{m} * 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] + \frac{\pi * 0.5\text{m}^2}{4} * 2000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{adm} = qf + qp = 424\text{kN} + 393 = 817\text{kN} = 82\text{Tn}$$

P4: $\Phi=0.60\text{m}$

$$P_{adm} = qf + qp = \left[\pi * 0.6\text{m} * 4\text{m} * 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \pi * 0.6\text{m} * 7\text{m} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \pi * 0.6\text{m} * 3\text{m} * 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] + \frac{\pi * 0.6\text{m}^2}{4} * 2000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{adm} = qf + qp = 509\text{kN} + 565\text{kN} = 1074\text{kN} = 107\text{Tn}$$

P6: $\Phi=0.70\text{m}$

$$P_{adm} = qf + qp = \left[\pi * 0.7\text{m} * 4\text{m} * 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \pi * 0.7\text{m} * 7\text{m} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \pi * 0.7\text{m} * 3\text{m} * 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] + \frac{\pi * 0.7\text{m}^2}{4} * 2000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{adm} = qf + qp = 594\text{kN} + 770\text{kN} = 1364\text{kN} = 136\text{Tn}$$

Determinación de la Cantidad de Pilotes Necesarios

Para definir el número de pilotes necesarios por columna se utilizaron las cargas de servicio para que las mismas sean compatibles con el criterio de diseño por tensiones admisibles adoptado para la determinación de carga admisible del pilote.

$$Ps = PD + PL \rightarrow N^{\circ}pilotes = \frac{Ps + W_{cabezal}}{Q_{pil}} = \frac{Ps}{Q_{pil}} * 1.05$$

Debido a que se desconoce el peso de los cabezales, ya que aun no habían sido dimensionados, se optó por mayorar en un 5% el número de pilotes necesarios para considerar el peso del cabezal. En la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos:

N°	Ps [KN]	Ps [TN]	N° PILOTES Necesarios	N° Pilotes Adotado	ID del pilote	P ADM [TN]	Verificacion	Relacion Ps/Padm
C01	48.4	4.8	0.1	1	1	35	OK	0.14
C02	81.2	8.1	0.2	1	1	35	OK	0.23
C03	78.0	7.8	0.2	1	1	35	OK	0.22
C04	78.0	7.8	0.2	1	1	35	OK	0.22
C05	81.2	8.1	0.2	1	1	35	OK	0.23
C06	48.4	4.8	0.1	1	1	35	OK	0.14
C07	112.9	11.3	0.3	1	1	35	OK	0.32
C08	161.4	16.1	0.5	1	1	35	OK	0.46
C09	166.6	16.7	0.5	1	1	35	OK	0.48
C10	166.7	16.7	0.5	1	1	35	OK	0.48
C11	161.5	16.2	0.5	1	1	35	OK	0.46
C12	113.1	11.3	0.3	1	1	35	OK	0.32
C13 y C18	718.8	71.9	0.9	2	2	164	OK	0.44
C14 y 19	1557.6	155.8	1.5	2	5	214	OK	0.73
C15 y 20	1861.0	186.1	1.8	2	5	214	OK	0.87
C16 y 21	1594.7	159.5	1.6	2	5	214	OK	0.75
C17 y 22	755.8	75.6	1.0	2	2	164	OK	0.46
C23	1081.7	108.2	1.4	2	2	164	OK	0.66
C24	2353.2	235.3	2.3	3	5	321	OK	0.73
C25	2975.1	297.5	2.9	3	5	321	OK	0.93
C26	2416.7	241.7	2.4	3	5	321	OK	0.75
C27	1118.5	111.8	1.4	2	2	164	OK	0.68
C28	789.5	78.9	1.0	2	2	164	OK	0.48
C29	1574.5	157.4	1.5	2	5	214	OK	0.74
C30	1616.3	161.6	1.6	2	5	214	OK	0.76
C31	789.4	78.9	1.0	2	2	164	OK	0.48
C32	667.1	66.7	0.9	2	2	164	OK	0.41
C33	1428.0	142.8	1.4	2	4	214	OK	0.67
C34	1494.5	149.5	1.5	2	4	214	OK	0.70
C35	701.3	70.1	0.9	2	2	164	OK	0.43
C36	961.5	96.1	1.2	2	2	164	OK	0.59
C37	2152.1	215.2	1.7	2	6	272	OK	0.79
C38	2615.7	261.6	2.6	3	5	321	OK	0.81
C39	2153.2	215.3	1.7	2	6	272	OK	0.79
C40	961.5	96.1	1.2	2	2	164	OK	0.59
C41	711.6	71.2	0.9	2	2	164	OK	0.43
C42	1618.6	161.9	1.6	2	5	214	OK	0.76
C43	1859.4	185.9	1.4	2	6	272	OK	0.68
C44	1589.5	159.0	1.6	2	5	214	OK	0.74
C45	701.1	70.1	0.7	1	5	107	OK	0.66
T1	2806.8	280.7						
T2	2063.0	206.3						
T3	2611.0	261.1						
T4	2109.4	210.9						
T5	1726.2	172.6						
T6	1857.9	185.8						
TOTAL TABIQUES	13174.5	1317.4	12.9	14	4	1498	OK	0.88

Tabla 9.2 N° de pilotes por columna y para tabiques.

El tabique se dimensiono como el elemento encargado de transmitir las fuerzas de viento hacia las fundaciones, en la tablas anterior solo se tuvo en cuenta la carga gravitatoria sobre el tabique, a continuación se le agrego el efecto debido al viento, que se manifiesta como un incremento de la carga sobre los pilotes.

Inicialmente se adopto un diseño con 20 pilotes los cuales se unen por una serie de vigas en ambas direcciones y actúan en conjunto para absorber los esfuerzos del tabique.

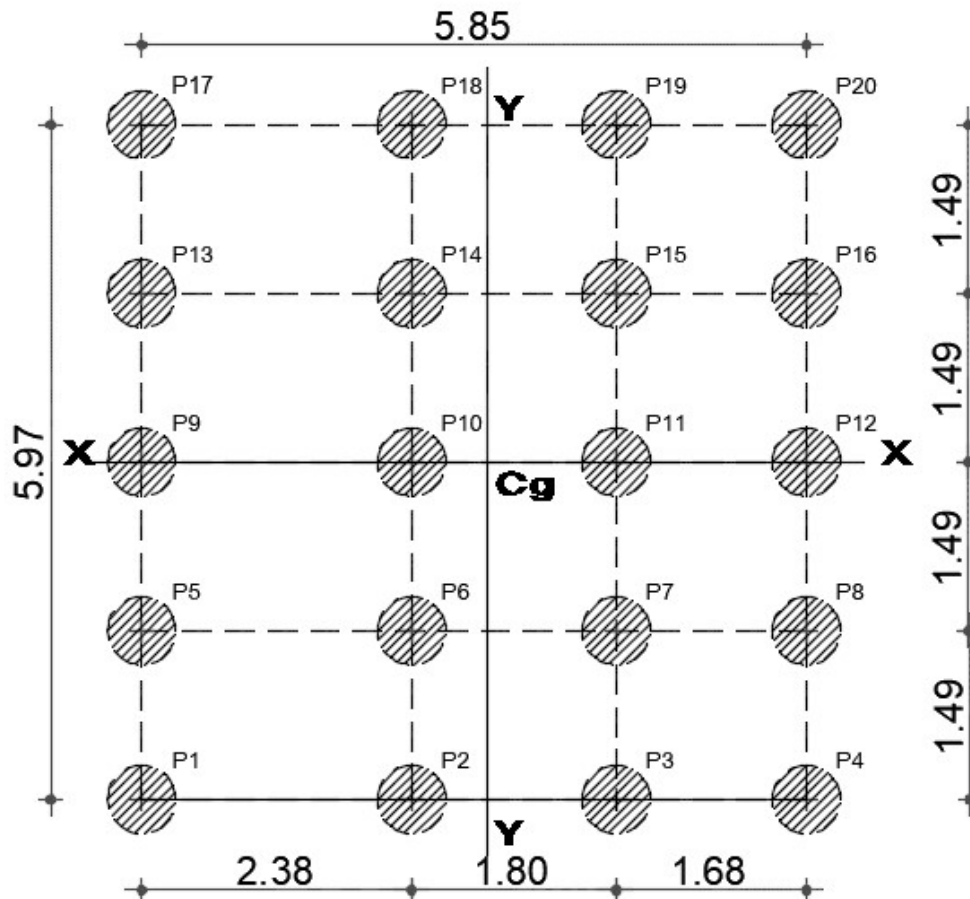


Fig 9.1. Croquis del diseño propuesto de distribución de pilotes.

Todos los pilotes se consideraron como pertenecientes al mismo cabezal, para obtener el valor de carga axial debido a las cargas gravitatorias y de viento en cada pilote se utilizo la siguiente formulación:

$$R_{ip} = \frac{P}{N^{\circ}pil} \pm \frac{Mx}{\sum x^2} y_i \pm \frac{My}{\sum y^2} x_i$$

Siendo $\sum x^2$: suma del cuadrado de las abscisas de cada pilote.

Siendo $\sum y^2$: suma del cuadrado de las ordenadas de cada pilote.

Siendo R_{ip} : la carga axial en cada pilote.

Para la verificación del diseño adoptado se comprobaron las siguientes combinaciones de cargas en servicio:

$$(1) D + \sum W = 10553kN + 17369.1kNm$$

$$(2) D + 0.7 * \sum Li + 0.7 * \sum Wi = 10553kN + 0.7 * (2614kN) + 0.7 * (17369.1kNm)$$

$$(3) D + 0.6 * \sum Li + 0.6 * \sum Wi = 10553kN + 0.6 * (2614kN) + 0.6 * (17369.1kNm)$$

Siendo W igual al momento flector en la base debido al viento. Estudiado en la dirección My únicamente ya que es la de mayor valor.

A continuación se presenta el cálculo de la combinación (1):

n°	20.00
P [kN]	10553
My [kNm]	17371.60

PD	10553
PL	2614
Mw	17372

IxG [m4]	88.80
IyG [m4]	94.29
Xg [m]	3.10
Yg [m]	2.98

											con My
Tabique	Φ [m]	Ω [m2]	yi[m]	Ω*yi	xi[m]	Ω*xi	dy [m]	dx [m]	Ixi[m4]	Iyi[m4]	Pi [kN]
P1	0.6	0.283	0	0.00	0	0.000	2.985	3.103	8.9102	9.6255	-44.0
P2	0.6	0.283	0	0.00	2.38	0.673	2.985	0.722	8.9102	0.5220	394.5
P3	0.6	0.283	0	0.00	4.18	1.182	2.985	1.078	8.9102	1.1610	726.2
P4	0.6	0.283	0	0.00	5.85	1.654	2.985	2.748	8.9102	7.5488	1033.9
P5	0.6	0.283	1.49	0.42	0	0.000	1.495	3.103	2.2350	9.6255	-44.0
P6	0.6	0.283	1.49	0.42	2.38	0.673	1.495	0.722	2.2350	0.5220	394.5
P7	0.6	0.283	1.49	0.42	4.18	1.182	1.495	1.078	2.2350	1.1610	726.2
P8	0.6	0.283	1.49	0.42	5.85	1.654	1.495	2.748	2.2350	7.5488	1033.9
P9	0.6	0.283	2.98	0.84	0	0.000	0.005	3.103	0.0000	9.6255	-44.0
P10	0.6	0.283	2.98	0.84	2.38	0.673	0.005	0.722	0.0000	0.5220	394.5
P11	0.6	0.283	2.98	0.84	4.18	1.182	0.005	1.078	0.0000	1.1610	726.2
P12	0.6	0.283	2.98	0.84	5.85	1.654	0.005	2.748	0.0000	7.5488	1033.9
P13	0.6	0.283	4.47	1.26	0	0.000	1.485	3.103	2.2052	9.6255	-44.0
P14	0.6	0.283	4.47	1.26	2.38	0.673	1.485	0.722	2.2052	0.5220	394.5
P15	0.6	0.283	4.47	1.26	4.18	1.182	1.485	1.078	2.2052	1.1610	726.2
P16	0.6	0.283	4.47	1.26	5.85	1.654	1.485	2.748	2.2052	7.5488	1033.9
P17	0.6	0.283	5.96	1.685	0	0.000	2.975	3.103	8.8506	9.6255	-44.0
P18	0.6	0.283	5.96	1.685	2.38	0.673	2.975	0.722	8.8506	0.5220	394.5
P19	0.6	0.283	5.96	1.685	4.18	1.182	2.975	1.078	8.8506	1.1610	726.2
P20	0.6	0.283	5.96	1.685	5.85	1.654	2.975	2.748	8.8506	7.5488	1033.9
											MAX
											1033.9

Tabla 9.3 Determinación del pilote más cargado.

Para considerar la situación más desfavorable se identifico el pilote más solicitado de la combinación de cargas (1) y son los pilotes extremos P4-P8-P12-P16-P20 con una carga axial de 103.4Tn. El pilote adoptado tenía una carga admisible de 107Tn. Por lo cual nos encontramos en buenas condiciones. Luego se procedió a repetir el proceso para el resto de combinaciones de carga, a continuación se resumen los resultados obtenidos.

Combinacion	Pi Max [Tn]	Padm [Tn]	Estado
1	103.4	107	B.C
2	97.4	107	B.C
3	91.0	107	B.C

Tabla 9.4 Verificación de la carga admisible de los pilotes.

El diseño adoptado verifica correctamente.

Dimensionamiento de Armadura para Pilotes

N°	Pu [KN]	N° PILOTE	ID PILOTE	ϕ PILOTE	Ag [cm2]	Nu c/pil [KN]	Ag nec [cm2]	Ast nec [cm2]	Armadura		Ast adoptada [cm2]	Capacidad Pu de 1 pil [KN]	Verificacion
									ϕ [mm]	cantidad			
C01	56.5	1	1	0.50	1963.5	56.5	43.1	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C02	134.4	1	1	0.50	1963.5	134.4	102.4	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C03	129.1	1	1	0.50	1963.5	129.1	98.4	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C04	129.1	1	1	0.50	1963.5	129.1	98.4	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C05	134.4	1	1	0.50	1963.5	134.4	102.4	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C06	56.5	1	1	0.50	1963.5	56.5	43.1	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C07	136.2	1	1	0.50	1963.5	136.2	103.8	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C08	267.0	1	1	0.50	1963.5	267.0	203.4	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C09	275.5	1	1	0.50	1963.5	275.5	209.9	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C10	275.6	1	1	0.50	1963.5	275.6	210.0	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C11	267.2	1	1	0.50	1963.5	267.2	203.6	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C12	136.6	1	1	0.50	1963.5	136.6	104.1	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C13=C18	957.5	2	2	0.50	1963.5	478.8	364.8	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C14=19	2116.9	2	5	0.60	2827.4	1058.5	806.5	14.1	16	7	14.1	3416.1	B.C
C15=20	2502.1	2	5	0.60	2827.4	1251.0	953.3	14.1	16	7	14.1	3416.1	B.C
C16=21	2143.7	2	5	0.60	2827.4	1071.9	816.8	14.1	16	7	14.1	3416.1	B.C
C17=22	984.4	2	2	0.50	1963.5	492.2	375.0	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C23	1411.3	2	2	0.50	1963.5	705.7	537.7	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C24	3105.7	3	6	0.70	3848.5	1035.2	788.8	19.2	20	7	22.0	4708.5	B.C
C25	3930.1	3	6	0.70	3848.5	1310.0	998.2	19.2	20	7	22.0	4708.5	B.C
C26	3190.5	3	6	0.70	3848.5	1063.5	810.4	19.2	20	7	22.0	4708.5	B.C
C27	1460.4	2	2	0.50	1963.5	730.2	556.4	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C28	1026.0	2	2	0.50	1963.5	513.0	390.9	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C29	2067.0	2	5	0.60	2827.4	1033.5	787.5	14.1	16	7	14.1	3416.1	B.C
C30	2122.4	2	5	0.60	2827.4	1061.2	808.6	14.1	16	7	14.1	3416.1	B.C
C31	1026.1	2	2	0.50	1963.5	513.1	391.0	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C32	865.4	2	2	0.50	1963.5	432.7	329.7	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C33	1869.7	2	4	0.60	2827.4	934.8	712.3	14.1	16	7	14.1	3416.1	B.C
C34	1961.6	2	4	0.60	2827.4	980.8	747.3	14.1	16	7	14.1	3416.1	B.C
C35	910.6	2	2	0.50	1963.5	455.3	346.9	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C36	1258.1	2	2	0.50	1963.5	629.1	479.3	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C37	2838.3	2	6	0.70	3848.5	1419.2	1081.4	19.2	20	7	22.0	4708.5	B.C
C38	3449.2	2	6	0.70	3848.5	1724.6	1314.1	19.2	20	7	22.0	4708.5	B.C
C39	2839.4	2	6	0.70	3848.5	1419.7	1081.8	19.2	20	7	22.0	4708.5	B.C
C40	1258.1	2	2	0.50	1963.5	629.1	479.3	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C41	921.1	1	2	0.50	1963.5	921.1	701.9	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C
C42	2111.0	2	5	0.60	2827.4	1055.5	804.3	14.1	16	7	14.1	3416.1	B.C
C43	2440.7	2	6	0.70	3848.5	1220.3	929.9	19.2	20	7	22.0	4708.5	B.C
C44	2105.6	2	5	0.60	2827.4	1052.8	802.2	14.1	16	7	14.1	3416.1	B.C
C45	921.1	1	2	0.50	1963.5	921.1	701.9	9.8	16	6	12.1	2419.8	B.C

Tabla 9.5 Dimensionamiento de la armadura de los pilotes.

A modo de Resumen luego de uniformada la armadura se presenta la siguiente tabla:

ID Pilote	ϕ Pilote [cm]	Armadura		Estribos	
		ϕ [mm]	cantidad	ϕ [mm]	Sep [cm]
1=2	50	16	6	8	20
4=5	60	16	7	8	20
6=7	70	20	7	8	20

Tabla 9.6 Resumen de la armadura adoptada.

Dimensionamiento de Cabezales

Para el dimensionamiento de los cabezales se optó por utilizar el Método de las Bielas indicado en el reglamento CIRSOC 201/05-Apendice A y además se siguieron los siguientes lineamientos:

- La separación entre pilotes “e” debe ser $\geq 2.5\Phi$
- El cabezal debe hacer siempre unos 15 a 30 cm volado hacia todos los lados de los pilotes para dar cabida a las armaduras principales.
- La altura del cabezal está en función de la separación entre pilotes. Con ángulos “ α ” comprendidos entre 40 y 55° de manera tal que se garantiza la rigidez suficiente y la formación de bielas comprimidas.

El proceso de dimensionamiento se realizó con la asistencia de una planilla de cálculo, a continuación se presenta el cálculo del cabezal de 2 pilotes Ca. 4.13-18 a modo de ejemplo para visualizar el procedimiento.

CABEZAL DE 2 PILOTES

b[m]	0.5		
a[m]	0.5	α GRADOS	54.5
Ω_{column} [m ²]	0.25	α rad	0.95
Pu [kN]	872.9	$\text{sen}\alpha$	0.814
f'c [Mpa]	25		
Fy [Mpa]	420	VERDADERO	1
Diametro [m]	0.5		
Ω_{pil} [m ²]	0.20	Como	
e [m]	1.25	$40^\circ < \alpha < 55^\circ$	
d min [m]	0.42	→	$0.42 * (e - a/2)$
d max [m]	0.70	→	$0.70 * (e - a/2)$
d adop [m]	0.7		
Pn[kN]	1163.9		
ϕ	0.75		

Verificaciones (S/CIRSOC 201-2005-Apendice A):

En el Apendice A:

Art. A.3-Resistencia de los puntales

Art.A.5-Resistencia de las zonas nodales

Art. A.3 Verificaciones de los puntales

β_s	0.6
fce [Mpa]	12.75

a) Extremo superior del puntal (cerca de la columna)

fns [Mpa]	7.03	→	$f_{ns} = \frac{P_n}{A_{col} * \text{sen}^2 \alpha}$
fns < fce	O.K		

b) Extremo inferior del puntal (cerca de los pilotes)

fns	4.5	→	$f_{ns} = \frac{P_n}{2 * A_{pil} * \text{sen}^2 \alpha}$
fns < fce	O.K		

Verificacion Zonas nodal bajo columna 2 puntales y 1 area de apoyo

β_n	1	Verifica automaticamente, ya que sera
fce[Mpa]	21.25	critica la verificacion del extremo superior del puntal

$\beta_n = 1,0$ en zonas nodales limitadas por puntales, áreas de apoyo o ambas.

$\beta_n = 0,8$ en zonas nodales que anclan un tensor.

$\beta_n = 0,6$ en zonas nodales que anclan dos o más tensores.

Verificacion Zonas nodal sobre pilotes : 1puntal, 1 tensor y 1 area de apoyo

β_n	0.8	Verifica automaticamente, ya que sera
fce [Mpa]	17	critica la verificacion del extremo inferior del puntal

Dimensionamiento de Armadura

Tn [kN] 478.0 →

$$T = \frac{1,15 \times P}{4h} (e - a/2)$$

φ [mm]

1) Long inferior

12

Al inf [cm2] 11.4

1.13

cant barras

10

2) Long superior (Perchas)

φ [mm]

Al sup [cm2] 3.41

8

0.5

cant barras

7

3) Estribos horizontal 1 φ 10 c/15**4) Estribos verticales 1 φ 10 c/15**

De la misma manera se procedió para los cabezales de 3 pilotes, se presenta a continuación el cálculo del cabezal Ca. 6.24 a modo de ejemplo para visualizar el procedimiento.

CABEZAL DE 3 PILOTES

b[m]	0.7		
a[m]	0.8	α GRADOS	51
Ωcolumn [m2]	0.56	α rad	0.88
Pu [kN]	3105.7	senα	0.773
f'c [Mpa]	25.0		
Fy [Mpa]	420		
φ [m]	0.7		
Ωpil [m2]	0.38	Como	
e [m]	1.75	40°<α<55°	
d min [m]	0.65	→	0.48*(e-a/2)
d max [m]	1.12	→	0.83*(e-a/2)
d adop [m]	0.95		

φ	0.75
Pn[kN]	4140.9

Verificaciones (S/CIRSOC 201-2005-Apendice A):

En el Apendice A:

Art. A.3-Resistencia de los puntales

Art.A.5-Resistencia de las zonas nodales

Art. A.3 Verificaciones de los puntales

βs	0.6
fce [Mpa]	12.75

a) Extremo superior del puntal (cerca de la columna)

fns [Mpa]	12.37	→	$f_{ns} = \frac{P_n}{A_{col} \cdot \sin^2 \alpha}$
fns < fce	O.K		

b) Extremo inferior del puntal (cerca de los pilotes)

fns	6.0	→	$f_{ns} = \frac{P_n}{3 \cdot A_{pil} \cdot \sin^2 \alpha}$
fns < fce	O.K		

Verificacion Zonas nodal bajo columna 3 puntales y 1 area de apoyo

βn	1	Verifica automaticamente, ya que
fce[Mpa]	21.25	sera critica la verificacion del extremo superior del puntal

β_n = 1,0 en zonas nodales limitadas por puntales, áreas de apoyo o ambas.

β_n = 0,8 en zonas nodales que anclan un tensor.

β_n = 0,6 en zonas nodales que anclan dos o más tensores.

Verificacion Zonas nodal sobre pilotes : 1 puntal, 2 tensor y 1 area de apoyo

βn	0.8	Verifica automaticamente, ya que
fce [Mpa]	17	sera critica la verificacion del extremo inferior del puntal

Dimensionamiento de Armadura

TL [kN] 653.8

$$T_L = \frac{P(e - a/2)}{9h}$$

1) Estribos perimetrales o Barras long 25φ [mm]

Al inf [cm²] 15.6 4.9

cant barras 3

2) Malla inferior=Malla Superior

Al sup [cm²] 4.67 10φ [mm]

0.78

cant barras 6

3) Estribos horizontal 1 φ 10 c/15

4) Estribos verticales 1 φ 10 c/15

Resultados Dimensionamiento de Cabezales

	Cabezal	Pu [kN]	φ Pilote [cm]	Fuste de Columna		Cabezales					Armadura							
											Long Inferior		Long Superior		Estrib horiz		Estrib Ver	
											φ[mm]	Cant	φ[mm]	Cant	φ[mm]	Sep [cm]	φ[mm]	Sep [cm]
CABEZALES DE 2 PILOTES	Ca 4.13-18	872.9	50	50	50	100	205	70	85	12	10	8	7	10	12	10	15	15
	Ca 5.14-19	1932.9	60	60	60	90	240	85	100	20	8	10	10	10	10	10	15	15
	Ca 5.15-20	2289.7	60	60	60	90	240	85	100	20	9	10	11	10	10	10	15	15
	Ca 5.16-21	1959.3	60	60	60	90	240	85	100	20	8	10	10	10	10	10	15	15
	Ca 4.17-22	899.4	50	50	50	100	205	70	85	12	10	8	7	10	12	10	15	15
	Ca 4.23	1411.3	50	50	50	100	205	70	85	16	9	8	11	10	12	10	15	15
	Ca 4.27	1460.4	50	50	50	100	205	70	85	16	9	8	11	10	12	10	15	15
	Ca 4.28	1026.0	50	50	50	100	205	70	85	16	7	8	8	10	12	10	15	15
	Ca 5.29	2067.0	60	50	70	90	240	80	100	16	14	10	11	10	10	10	15	15
	Ca 5.30	2122.4	60	50	70	90	240	80	100	16	14	10	11	10	10	10	15	15
	Ca 4.31	1026.1	50	50	50	100	205	70	85	16	7	8	8	10	12	10	15	15
	Ca 4.32	865.4	50	50	50	100	205	70	85	12	11	8	7	10	12	10	15	15
	Ca 5.33	1869.7	60	60	60	90	240	85	100	16	13	10	10	10	10	10	15	15
	Ca 5.34	1961.6	60	60	60	90	240	85	100	16	13	10	10	10	10	10	15	15
	Ca 4.35	910.6	50	50	50	100	205	70	75	12	11	8	7	10	12	10	15	15
	Ca 4.36	1258.1	50	50	50	100	205	70	75	16	8	8	10	10	12	10	15	15
	Ca 7.37	2838.3	70	60	80	100	275	95	110	20	12	12	10	10	8	10	15	15
	Ca 7.38	3449.2	70	60	90	100	275	95	110	20	14	12	11	10	8	10	15	15
	Ca 7.39	2839.4	70	60	80	100	275	95	110	20	12	12	10	10	8	10	15	15
	Ca 4.40	1258.1	50	50	50	100	205	70	85	16	8	8	10	10	12	10	15	15
	Ca 5.42	2111.0	60	50	70	90	240	90	100	20	8	12	7	10	8	10	15	15
	Ca 7.43	2440.7	70	60	70	100	275	95	110	20	10	12	9	10	8	10	15	15
	Ca 5.44	2105.6	60	50	70	90	240	90	100	20	8	12	7	10	8	10	15	15
CABEZALES DE 3 PILOTES	Ca 6.24	3105.7	70	70	80	249	279	95	110	25*	3*	10*	6*	10	15	10	15	15
	Ca 6.25	3930.1	70	70	80	249	279	95	110	25*	4*	10*	7*	10	15	10	15	15
	Ca 6.26	3190.5	70	70	80	249	279	95	110	25*	3*	10*	6*	10	15	10	15	15
CABEZALES DE 1 PILOTE	Ca 1.1	56.5	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 2.2	134.4	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 2.3	129.1	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 2.4	129.1	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 2.5	134.4	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 1.6	56.5	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 2.7	136.2	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 3.8	267.0	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 3.9	275.5	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 3.10	275.6	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 3.11	267.2	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 2.12	136.6	50	20	20	70	70	55	70	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 8.41	921.1	60	40	40	100	80	70	85	-	-	-	-	10	10	10	10	10
	Ca 8.45	921.1	60	40	40	100	80	70	85	-	-	-	-	10	10	10	10	10

Tabla 9.7 Resumen de la armadura adoptada para cada tabique.

Aclaración respecto de la tabla: *Cantidad de estribos perimetrales

Dimensionamiento de Vigas de fundaciones

Se diseñaron 2 tipos de vigas de fundación, un tipo que funciona como elemento de arriostramiento lateral a los cabezas y otro tipo que funciona como elemento de equilibrio para compensar la excentricidad que existe entre el eje de la columna y el eje del pilote, situación que se presenta en las columnas junto al eje medianero.

Vigas de arriostramiento o centradoras

Se proyectaron como tensores que deben absorber el 10% de la carga ultima mayorado de la columna mas cargada que unen.

Vigas Centradoras													
N°	h (cm)	d(cm)	b(cm)	Nu(kN)	As	As	Estado	Armadura Total		Av min/s [cm ² /m]	Estribos		
					Necesario	Adoptado		Φ[mm]	cantidad		Φ[mm]	s adop [cm]	s nec [cm]
VF02	50	47	30	10.9	0.29	3.14	O.K	10	4	2.23	6	20	25
VF03	50	47	30	10.4	0.28	3.14	O.K	10	4	2.23	6	20	25
VF04	50	47	30	10.9	0.29	3.14	O.K	10	4	2.23	6	20	25
VF07	50	47	30	22.3	0.59	3.14	O.K	10	4	2.23	6	20	25
VF08	50	47	30	22.3	0.59	3.14	O.K	10	4	2.23	6	20	25
VF09	50	47	30	22.3	0.59	3.14	O.K	10	4	2.23	6	20	25
VF12	60	57	40	246.1	6.51	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF13	60	57	40	246.1	6.51	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF16	60	57	40	393.0	10.40	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF17	60	57	40	393.0	10.40	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF21	50	47	30	206.7	5.47	8.04	O.K	16	4	2.23	6	20	25
VF22	50	47	30	89.9	2.38	4.52	O.K	12	4	2.23	6	20	25
VF23	50	47	30	187.0	4.95	8.04	O.K	16	4	2.23	6	20	25
VF24	60	57	30	196.2	5.19	8.04	O.K	16	4	2.23	6	20	25
VF28	60	57	40	344.9	9.12	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF29	60	57	40	344.9	9.12	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF32	60	57	40	244.1	6.46	8.04	O.K	16	4	2.98	8	25	34
VF33	60	57	40	244.1	6.46	8.04	O.K	16	4	2.98	8	25	34
VF36	60	57	40	125.8	3.33	4.52	O.K	12	4	2.98	8	25	34
VF37	60	57	40	102.6	2.71	4.52	O.K	12	4	2.98	8	25	34
VF38	60	57	40	141.1	3.73	4.52	O.K	12	4	2.98	8	25	34
VF39	60	57	40	141.1	3.73	4.52	O.K	12	4	2.98	8	25	34
VF40	50	47	30	96.1	2.54	3.14	O.K	10	4	2.23	6	20	25
VF43	60	57	40	283.8	7.51	8.04	O.K	16	4	2.98	8	25	34
VF44	60	57	30	206.7	5.47	8.04	O.K	16	4	2.23	6	25	25
VF45	40	37	30	310.6	8.22	12.57	O.K	20	4	2.23	6	15	25
VF46	60	57	40	310.6	8.22	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF50	60	57	40	393.0	10.40	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF52	60	57	40	0.0	0.00	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF54	60	57	40	283.9	7.51	8.04	O.K	16	4	2.98	8	25	34
VF55	60	57	40	319.0	8.44	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF56	60	57	40	319.0	8.44	12.57	O.K	20	4	2.98	8	25	34
VF59	60	57	40	125.8	3.33	4.52	O.K	12	4	2.98	8	25	34
VF60	60	57	40	102.6	2.71	4.52	O.K	12	4	2.98	8	25	34
VF61	60	57	40	146.0	3.86	4.52	O.K	12	4	2.98	8	25	34
VF62	60	57	40	146.0	3.86	4.52	O.K	12	4	2.98	8	25	34
VF63	50	47	30	98.8	2.61	4.52	O.K	12	4	2.23	6	20	25

Tabla 9.8 Dimensionamiento de las vigas centradoras.

Vigas de Equilibrio

Se diseñaron con el siguiente esquema estático: la línea de los pilotes representa los apoyos de la viga, y las cargas concentradas son las cargas axiales de la columna. De esta manera se obtuvieron los valores de solicitaciones para el dimensionamiento.

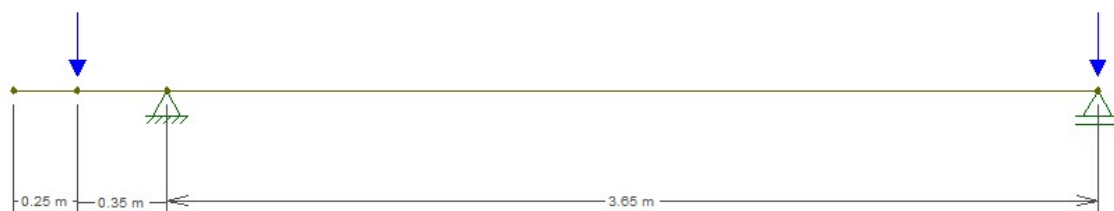


Fig.9.2. Esquema estático

Fig. 9.3 Diagrama Momento Flector



Fig 9.4 Diagrama de corte

Dimensionamiento a Flexión:

Se dimensiono la armadura superior para absorber el esfuerzo de tracción superior y armadura inferior 2Φ8 a modo de percha.

Vigas de Equilibrio														
N°	Seccion	h (cm)	d(cm)	b(cm)	Mu(kNm)	Mn(MNm)	kd	ke	As Nec.[cm ²]	As Min [cm ²]	As Adoptado [cm ²]	Estado	Armadura Superior	
													Φ[mm]	cantidad
VF01=VF05	tramo	60	57	30	27.97	0.031	1.771	24.301	1.32	1.61	2.26	O.K	12	2
VF06=VF10	tramo	60	57	30	65.68	0.073	1.156	24.301	3.11	1.61	4.02	O.K	16	2
VF11=VF14	tramo	80	77	40	345.64	0.384	0.786	24.793	12.37	2.90	12.57	O.K	20	4
VF15=VF18	tramo	100	97	50	511.14	0.568	0.910	24.527	14.36	4.56	19.63	O.K	25	4
VF19=VF20	tramo	80	77	40	359.15	0.399	0.771	24.835	12.87	2.90	19.63	O.K	25	4
VF25=VF26	tramo	80	77	40	318.72	0.354	0.818	24.711	11.36	2.90	12.57	O.K	20	4
VF27=VF30	tramo	100	97	50	440.34	0.489	0.981	24.423	12.32	4.56	12.57	O.K	20	4
VF31=VF34	tramo	80	77	40	368.43	0.409	0.761	24.864	13.22	2.90	15.71	O.K	20	5
VF35=VF58	tramo	80	77	40	184.21	0.205	1.076	24.314	6.46	2.90	8.04	O.K	16	4
VF41=VF64	tramo	60	57	30	27.97	0.031	1.771	24.301	1.32	1.61	2.26	O.K	12	2
VF42=VF53	tramo	100	97	50	738.84	0.821	0.757	24.877	21.05	4.56	24.54	O.K	25	5
VF47=VF57	tramo	60	57	30	48.84	0.054	1.340	24.301	2.31	1.61	3.39	O.K	12	3
VF48=VF51	tramo	60	57	30	46.91	0.052	1.368	24.301	2.22	1.61	3.39	O.K	12	3
VF49	tramo	100	97	50	732.20	0.814	0.760	24.866	20.86	4.56	24.54	O.K	25	5

Tabla 9.9 Dimensionamiento a Flexión

Dimensionamiento a esfuerzo de Corte

Vigas de Equilibrio								
N°	Vu (KN)	Vn (MN)	Vc (MN)	Vs	Av / s (cm ² /m)	Estribos		
						Φ[mm]	s adop	s nec
VF01=VF05	9.4	0.01	0.14	0.00	2.23	6	20	0.51
VF06=VF10	22.7	0.03	0.14	0.00	2.23	6	20	0.51
VF11=VF14	91.8	0.12	0.26	0.00	2.98	6	20	0.38
VF15=VF18	117.8	0.16	0.40	0.00	3.72	6	20	0.30
VF19=VF20	98.4	0.13	0.26	0.00	2.98	6	20	0.38
VF25=VF26	83	0.11	0.26	0.00	2.98	6	20	0.38
VF27=VF30	120.6	0.16	0.40	0.00	3.72	6	20	0.30
VF31=VF34	100.9	0.13	0.26	0.00	2.98	6	20	0.38
VF35=VF58	38.4	0.05	0.26	0.00	2.98	6	20	0.38
VF41=VF64	5.4	0.01	0.14	0.00	2.23	6	20	0.51
VF42=VF53	88.8	0.12	0.40	0.00	3.72	6	20	0.30
VF47=VF57	12.7	0.02	0.14	0.00	2.23	6	20	0.51
VF48=VF51	12.2	0.02	0.14	0.00	2.23	6	20	0.51
VF49	103.9	0.14	0.40	0.00	3.72	6	20	0.30

Tabla 9.10 Dimensionamiento al Corte.

Vigas para el Tabique:

Se diseñaron como vigas continuas apoyadas sobre los pilotes y sometido a una carga distribuida de compresión debida al tabique. Se opto por dimensionar las mismas con la combinación de cargas más desfavorables gravitatoriamente

$$U=1.2PD +1.6PL$$

	Long [m]	qu [Kn]	qu [Kn/m]
Cab sent X	5.85	5977.9	1021.9
Cab sent y	5.97	236.5	396.10

Tabla 9.11 Determinación de carga distribuida equivalente.

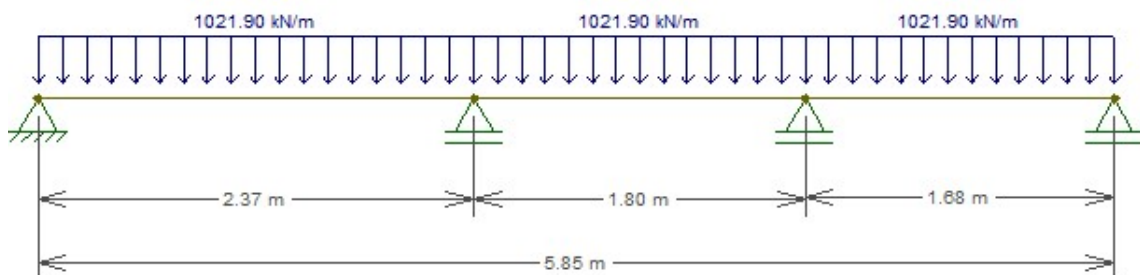


Fig.9.5 Viga-Cabezal en sentido X.

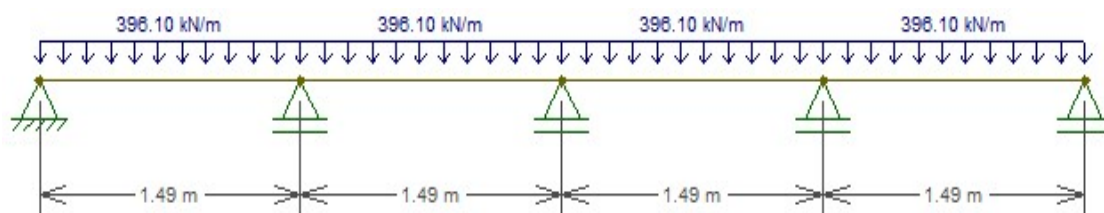


Fig.9.6 Viga-Cabezal en sentido Y.

N°	Seccion	h (cm)	d(cm)	b(cm)	Mu(kNm)	Mn(MNm)	kd	ke	As Nec.[cm ²]	As Min [cm ²]	As Adoptado [cm ²]	Estado	Armadura Superior		Armadura Inferior	
													Φ[mm]	cantidad	Φ[mm]	cantidad
Viga Ca.T.X	tramo	80	77	80	476.00	0.529	0.947	24.469	16.81	5.80	18.85	O.K	25	4	20	6
	apoyo	80	77	80	532.40	0.592	0.895	24.553	18.86	5.80	19.63	O.K	25	4	20	6
Viga Ca.T.Y	tramo	80	77	80	67.90	0.075	2.507	24.301	2.38	5.80	6.03	O.K	16	3	16	3
	apoyo	80	77	80	94.20	0.105	2.129	24.301	3.30	5.80	6.03	O.K	16	3	16	3
Viga Ca.T.X	tramo	80	77	80	296.60	0.330	1.200	24.301	10.40	5.80	12.06	O.K	16	7	16	6
	apoyo	80	77	80	331.70	0.369	1.134	24.301	11.63	5.80	14.07	O.K	16	7	16	6
Viga Ca.T.Y	tramo	80	77	80	109.10	0.121	1.978	24.301	3.83	5.80	6.03	O.K	16	3	16	3
	apoyo	80	77	80	151.50	0.168	1.679	24.301	5.31	5.80	6.03	O.K	16	3	16	3

Tabla 9.12. Dimensionamiento a Flexión

N°	Vu (KN)	Vn (MN)	Vc (MN)	Vs	Av / s (cm ² /m)	Estribos		
						Φ[mm]	s adop [cm]	s nec
Viga Ca.T.X	1435.6	1.91	0.51	1.40	7.01	8	15	0.29
Viga Ca.T.Y	358	0.48	0.51	0.00	0.01	8	15	358.2
Viga Ca.T.X	894.4	1.19	0.51	0.68	5.45	8	20	0.37
Viga Ca.T.Y	576	0.77	0.51	0.25	5.56	8	20	0.36

Tabla 9.13. Dimensionamiento a Corte

Escalera

Otro cambio propuesto en este proyecto consiste en optar por una escalera metálica en lugar de una de losas de hormigón armado.

La misma se proyecta como vigas longitudinales y chapas que sirven de soporte a los escalones. Los descansos por otra parte están formados por un marco de vigas, finalmente se apoyan en los extremos sobre el tabique a través de unos perfiles ángulos con unos insertos a la espera en el tabique.

Análisis de Carga

Predimensionamiento:

Se estima inicialmente la utilización de perfiles PNI 220 con una longitud total de 12m para cada tramo.

$$\text{Peso Propio} = 31 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * 12\text{m} = 372\text{kg}$$

$$\text{Sobrecarga muerta} = 162 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga de Uso} = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$Q_s = 162 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$Q_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 * 162 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 1.6 * 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 514.4 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

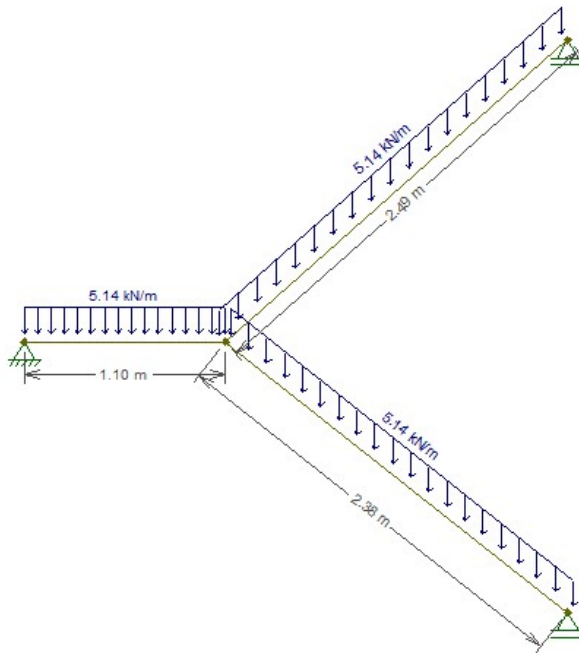


Fig 10.1 Esquema estático de la escalera

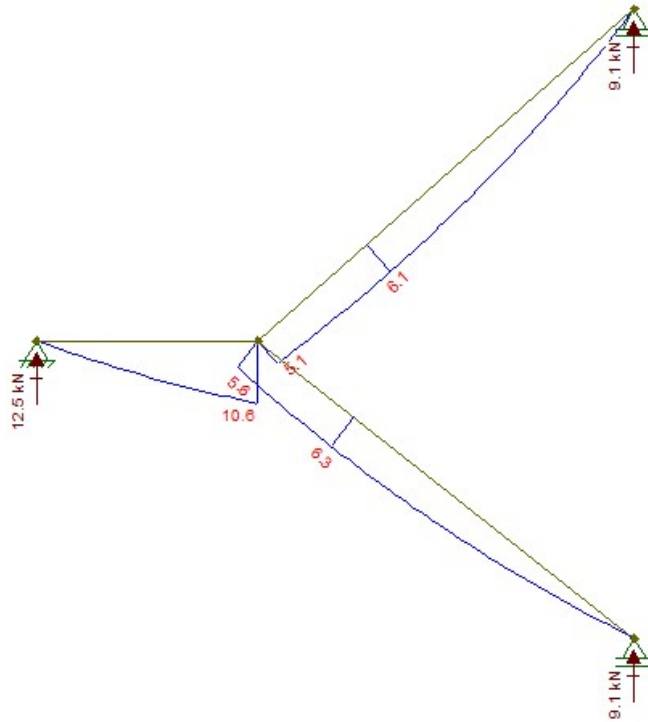


Fig 10.2 Diagrama de momento Flector

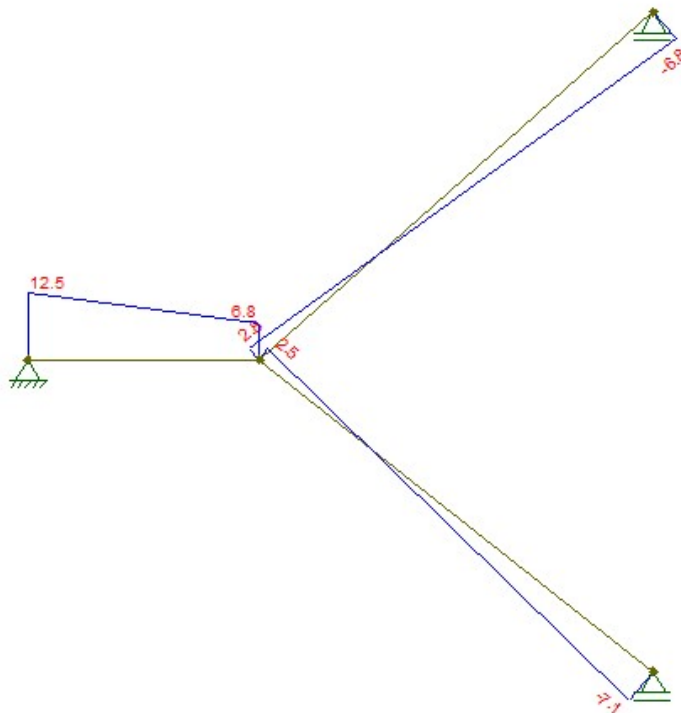


Fig 10.3 Diagrama de Esfuerzo de Corte

El dimensionamiento se realizó siguiendo el procedimiento anteriormente mencionado, con la utilización de la MACRO codificada en excel.

Computo 1 piso						
N° de viga	Luz [m]	Perfil	Cantidad	Long [m]	Peso propio [Kg/m]	[Kg]
V1=V4	5.97	PNI 120	2	11.94	14.2	169.5
V2=V3	4.87	PNI 120	2	9.74	14.2	138.3
V5=V7=V8=V9	2.3	PNI 120	4	9.2	14.2	130.6
V6=V9	1.1	PNI 120	2	2.2	14.2	31.2
V5ap=V10ap	2.3	PNL 63.5x63.5x6.4	2	4.6	6.18	28.4
					Sub Total 1 piso	498.2
					N° Pisos	14
					Total [kg]	6974.3

Dimensiones					
contrahuella [m]	huella [m]	Longitud [m]	espesor [mm]	Cantidad p/piso	[Kg]
0.164	0.2	1.1	6.35	16	19.96
				Sub Total 1 piso	20.0
				N° Pisos	14.0
				Total [kg]	279.4

Calculo Angulares	
a=h [mm]	63.5
t [mm]	6.4
l [m]	1
Vu [kN/m]	12.5
e [cm]	2.855
Mu [kNm]	0.357
AL [cm2]	571
ZL[cm3]	1008.1
SL [cm3]	672.0
Mp [kNm]	236.9
My [kNm]	157.9
1.5My [kNm]	236.9
Md [kNm]	213.2
lh/h	15.7
Vn [kN/m]	8953.5
Vd [kN/m]	8058.2
Md>Mu	B.C
Vd>Vu	B.C

Diseño de Uniones

Debido al carácter de anteproyecto del presente Trabajo Final, se optó por realizar el diseño de 3 tipos de uniones. Uno de columna de esquina-viga, columna de borde-viga y columna central-viga.

Por criterio de diseño se adoptó que las uniones viga-columna serían proyectadas como empotradas, formando así nudos rígidos capaces de absorber esfuerzos de cortante y de momentos flectores. Se realizó el dimensionamiento de la situación más desfavorable, es decir la unión con las mayores solicitaciones.

El encuentro viga-columna se materializa con una unión formada por dos partes. Una primera parte que consiste en una pequeña ménsula de acoplamiento (muñón), formada por el mismo perfil de la viga que acomete a la columna y es soldado a ella. Y una segunda parte que consiste en el otro extremo del mismo muñón al que se le coloca una planchuela (brida), y esta es abulonada al extremo de la viga que también cuenta con una brida soldada.

Dimensionamiento de la unión más solicitada

La placa vertical de espesor $3/8''$ (9.5mm) tiene soldado un perfil PNI400, que está solicitado a un esfuerzo de corte $V_u=80.2$ [kN] y un momento flector $M_u=101.3$ [kNm].

El tipo de bulones es A325, rosca gruesa y excluida del plano de corte y agujeros normales. La disposición y diámetro de bulones se indica en la Figura 11.1

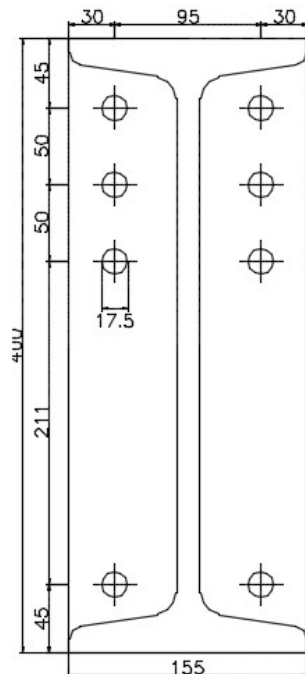


Figura 11.1 Detalle de unión abulonada

De acuerdo a la Figura 11.1 se verifican las distancias mínimas y máximas al borde (se supone bordes cortados mecánicamente) y las separaciones máximas y mínimas entre bulones.

Se determinan las distancias máximas y mínimas. (Sección J.3.3, J.3.4 y J.3.5)

$$S_{min}=3d= 3 \times 15.9\text{mm}= 47.7\text{mm} < 50\text{mm VERIFICA}$$

$$S_{max}= 24x_t= 24 \times 9.5\text{mm}= 228\text{mm} > 211\text{mm VERIFICA}$$

$$D_b \text{ min}= 1.75d= 1.75 \times 15.9\text{mm}=28\text{mm} < 45\text{mm VERIFICA}$$

$$D_b \text{ max}= 12x_t= 114\text{mm} > 45\text{mm VERIFICA}$$

Para el dimensionamiento se utilizo la siguiente planilla de Excel:

Mu [kNm]	101.3
Vu [KN]	80.2
D [mm]	15.9
N° bulones para traccion	6
N° bulones para corte	8

ESTADO	VERDADERO
Vb [KN]	10.0
Tb [KN]	91.3

Resistencia a traccion (Seccion J.3.7)

$$R_d = \Phi \cdot F_t \cdot A_b \cdot 0.1$$

Φ	0.75
A_b [cm ²]	1.99
f_v [Mpa]	67.32
F_t [Mpa]	620
R_d [KN]	92.33

ESTADO	B.C
---------------	------------

Resistencia a CORTE (Seccion J.3.7)

f_v [Mpa]	67.32
F_v [Mpa]	415
$F_{vd} = \Phi F_v$	311.25

ESTADO	B.C
---------------	------------

Resistencia al Aplastamiento (Seccion J.3.7)

$$R_n = 1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0.1 \leq 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0.1$$

L_c [cm]	2.125
F_u [Mpa]	370
t [cm]	0.95
R_{n1} [kN]	89.6
R_{n2} [kN]	134.1
R_{d1} [kN]	67.22
R_{d1} [kN]	100.60

ESTADO	B.C
ESTADO	B.C

El proceso de dimensionamiento consiste en 3 verificaciones las cuales si resultan ser satisfactorias, entonces la unión esta correctamente diseñada. Estas verificaciones son:

Resistencia a la Tracción, Resistencia al Corte y Resistencia al Aplastamiento. Cuando en la casilla superior resaltada en color amarillo sale el mensaje “VERDADERO”, quiere decir que las 3 verificaciones se cumplen simultáneamente, y se da por terminado el dimensionamiento.

Este proceso de dimensionamiento fue utilizado para el cálculo de una serie de uniones viga-columna, que se resumen a continuación:

Identificación	Vigas Perimetrales							Vigas centrales		
	Brida 1	Brida 2	Brida 3	Brida 4	Brida 5	Brida 6	Brida 7	Brida-1b	Brida-2b	Brida-3b
N°bulones zona superior	4	4	4	4	6	4	6	4	4	4
N°bulones zona inferior	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N°bulones Total	6	6	6	6	8	6	8	6	6	6
Mu [kNm]	33.6	24	47.2	74	101.3	57.8	96.4	65.9	60.6	65.9
Vu [kN]	35.3	30.1	49.5	64.5	80.2	50.2	75.8	82.5	62.3	82.5

Tabla 11.1 Resumen de N° bulones por unión.

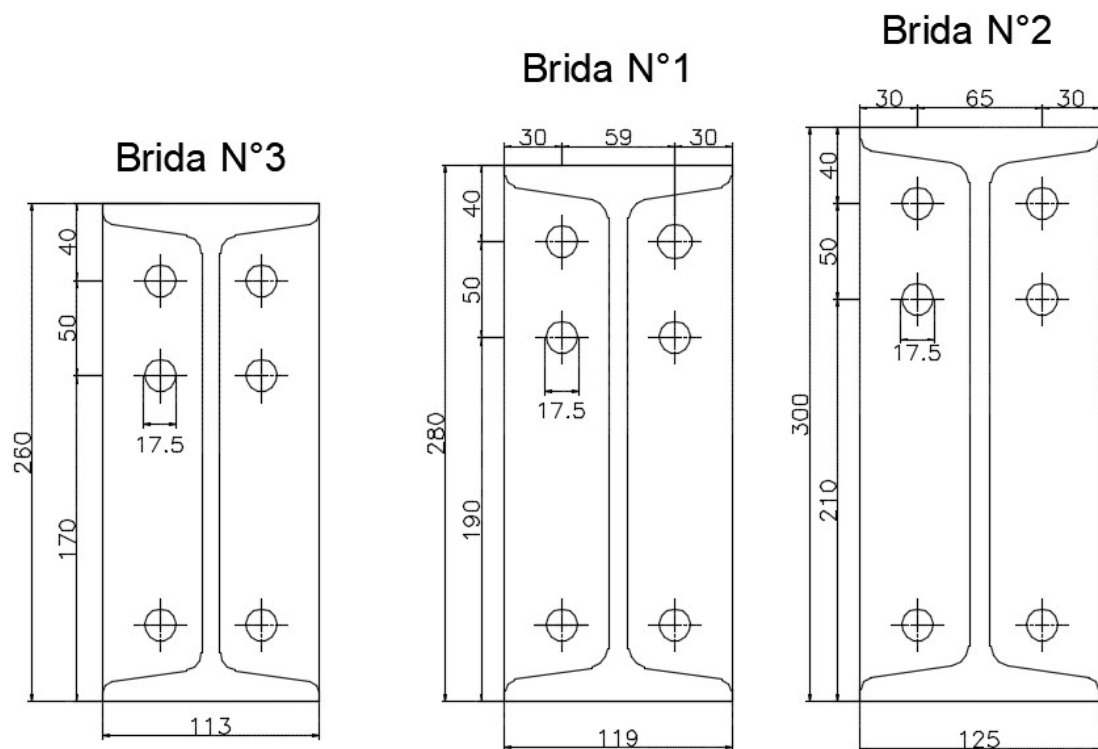


Fig 11.2 Detalles de uniones abulonadas.

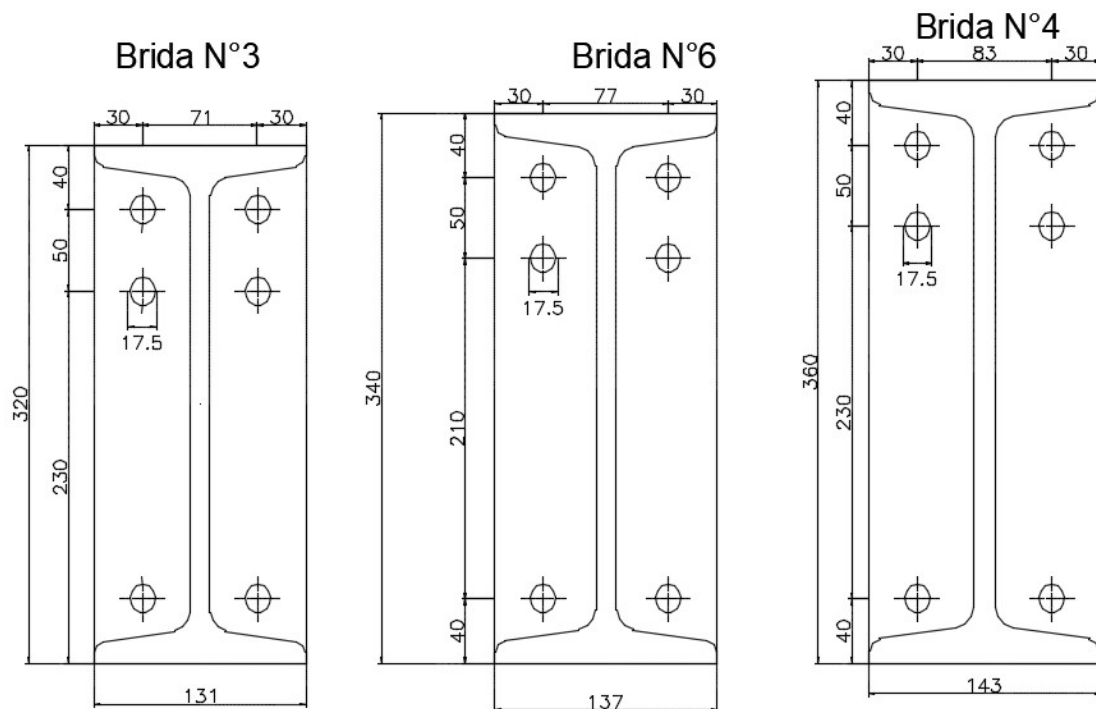


Fig 11.2 Detalles de uniones abulonadas.

Para realizar el cómputo de la cantidad de acero necesaria en planchuelas para generar estas uniones se estimo que las 4 bridas que se necesitar por cada viga representan el 3% del peso de una viga.

Por lo tanto conociendo la cantidad de kilos totales de vigas, este número se mayor en un 3% para tener en cuenta en el compute la cantidad de kilos que se usaran en bridas.

Dimensionamiento de la Unión Soldada más Solicitada:

La placa vertical de espesor 3/8" (9.5mm) tiene soldado un perfil PNI400, que esta solicitado a un esfuerzo de corte $V_u=90$ [kN] y un momento flector $M_u=103$ [kNm].

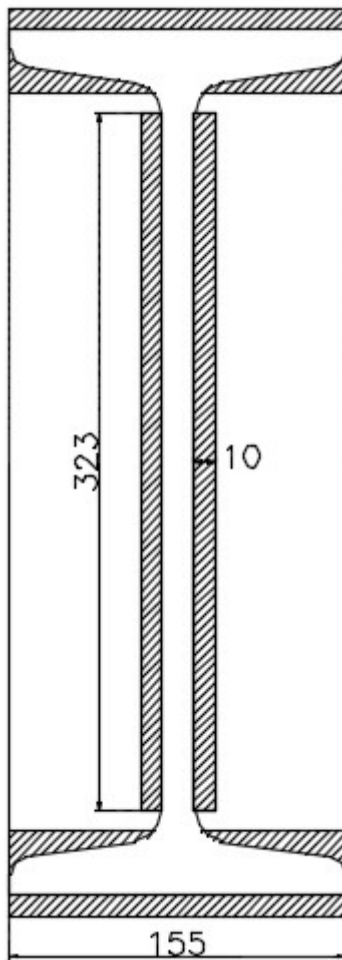
El espesor del elemento unido más grueso es 21,6mm, por lo cual según el artículo J.1.1(b) Limitaciones del reglamento CIRSOC 301/05, el espesor de garganta mínimo es de 8mm.

Se adopta entonces $d_w=10$ mm.

$$E_g = 0.707d_w = 7.07\text{mm} = 0.70\text{cm}$$

Se propone realizar 8 cordones de soldadura, 2 paralelos al alma del perfil PNI400, y otros 6 paralelos a las alas del perfil.

Esquema de la soldadura:



Por el Teorema de Steiner

$$I_{xw} = \left(\frac{eg * lw^3}{12} + (eg * lw2) * \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right) * 2 + 4 * (eg * lw3 * \left(\frac{y3}{2} \right)^2)$$

$$2 * \left(\frac{7.07mm * 323mm^3}{12} + (7.07mm * 155mm) * \left(\frac{400mm}{2} \right)^2 \right) + 4 * (70mm * 7.07mm * \left(\frac{178.4}{2} \right)^2) =$$

$$I_{xw} = 12575.1cm^4 + 1559.5cm^4 = 14134.6cm^4$$

$$Aw = 0.7cm * 2 * 32.3cm = 45.22 cm^2$$

Tensiones de Trabajo

$$fy = \frac{Mu}{I_{wx}} * \left(\frac{d}{2} \right) = \frac{1.030.000kgcm}{14134.6cm^4} * \left(\frac{40cm}{2} \right) = \frac{1457.4kg}{cm^2} = 145.74MPa$$

$$fy1 = fy \frac{32,3cm/2}{40cm/2} = 117.32MPa$$

$$fv = \frac{Vu}{Aw} = \frac{9.000kg}{45.22cm^2} = \frac{199kg}{cm^2} = 19.9MPa$$

$$fR = \sqrt{fy1^2 + fv^2} = \sqrt{145.74MPa^2 + 19.9MPa^2} = 147.1MPa$$

Resistencia de Diseño

Se utiliza un electrodo con resistencia $F_{EXX}=480\text{MPa}$.

$$F_w=0.60.F_{EXX}=288\text{MPa}$$

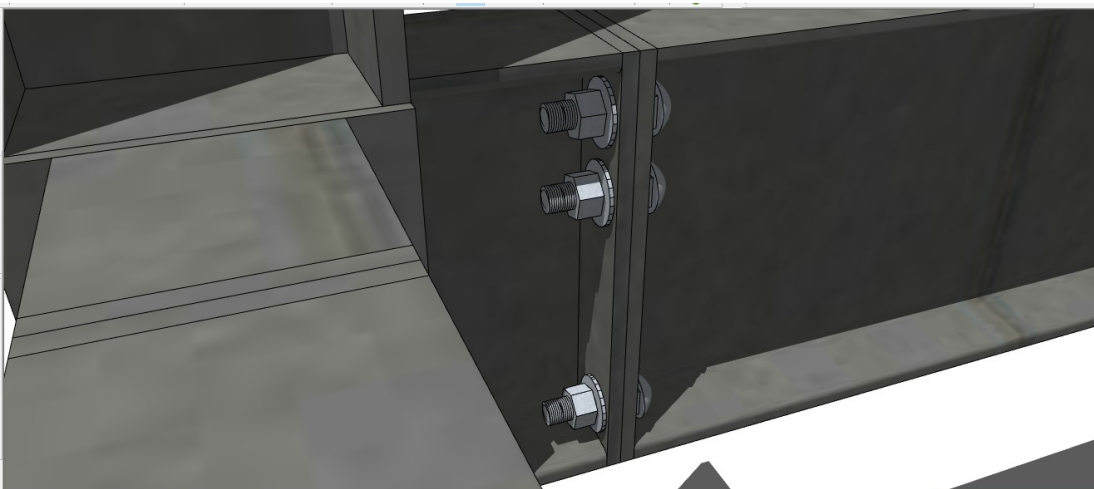
$$F_d=0.6x06=0.6x0.6x480\text{MPa}=172.8\text{MPa}$$

$$fR = 147.1\text{MPa} \leq F_{dw} = 172.8\text{MPa} \rightarrow \text{Nos encontramos en B.C}$$

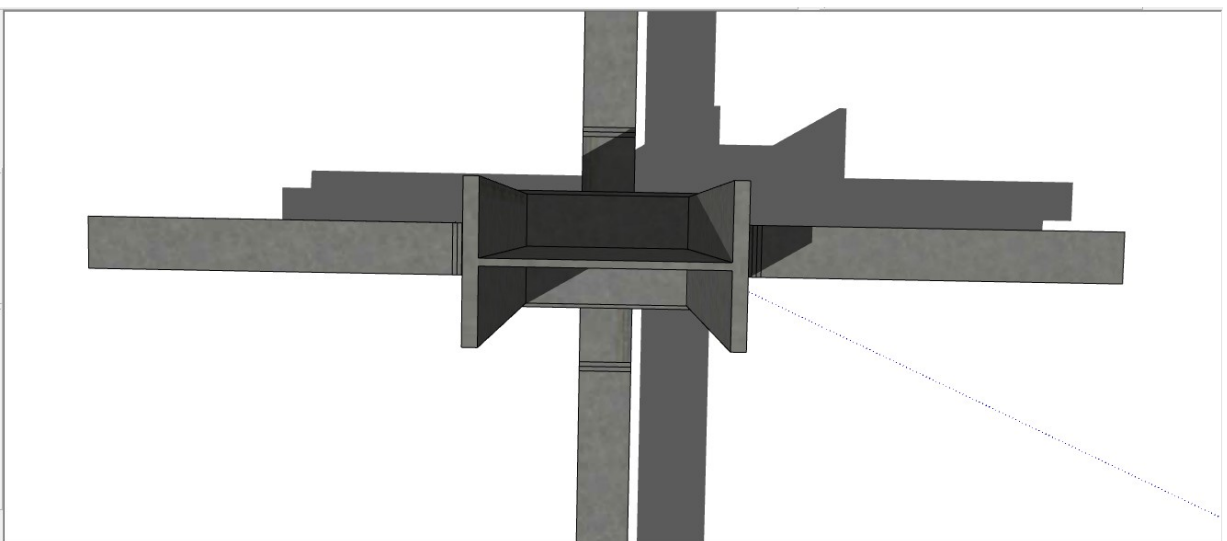
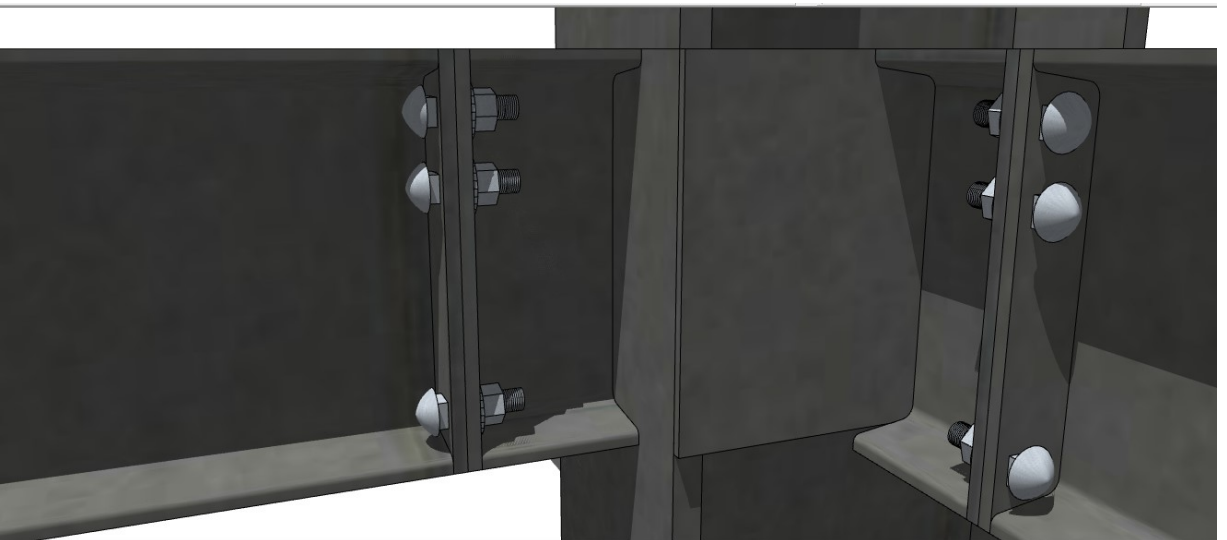
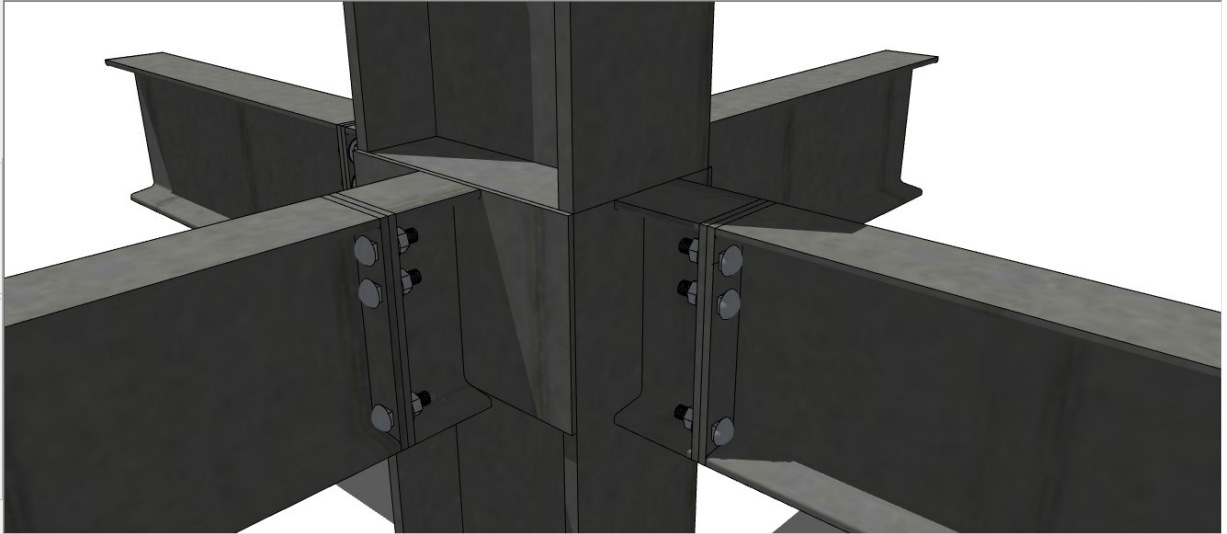
Se opta por realizar todas las uniones soldadas de los perfiles doble sobre las columnas con esta misma configuración de cordones, espesores y resistencia de material de aporte.

Por último para una mejor visualización del diseño de las uniones se muestra a continuación una serie de imágenes modeladas en 3D.

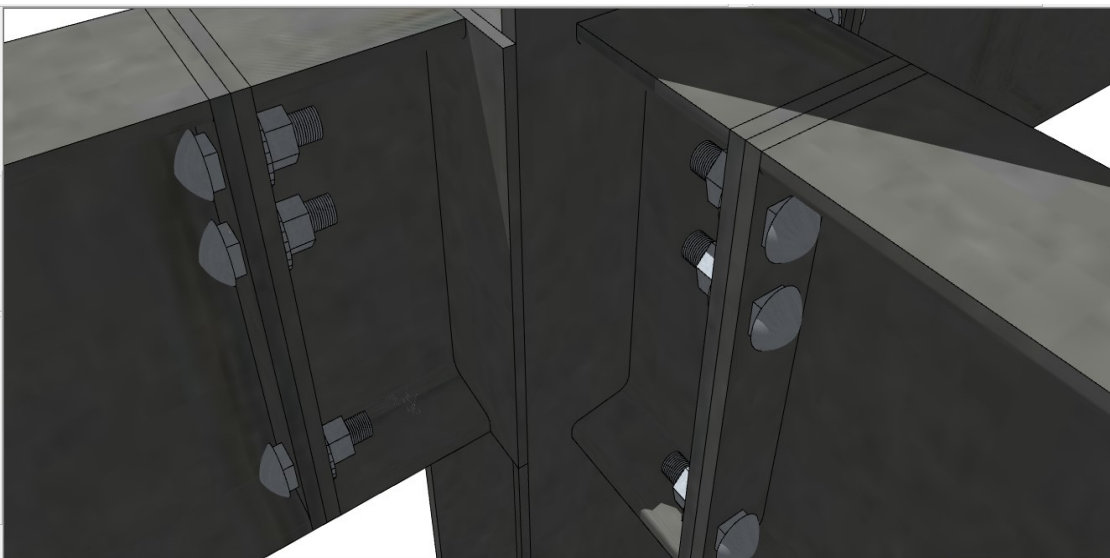
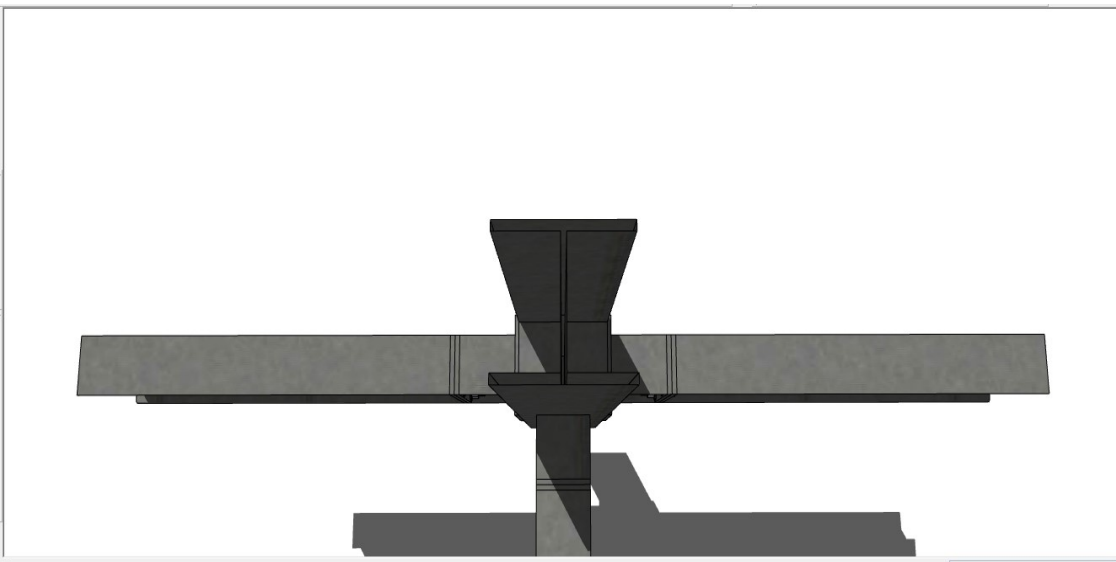
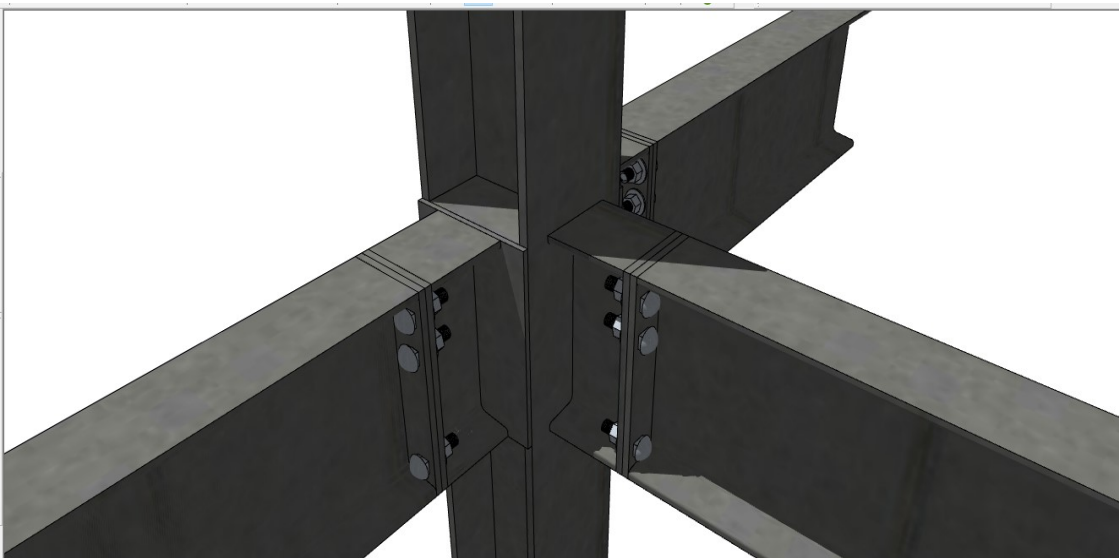
UNION DE ESQUINA



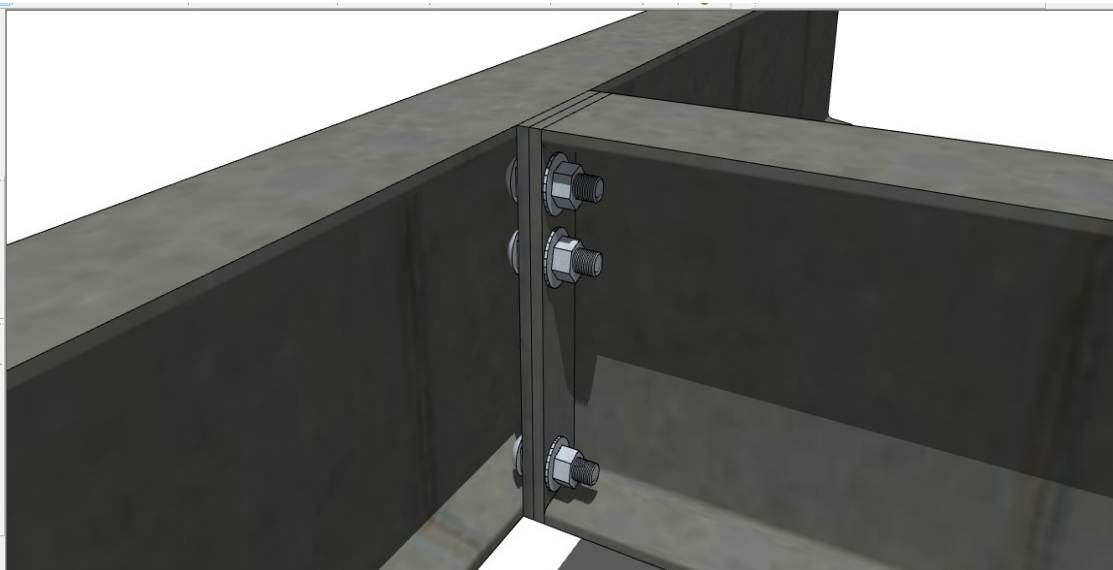
UNION CENTRAL

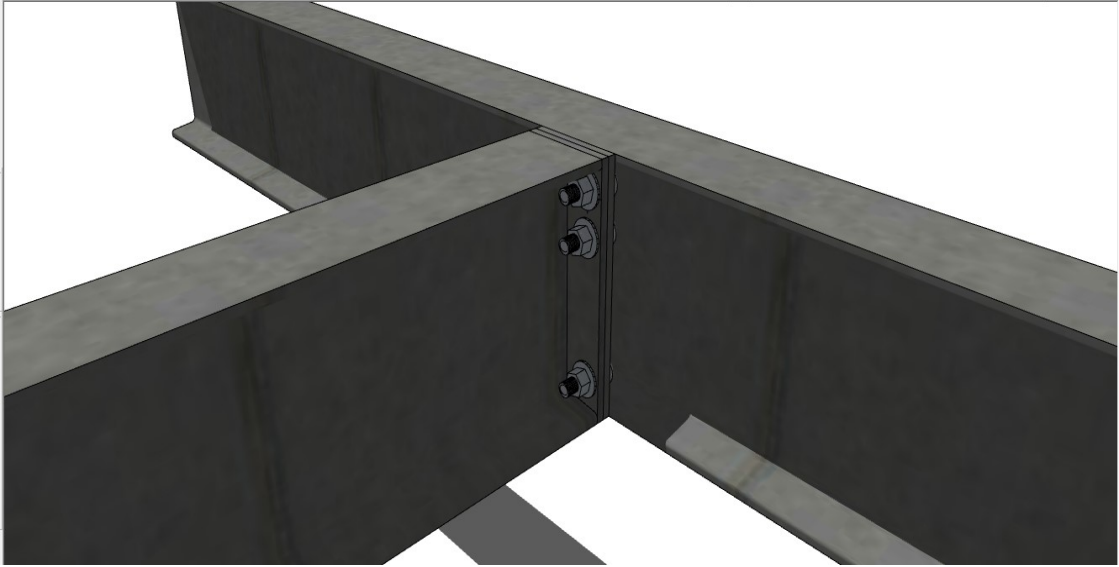


UNION LATERAL



UNION VIGA SECUNDARIA CON VIGA PRINCIPAL





Proceso constructivo:

Fundaciones:

Las mismas se realizarán mediante pilotes excavados y hormigonados in situ, utilizando lodo bentonítico con sus respectivos cabezales y vigas de fundación.

Supestructura:

Una vez finalizado el hormigonado de las bases se procede al montaje de grúa torre. Luego se hormigona la losa/pavimento de cocheras. Mientras se preparan los apoyos de las columnas en los cabezales.

Se inicia con el encofrado y hormigonado del tabique, simultáneamente se inicia el montaje de las columnas, las cuales se izaran con la grúa torre en tramos de 2 pisos, con una longitud total de aproximadamente 6.4m. Estas tendrás en cada dirección unos muñones que estarán en espera para recibir a las vigas principales. Estas últimas serán izadas con la grúa torre y abulonadas en obra, de esta manera se elimina la soldadura en obra, lo cual implica una disminución de los riesgos, ya que siempre resulta más complejo hacer un control de calidad de la soldadura en obra, y en general solo es un control visual, esto podría ser insuficiente en una estructura de estas características, donde es de vital importancia asegurar la calidad en la ejecución de las uniones.

Con el sistema de uniones proyectados se elimina la soldadura en obra y se limita su realización en talleres donde los soldadores puede trabajar más cómodos y además se puede hacer un control más exhaustivo de calidad.

Mientras se espera el fraguado y posterior endurecimiento del tabique, se procede a la fijación de las chapas de Steel Deck sobre las vigas utilizando clavos de disparo, de esta manera se crea la plataforma de trabajo para el colado del H° y colocación de mallas electrosoldadas. En este proceso de colocación de chapas de Steel deck se contempla también la realización de orificios en las mismas para su posterior acople con los pernos pasante ubicados en el ala superior de las vigas, los cuales fueron previamente soldados en taller.

Una vez que el tramo de tabique haya alcanzado la resistencia suficiente, se procede al hormigonado de la capa de compresión de la losa. Un aspecto muy importante a tener en cuenta es el hecho que el uso de la chapa de Steel Deck elimina la necesidad de utilizar apuntalamientos temporales, reduciendo así costos y tiempos de ejecución.

La velocidad de montaje de la estructura metálica no está limitada respecto de la velocidad de montaje del tabique. Se contempló la posibilidad de arriostrar temporalmente la estructura metálica si la misma avanza a mayor velocidad que el ritmo de ascenso del tabique.

Cerramientos:

Al realizarse mediante paneles, el montaje consistirá en colocar los accesorios propios de los paneles alrededor del marco conformado entre vigas y columnas, utilizándose los mismos montantes del Durlock para asegurar su fijación. Los paneles serán dispuestos en cada planta, con ayuda de la grúa torre de ser necesario, según la cantidad que esta demande, una vez allí, los operarios podrán movilizarlos manualmente hasta su disposición final.

Por otro lado, los cerramientos internos de Durlock serán colocados por mano especializada a través de un subcontrato con una empresa de la zona dedica a este rubro. La prolija terminación de estos paneles elimina la necesidad de realizar revoques, lo cual reduce costos, tiempos de ejecución y genera un ambiente más limpio al eliminar el uso de mezclas.

Análisis Comparativo- Aspectos Técnicos

Una vez finalizado el diseño y cálculo estructural se procedió a recopilar una serie de parámetros obtenidos que resultan de gran interés para realizar un análisis comparativo, algunos de estos parámetros son: peso propio de la estructura, carga de la columna más solicitada, fundación más conveniente, etc.

Análisis Comparativo					
Elemento	Parámetro	Edificio De H° Armado	Edificio Metálico	Diferencia	Diferencia [%]
Fundaciones	Volumen de H° [m3]	677.4	549.8	127.6	18.8
Fundaciones	Barras para H°A° [Tn]	23.0	14.3	8.7	37.8
Superestructura	Peso de la Estructura [Tn]	4687.4	2477.0	2210.4	47.2
Columna Mas Solicitada	Carga Axial [Tn]	508.5	297.5	211.0	41.5
Pilotes	N° Pilotes Necesarios	100	90	10	10.0
Fundaciones Superficial: Platea 20m*29m	Tensión transmitida al terreno [Kg/cm2]	1.59	0.95	0.64	40.3

FUNDACIONES:

Para el caso particular en estudio las características geotécnicas del suelo resultaban no se adecuadas para proyectar fundaciones superficiales, esto se debe a las bajas tensiones admisibles obtenidas en el estudio de suelo. Esto derivó en la decisión de optar por fundaciones de tipo profunda tanto para el edificio con estructura de Hormigón Armado y con estructura Metálica. Pero resulta importante resaltar que la diferencia entre pesos de las estructuras es del orden del 47% y que si se planteara hipotéticamente utilizar una platea con el área de la sombra del edificio se obtendría una tensión sobre el terreno menor a $1 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$ siendo este un valor típico de tensión admisible en la zona. Mientras que para la estructura de Hormigón Armado, planteándose la misma hipótesis se obtiene una tensión sobre el terreno de $1.59 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$ siendo este un valor atípico y muy difícil de encontrar en la zona.

SUPERESTRUCTURA:

Aquí se puede observar según los análisis realizados para ambos casos que la estructura de acero, si bien ocupa hormigón, posee una demanda menor a la mitad de la necesaria para la resolución mediante hormigón armado, siendo esta diferencia de 971.2 m³. Considerando mixers con capacidad de 7 m³, esto se cuantificaría en 139 camiones que no serían necesarios utilizar, teniendo en cuenta el impacto que estos presentan en cuanto a molestias en el tránsito.

Por otro lado, la resolución con estructura de acero, justamente al ser de acero, posee mayor demanda de esta, pero presenta gran ventaja en su montaje frente a la estructura de hormigón, ya que al venir con las medidas exactas desde el taller, se requerirá solo el ensamble de las piezas. En cambio para una estructura realizada en hormigón, se requiere la colocación de encofrado para columnas, vigas y losas, conociendo el arduo trabajo y tiempo que esto conlleva, es decir no solamente la resolución en acero presentaría la ventaja en tiempo sino que también en personal ya que el mismo disminuiría para este último.

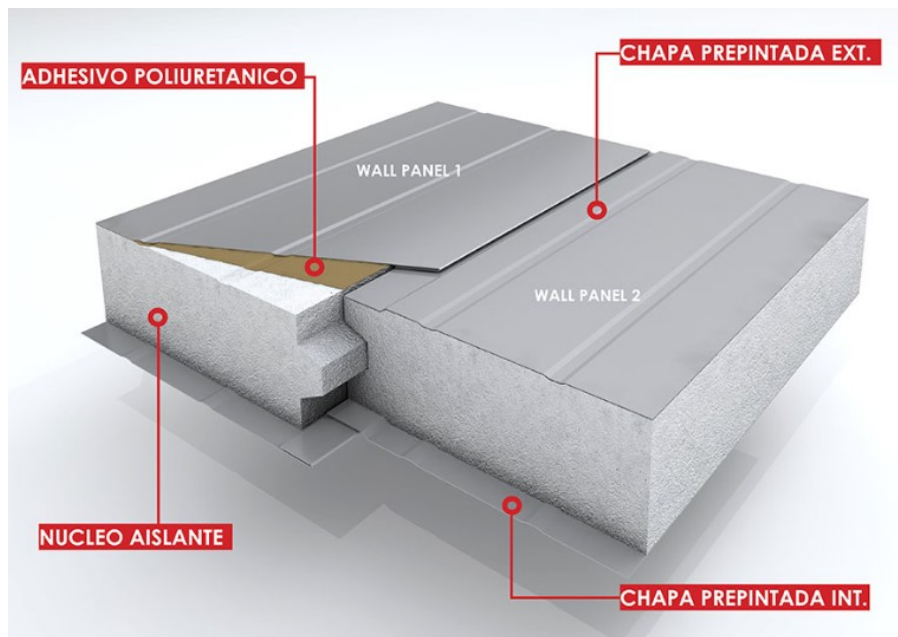
CERRAMIENTOS:

Para la resolución de los cerramientos se optó por la utilización de paneles térmicos autoportantes tipo sándwich, estos poseen la ventaja de poder cubrir grandes áreas en poco tiempo, ya que no poseen limitación en cuanto a su longitud, pero no así respecto de su ancho útil, el cual es de 1,17 m. Para este caso en particular, luego de una previa consulta con el fabricante y clientes que adquirieron el producto, se optó por la utilización de paneles de 5 cm de espesor ya que los mismos cubrían con gran ventaja y eficiencia los requerimientos térmicos.

Para una mejor comprensión, se explicarán las diferencias entre los paneles y las mamposterías tradicionales. Según los datos brindados por los fabricantes tenemos:

Tipo de muro	Resistencia Térmica	Transmitancia Térmica
	m ² /W . °K	W/m ² . °K
Ladrillo comun de 30	0.49	2.02
Ladrillo hueco de 30	0.64	1.55
Panel termico de 5 cm	1.35	0.741

Es decir, que el panel seleccionado para el cerramiento posee menos de la mitad de transmitancia térmica y más del doble de resistencia térmica que una mampostería resuelta con ladrillos huecos de 30 cm de espesor, con esto podemos concluir que un panel de 5 cm podría cumplir la misma función que una pared de casi 60 cm de espesor conformada de ladrillos huecos.



Parte 2-Evaluación Económica:

Cómputo y Presupuesto de Estructura Hormigón Armado

Computo de Estructura y Cerramientos

Siendo el objetivo del presente Trabajo Final comparar únicamente los elementos que son distintos en ambos edificios solo se realizara el cómputo y presupuesto de los elementos de fundaciones, superestructura y cerramientos.

Computo Métrico - Estructura Resistente- Hormigón			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Hormigón para obras generales	m3	
1	Fundaciones	m3	677.4
1.1	Pliotes	m3	509.6
1.2	Vigas de Fundación	m3	48.7
1.3	Cabezales	m3	119.1
2	SUPERESTRUCTURA	m3	1859.3
2.1	Columnas	m3	308.5
2.2	Tabique portante e=15cm	m3	160.8
2.3	Vigas	m3	98
2.4	Losa Maciza cruzadas sobre terreno Natural e=15cm	m3	105
2.5	Losa Macizas excepto entrepiso sin viga e=12cm	m3	61.5
2.6	Losa Macizas del Entrepiso Sin viga e=18cm	m3	1098
2.7	Escalera	m3	27.5
2.8	Tanque rectangular	m3	23.2
	TOTAL [m3]	m3	2536.7

Computo Métrico - Estructura Resistente-Armadura			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Armadura para obras generales	Tn	
1	Fundaciones	Tn	23.0
1.1	Barra de acero conformadas ADN 420 para pilotes	Tn	6.73
1.2	Barra de acero conformadas ADN 420 para Vigas de Fundación	Tn	7.09
1.3	Barra de acero conformadas ADN 420 para Cabezales	Tn	9.14
2	SUPERESTRUCTURA	Tn	213.2
2.1	Barra de acero conformadas ADN 420 para Columnas	Tn	21.4
2.2	Barra de acero conformadas ADN 420 para Tabique portante	Tn	12.14
2.3	Barra de acero conformadas ADN 420 para Vigas	Tn	21.8
2.4	Barra de acero conformadas ADN 420 para Losa Maciza cruzadas sobre terreno Natural e=15cm	Tn	3.89
2.5	Barra de acero conformadas ADN 420 para Losa Macizas excepto entepiso sin viga* e=12cm	Tn	3.59
2.6	Barra de acero conformadas ADN 420 para Losa Macizas del Entepiso Sin viga e=18cm	Tn	145.9
2.7	Barra de acero conformadas ADN 420 para Escalera	Tn	2.5
2.8	Barra de acero conformadas ADN 420 para Tanque Rectangular	Tn	2.04
	TOTAL [Tn]	Tn	234.1

Computo Métrico - Estructura Resistente- Encofrado			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Encofrado para Hormigón Armado	m2	
1	Fundaciones	m2	598.7
1.1	Encofrado para Vigas de Fundación	m2	257.10
1.2	Encofrado para Cabezales	m2	341.60
2	SUPERESTRUCTURA	m2	12772.5
2.1	Encofrado para Columnas	m2	2382.8
2.2	Encofrado para Tabique	m2	2160.70
2.2	Encofrado para Vigas + Losas Maciza	m2	7832.9
2.4	Encofrado para Escalera	m2	72.5
2.5	Encofrado para Tanque de Reserva	m2	161.784
	TOTAL [m2]	m2	13371.2

$$\text{Cuantía promedio} = \frac{234100kg}{2536,7 m^3} = 92,3 \frac{Kg}{m^3}$$

Computo Métrico - Albañilería			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Albañilería	m2	
1	Mampostería de Elevación para divisoria interna muro de e= 15cm	m2	
1.1	Ladrillo Hueco cerámico 12*18*33cm	m2	3630.1
2	Mampostería de Elevación para divisoria interna muro de e= 20cm	m2	
2.1	Ladrillo Hueco cerámico 18*18*33cm	m2	1465.4
3	Mampostería de Elevación para divisoria externa muro de e= 20cm	m2	
3.1	Ladrillo Hueco cerámico 18*18*33cm	m2	1741.0
4	Mampostería de Elevación para divisoria externa muro de e= 30cm	m2	
4.1	Ladrillo Hueco cerámico 12*18*33cm	m2	1385.4
4.2	Ladrillo macizo común 15	m3	415.62

Computo Métrico - Revoques			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Revoques	m2	
1	Azotado Impermeable + revoque grueso	m2	1999.4
2	Revoque a la cal fina interior = grueso + fino	m2	10498
3	Revoque a la cal fina exterior= grueso + fino y azotado	m2	3126.3

Análisis de Costos de Estructura y Cerramientos

Para el siguiente análisis se especifica que el tipo de cambio adoptado para el momento del análisis fue de 60 AR\$/USD.

1. Costo de la mano de obra:

Los jornales básicos utilizados fueron determinados según el convenio colectivo UOCRA 76/75 para la ZONA A para Noviembre de 2019.

Para la determinación del jornal real se debió tener en cuenta el costo de las cargas sociales, ART, asistencia perfecta, etc. Luego de realizar una investigación con empresas constructoras locales se obtuvo que el valor de estos costos represente aproximadamente el 110% del Jornal Básico. Por lo cual el Jornal Real se determino mayorando el jornal básico con un coeficiente de $k=2.1$.

$$Jornal Real = k * Jornal Basico = 2.1 * Jornal Basico$$

Categoría	Jornal Básico	Jornal Real
Oficial Especializado	\$ 186,17	\$ 390,96
Oficial	\$ 158,63	\$ 333,12
Medio Oficial	\$ 146,26	\$ 307,15
Ayudante	\$ 134,27	\$ 281,97
Sereno	\$ 24.362,77	\$ 51.161,82

2. Costo del Hormigón [m3]

Se obtuvo el costo del H° considerando la compra del mismo a una planta dosificadora y elaboradora de hormigón de la zona. El precio del [m3] tiene en cuenta: la compra, el flete, la instalación de la bomba in situ y el costo de bombeo.

Material:

$$1 \text{ [m3] de Hormigón H-25 bombeable, sin aditivos extra} \rightarrow \left[\frac{\$}{m^3} \right] 5.657,52$$

Mano de Obra:

$$1 \text{ [hs/m3] de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 1 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 333,12$$

$$1 \text{ [hs/m3] de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 1 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 281,97$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 615,09

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 6.272,61

3. Costo del Acero en barras para Hormigón Armado

Materiales:

$$1 \text{ [Tn] de Barras Nervuradas ADN 420} \rightarrow \left[\frac{\$}{Tn} \right] 62.516,66$$

$$10 \left[\frac{Kg}{Tn} \right] \text{ de Alambre Negro N}^\circ 17 \rightarrow \left[\frac{\$}{kg} \right] 110,1 * 10 \left[\frac{Kg}{Tn} \right] = \left[\frac{\$}{Tn} \right] 1.101$$

Total Materiales Costo-Costo = \$ 63.617,7

Mano de Obra:

$$40 \left[\frac{hs}{Tn} \right] \text{ de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 40 \frac{hs}{Tn} = \left[\frac{\$}{Tn} \right] 11.659,31$$

$$45 \left[\frac{hs}{Tn} \right] \text{ de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 45 \frac{hs}{Tn} = \left[\frac{\$}{Tn} \right] 12.688,52$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 26.013,53

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 89.693,14

4. Costo del Encofrado

Se obtuvo el costo del encofrado considerando que el mismo será alquilado por mes. Para poder estimar como impactara el costo del alquiler en cada [m2] de encofrado se realizo el siguiente procedimiento:.

Superficie Total de encofrado $\rightarrow 13371,2[m^2]$

Nº de pisos $\rightarrow 13$

$$\text{Superficie de encofrado por planta} = \frac{13371,2[m^2]}{13} = 1028,6[m^2]$$

$$\text{Rendimiento} \rightarrow 20 \left[\frac{\text{dias}}{\text{planta}} \right]$$

$$\text{Costo por planta} \rightarrow 1028,6 \left[\frac{m^2}{\text{planta}} \right] * 300 \left[\frac{\$}{m^2} \right] = \$308.565,42$$

$$\text{Meses de trabajo} \rightarrow \frac{13 \text{ plantas}}{1,5 \frac{\text{plantas}}{\text{mes}}} = 8,67 \cong 9 \text{ meses.}$$

En 1 mes se logra realizar 1.5 plantas, por lo que es necesario alquilar el encofrado equivalente a la superficie de toda 1 planta durante 9 meses.

$$\text{Costo del alquiler para 9 meses} \rightarrow \left[\frac{\$}{\text{planta}} \right] 308.565,42 * 9 \text{ meses} = \$2.777.088,74$$

$$\text{Costo del material de encofrado por cada [m2]} = \frac{\$2.777.088,74}{13371,2 [m2]} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 207,69$$

Finalmente concluimos que la incidencia del costo del material de encofrado para cada [m2] fue de 207,69[\$/m²].

Considerando a continuación el costo de la mano de obra obtenemos:

Materiales:

$$\text{Maderas para encofrado} \rightarrow 207,69 \left[\frac{\$}{m^2} \right] + IVA$$

Mano de Obra:

$$2,5 \left[\frac{hs}{m^2} \right] \text{ de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 2,5 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 832,8$$

$$1 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{\text{hs}} 281,97 * 1 \frac{\text{hs}}{\text{m}^2} = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 281,97$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$1.114,77

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$1.322,46

5. Costo de la Albañilería

Ítem 1) Mampostería de Elevación para divisoria interna para muro de e=15cm.

Materiales:

$$\text{-Cemento} \rightarrow 5.85 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] * \left[\frac{\$}{\text{Kg}} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 44,69$$

$$\text{- Cal} \rightarrow 5.65 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] * \left[\frac{\$}{\text{Kg}} \right] 11,55 = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 65,25$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.027 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \right] * \left[\frac{\$}{\text{m}^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 28,29$$

$$\text{- Ladrillo hueco cerámico 12x18x33} \rightarrow 15 \left[\frac{\text{unidades}}{\text{m}^2} \right] * \left[\frac{\$}{\text{u}} \right] 24,25 = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 363,75$$

Total Materiales Costo-Costo = \$ 501,97

Mano de Obra:

$$1.2 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{\text{hs}} 333,12 * 1.2 \frac{\text{hs}}{\text{m}^2} = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 399,74$$

$$0.75 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{\text{hs}} 281,97 * 0.75 \frac{\text{hs}}{\text{m}^2} = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 211,48$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 611,22

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 1.113,19

Ítem 2) = Ítem 3) Mampostería de Elevación para divisoria externa e interna para muro de e=20cm.

Materiales:

$$\text{-Cemento} \rightarrow 5.98 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] * \left[\frac{\$}{\text{Kg}} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 45,69$$

$$\text{- Cal} \rightarrow 6.2 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] * \left[\frac{\$}{\text{Kg}} \right] 11,55 = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 71,61$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.03 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \right] * \left[\frac{\$}{\text{m}^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 31,44$$

$$\text{- Ladrillo hueco cerámico 18x18x33} \rightarrow 15 \left[\frac{\text{unidades}}{\text{m}^2} \right] * \left[\frac{\$}{\text{u}} \right] 30,99 = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 464,85$$

Total Materiales Costo-Costo = \$ 613,60

Mano de Obra:

$$1.5 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{\text{hs}} 333,12 * 1.5 \frac{\text{hs}}{\text{m}^2} = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 499,68$$

$$1 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{\text{hs}} 281,97 * 1 \frac{\text{hs}}{\text{m}^2} = \left[\frac{\$}{\text{m}^2} \right] 281,97$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 781,65

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$1.395,25

Ítem 4) Mampostería de Elevación para divisoria externa para muro de e=30cm.

a) 1 [m²] Ladrillo Hueco cerámico 12x18x33cm

$$\text{-Cemento} \rightarrow 5.85 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 44,69$$

$$\text{- Cal} \rightarrow 5.65 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 11,55 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 65,23$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.027 \left[\frac{m^3}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 28,29$$

$$\text{- Ladrillo hueco cerámico 12x18x33} \rightarrow 15 \left[\frac{\text{unidades}}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{u} \right] 24,25 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 363,75$$

Total Materiales Costo-Costo = \$ 501,97

b) 1 [m³] Ladrillo Macizo Común 0.045cmx15cm

$$\text{-Cemento} \rightarrow 28 \left[\frac{Kg}{m^3} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 213,92$$

$$\text{- Cal} \rightarrow 47 \left[\frac{Kg}{m^3} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 11,55 = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 542,85$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.240 \left[\frac{m^3}{m^3} \right] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 251,52$$

$$\text{- Ladrillo Macizo Común 15cm} \rightarrow 60 \left[\frac{\text{unidades}}{m^3} \right] * \left[\frac{\$}{u} \right] 9 = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 540$$

Total Materiales Costo-Costo = \$ 1.548,36

Mano de Obra:

a) 1 [m²] Ladrillo Hueco cerámico 12x18x33cm

$$1.20 \left[\frac{hs}{m^2} \right] \text{ de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 1.20 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 399,74$$

$$0.75 \left[\frac{hs}{m^2} \right] \text{ de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 0.75 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 211,47$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 611,22

b) Ladrillo Macizo Común 0.045cmx15cm

$$7 \left[\frac{hs}{m^3} \right] \text{ de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 7 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 2.331,84$$

$$8 \left[\frac{hs}{m^3} \right] \text{ de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 8 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 2.255,76$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 4.587,60

a) Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 1.113,19

b) Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 6.135,95

6. Costo de los Revoques

Ítem 1) Azotado impermeable + Revoque Grueso

Materiales:

$$\text{-Cemento} \rightarrow 3.3 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 23,46$$

$$\text{- Cal} \rightarrow 2.1 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 11,55 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 22,34$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.02 \left[\frac{m^3}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 20$$

$$\text{- Hidrófugo} \rightarrow 0.13 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 42,76 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 5,56$$

Total Materiales Costo-Costo = \$ 70,41

Mano de Obra:

$$0.6 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 0.6 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 199,87$$

$$0.35 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 0.35 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 98,68$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 298,56

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 368,97

Ítem 2) A la cal fina completo interior.

Materiales:

$$\text{-Cemento} \rightarrow 1.7 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 12,99$$

$$\text{- Cal Aérea Hidratada} \rightarrow 3.1 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 15,65 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 48,51$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.02 \left[\frac{m^3}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 20,96$$

Total Materiales Costo-Costo = \$82,45

Mano de Obra:

$$0.8 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 0.8 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 266,50$$

$$0.45 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 0.45 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 126,89$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 393,38

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 475,84

Ítem 3) A la cal fina completo exterior

Materiales:

$$\text{-Cemento} \rightarrow 4.4 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 33,62$$

$$\text{- Cal Hidráulica} \rightarrow 3.1 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 11,55 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 35,81$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.03 \left[\frac{m^3}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 31,44$$

Total Materiales Costo-Costo = \$102,21

Mano de Obra:

$$1,55 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 1,55 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 516,34$$

$$0,80 \text{ [hs/m}^2\text{]} \text{ de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 0.8 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 225,58$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 741,91

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 844,13

Presupuesto

Fundaciones

- Pilotaje $\rightarrow \$ 2.804.160 + IVA$
- H° $\rightarrow 677,4[m^3] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 6.272,61 = \$4.249.066,3 + IVA$
- Acero en Barras $\rightarrow 23[Tn] * \left[\frac{\$}{Tn} \right] 89.638,01 = \$2.061.674,23 + IVA$
- Encofrado $\rightarrow 598.7 [m^2] * 1.322,46 \left[\frac{\$}{m^2} \right] = \$779.854,66 + IVA$

Total Costo- Costo Fundaciones =\$9.894.755,19+IVA

Superestructura

- H° $\rightarrow 1882,5 [m^3] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 6.272,61 = \$11.808.188,33 + IVA$
- Acero en Barras $\rightarrow 213,2[Tn] * \left[\frac{\$}{Tn} \right] 89.638,01 = \$19.110.823,73 + IVA$
- Encofrado $\rightarrow 12772,5[m^2] * 1.322,46 \left[\frac{\$}{m^2} \right] = \$16.891.120,35 + IVA$

Total Costo- Costo Superestructura =\$ 47.810.132,41+IVA

Total Costo-Costo Fundaciones + Superestructura=\$57.704.887,60 +IVA

Albañilería

Ítem 1) Mampostería de Elevación para divisoria externa para muro de e=15cm.

$$3.630,1[m^2] * \left[\frac{\$}{m^2} \right] 1.113,19 = \$4.040.911,02 + IVA$$

Ítem 2) = Ítem 3) Mampostería de Elevación para divisoria externa e interna para muro de e=20cm.

$$3206,3[m^2] * \left[\frac{\$}{m^2} \right] 1.395,25 = \$4.473.590,08 + IVA$$

Ítem 4) Mampostería de Elevación para divisoria externa para muro de e=30cm.

- Ladrillo Hueco cerámico 12x18x33cm $\rightarrow 1.385,4[m^2] * \left[\frac{\$}{m^2}\right] 1.113,19 = \$1.542.213,43 + IVA$
- Ladrillo Macizo Común 0.045cmx15cm $\rightarrow 415,62[m^3] * \left[\frac{\$}{m^3}\right] 6.135,95 = \$2.550.223,54 + IVA$

Total Costo- Costo Albañilería = \$12.606.938,07+IVA

Revoques

Ítem 1) Azotado impermeable + Revoque Grueso

$$1.999,4[m^2] * \left[\frac{\$}{m^2}\right] 368,97 = \$735.873,77 + IVA$$

Ítem 2) A la cal fina completo interior.

$$10.490,8[m^2] * \left[\frac{\$}{m^2}\right] 475,84 = \$4.991.942,27 + IVA$$

Ítem 3) A la cal fina completo exterior

$$3.126,3[m^2] * \left[\frac{\$}{m^2}\right] 844,13 = \$2.639.033,43 + IVA$$

Total Costo- Costo de Revoques = \$8.366.819,66+IVA

Total Costo- Costo de Cerramientos = \$20.973.757,73+IVA

Presupuesto con Materiales y Mano de Obra por separado.

RUBRO	Item	Cantidad	Materiales [\$/unidad]	Materiales [\$]	Mde O [\$/unidad]	Mde O [\$]
Fundaciones (Sin pilotaje)	Hormigon [m3]	677.4	\$ 5,657.52	\$ 3,832,404.05	\$ 615.09	\$ 416,661.97
	Acero en Barras [Tn]	23	\$ 63,617.70	\$ 1,463,207.10	\$ 26,013.53	\$ 598,311.19
	Encofrado [m2]	598.7	\$ 207.69	\$ 124,344.00	\$ 1,114.77	\$ 667,412.80
	Total [\$]	-	-	\$ 5,419,955.15	-	\$ 1,682,385.96
SuperEstruc tura	Hormigon [m3]	1882.5	\$ 5,657.52	\$ 10,650,281.40	\$ 615.09	\$ 1,157,906.93
	Acero en Barras [Tn]	213.2	\$ 63,617.70	\$ 13,563,293.64	\$ 26,013.53	\$ 5,546,084.60
	Encofrado [m2]	12772.5	\$ 207.69	\$ 2,652,720.53	\$ 1,114.77	\$ 14,238,399.83
	Total [\$]	-	-	\$ 26,866,295.57	-	\$ 20,942,391.35
Albañilería	Muro 15 Lad Hueco [m2]	3630.1	\$ 501.97	\$ 1,822,201.30	\$ 611.22	\$ 2,218,789.72
	Muro 20 Lad Hueco [m2]	3206.3	\$ 613.60	\$ 1,967,385.68	\$ 781.65	\$ 2,506,204.40
	Muro 30 Lad Hueco [m2]	1385.4	\$ 501.97	\$ 695,429.24	\$ 611.22	\$ 846,784.19
	Muro 30 Lad comun [m3]	415.62	\$ 1,548.36	\$ 643,529.38	\$ 4,587.60	\$ 1,906,698.31
Revoques	Azotado y Rev Grueso	1999.4	\$ 70.41	\$ 140,777.75	\$ 298.56	\$ 596,940.86
	A la cal fino compl. Int.	10490.8	\$ 82.45	\$ 864,966.46	\$ 393.38	\$ 4,126,870.90
	A la cal fino compl. Ext.	3126.3	\$ 102.21	\$ 319,539.12	\$ 741.91	\$ 2,319,433.23
	Total [\$]	-	-	\$ 6,453,828.94	-	\$ 14,521,721.62

Aclaración: MdeO es la abreviación para Mano de Obra.

Analizando los datos obtenemos que incidencia tienen los materiales y la mano de obra en el costo-costeo.

Fundaciones: Materiales 76%; Mano de Obra 24%.

Superestructura: Materiales 56%; Mano de Obra 44%.

Cerramientos: Materiales 31%; Mano de Obra 69%.

Con estos datos podemos visualizar claramente la gran incidencia que tiene la mano de obra en el método constructivo tradicional, tanto en la superestructura como en los cerramientos, es decir que los costos de estos rubros estarán altamente influenciados por los costos de la misma.

Gastos Generales

Se realizó una comparación en ambos casos de los gastos generales que cada construcción requirió.

Se consideró para el caso de la construcción del edificio con estructura de hormigón, el requerimiento de dos capataces debido a que el mismo posee mayor demanda de personal no calificado, el cual conlleva mayor control.

A continuación, se presentan las tablas con los montos figurativos:

Construcción en Hormigón				
Cargo	Cantidad	Precio/mes	Meses	Total
Representante técnico	0.5	\$ 120,000.00	12	\$ 720,000.00
Ingeniero	1	\$ 100,000.00	12	\$ 1,200,000.00
Capataz	2	\$ 60,000.00	12	\$ 1,440,000.00
Oficina	1	\$ 100,000.00	12	\$ 1,200,000.00
Sereno	2	\$ 51,161.82	12	\$ 1,227,883.68
Σ				\$ 5,787,883.68

Los valores utilizados para dicho análisis fueron obtenidos de encuestas realizadas a varias empresas constructoras de la zona.

El sueldo mensual del sereno fue obtenido del convenio 76/75 de la UOCRA.

Presupuesto Final

Una vez analizados el costo-costo de los distintos ítems que componen la estructura y cerramientos, para obtener el presupuesto final o precio de oferta se procedió a continuación a sumar el costo de los gastos generales, beneficio e impuestos.

Costo-Costo Total de las fundaciones, superestructura y Cerramientos

Costo-Costo Fundaciones + Superestructura=\$57.704.887,60 +IVA

Costo- Costo de Cerramientos = \$20.973.757,73+IVA

Total Costo-Costo= \$78.678.645

Gastos Generales:

GG:

\$5.787.883,68 +IVA

Subtotal 1= \$78.677.022,64 +IVA +\$5.787.883,68 +IVA= \$84.466.479,01

Beneficio: se adopto 10%

Subtotal 2= Subtotal 1 *1.10= \$92.913.126,91 +IVA

Impuestos:

IVA =10,5%

Ingresos Brutos= 3.75%

Total Impuestos= 14,25%

Precio de Oferta= Subtotal 2 * 1.14.25 = \$106.153.247,5

Precio de Oferta=\$106.151.208,2

Cómputo y Presupuesto de Estructura Metálica

Computo de Estructura y Cerramientos

Siendo el objetivo del presente Trabajo Final comparar únicamente los elementos que son distintos en ambos edificios solo se realizara el cómputo y presupuesto de los elementos de fundaciones, superestructura y cerramientos.

Computo Métrico - Estructura Resistente- Hormigón			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Hormigón para obras generales	m3	
1	Fundaciones	m3	549.8
1.1	Pilotes	m3	397.6
1.2	Vigas de Fundación	m3	48.7
1.3	Cabezales	m3	103.5
2	SUPERESTRUCTURA	m3	910.37
2.1	Tabique portante e=15cm	m3	160.8
2.2	Vigas Dinteles	m3	12
2.3	Losa Maciza cruzadas sobre terreno Natural e=15cm	m3	105
2.4	Capa de Compresión Losa Steel Deck e= 5.5cm	m3	609.4
2.5	Tanque rectangular	m3	23.2
Σ Total		m3	1460.19

Computo Métrico - Estructura Resistente-Encofrados/Steel Deck			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Encofrado para Hormigón Armado	m2	
1	Fundaciones	m2	457.4
1.1	Encofrado para Vigas de Fundación	m2	257.10
1.2	Encofrado para Cabezales	m2	200.3
2	SUPERESTRUCTURA	m2	
2.1	Encofrado de Madera para Tabique + Vigas Dintel	m2	2160.7
2.2	Placa colaborante ALCOR 75 cal 20 (0.9mm)	m2	6553
2.3	Encofrado Lateral de Losas: Accesorio Frontera 130 L=2440mm	U	705
Σ Total encofrado		m2	2618.1
Σ Total SD		m2	6553

Computo Métrico - Estructura Resistente-Armadura			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Armadura para obras generales	Tn	
1	Fundaciones	Tn	14.3
1.1	Barra de acero conformadas ADN 420 para pilotes	Tn	5.51
1.2	Barra de acero conformadas ADN 420 para Vigas de Fundación	Tn	4.40
1.3	Barra de acero conformadas ADN 420 para Cabezales	Tn	4.43
2	SUPERESTRUCTURA	Tn	21.9
2.1	Barra de acero conformadas ADN 420 para Tabique portante	Tn	14.05
2.2	Barra de acero conformadas ADN 420 para Vigas	Tn	1.91
2.3	Malla Electrosoldada Estándar Q131 Ø5x5 15X15 (Paneles de 2.4mx6m, cada panel cubre 14.4m2)	Tn	10.7
2.4	Malla Electrosoldada Estándar Q188 Ø6x6 15X15 (Paneles de 2.4mx6m, cada panel cubre 14.4m2)	Tn	1.47
2.5	Malla Electrosoldada Estándar Q335 Ø8x8 15X15 (Paneles de 2.4mx6m, cada panel cubre 14.4m2)	Tn	2.54
2.6	Barra de acero conformadas ADN 420 para Losa Maciza cruzadas sobre terreno Natural e=15cm	Tn	3.89
2.7	Barra de acero conformadas ADN 420 para Tanque Rectangular	Tn	2.04
Σ Total		Tn	36.2

Computo Metrico - Estructura Resistente- Superestructura de Acero			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Superesestructura de Acero	Tn	
1	Vigas	Tn	180.7
1.1	Perfiles PNI	Tn	180.5
1.2	Barras Lisas AL220	Tn	0.2
2	Columnas	Tn	79.5
2.1	Perfiles IPB Grey Mediano	Tn	79.5
3	Escaleras	Tn	7.25
3.1	Perfiles PNI	Tn	6.58
3.2	Perfiles angulares	Tn	0.40
3.3	Soporte de peldaños	Tn	0.28
4	Planchuelas 3/8" y 1/4"	Tn	7.8
5	Bulones de alta Resistencia D=5/8"	Tn	0.792
Σ Total		Tn	276.1

Piezas Y Paneles						
Elemento	Ancho [m]	Alto [m]	Cantidad/piso	N° Pisos	Longitud [m]	Superficie [m2]
Módulos	5.6	2.7	22	13	4747.6	4324.32
Aberturas	2	2.26	10	11	688.6	

Superficie para durlock						Aislacion, lana de vidrio baja densidad total en [m2]	Aislacion lana de vidrio alta densidad total en [m2]	Total s/tipo de pared [m2]
Ubicación de pared	Tipo de pared	Longitud [m]	Cantidad pisos	Altura [m]	Total [m2]			
Perimetral contra panel con tabique de 70	Revestimiento simple	38.1	13	2.6	1286.4	_____	_____	3027.39
	Revestimiento simple	67.0	10	2.6	1741.0	_____	_____	
Interna divisoria entre dpto. 120mm	Tabique de 70 con placa doble	56.4	10	2.6	1465.4	4914.0	_____	5095.48
Interna divisoria en dpto. 120mm		132.6	10	2.6	3448.6		_____	
Interna divisoria en dpto. 120mm		7.0	10	2.6	181.5		_____	
			Total [m2]		8122.9		Total [m2]	8122.9

Ítem	Total [m2]
Perimetral contra panel con tabique de 70, Revest.	3027.388
Tabique de 70 con placa doble	5095.48
Aislación, lana de vidrio baja densidad total en m2	4913.974
Aislación, lana de vidrio ALTA densidad total en m2	181.506

Computo Métrico - Albañilería			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Albañilería	m2	
1	Mampostería de Elevación para divisoria externa muro de e= 30cm	m2	
1.1	Ladrillo Hueco cerámico 12*18*33cm	m2	280.0
1.2	Ladrillo macizo común 15	m3	42.00

Computo Métrico - Revoques			
ITEM	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Unidad	Cantidad
RUBRO	Revoques	m2	
1	Azotado Impermeable + revoque grueso	m2	280.0

Análisis de Costos de Estructura y Cerramientos

1. Costo de la mano de obra:

Los jornales básicos utilizados fueron determinados según el convenio colectivo UOCRA 76/75 para la ZONA A para Noviembre de 2019.

Para la determinación del jornal real se debió tener en cuenta el costo de las cargas sociales, ART, asistencia perfecta, etc. Luego de realizar una investigación con empresas constructoras locales se obtuvo que el valor de estos costos representa aproximadamente el 110% del Jornal Básico. Por lo cual el Jornal Real se determino mayorando el jornal básico con un coeficiente de $k=2.1$.

$$\text{Jornal Real} = k * \text{Jornal Basico} = 2.1 * \text{Jornal Basico}$$

Categoría	Jornal Básico	Jornal Real
Oficial Especializado	\$ 186,17	\$ 390,96
Oficial	\$ 158,63	\$ 333,12
Medio Oficial	\$ 146,26	\$ 307,15
Ayudante	\$ 134,27	\$ 281,97
Sereno	\$ 24.362,77	\$ 51.161,82

2. Costo del Hormigón [m3]

Se obtuvo el costo del H° considerando la compra del mismo a una planta dosificadora y elaboradora de hormigón. El precio del [m3] tiene en cuenta: la compra, el flete, la instalación de la bomba in situ y el costo de bombeo.

Material:

1 [m3] de Hormigón H-25 bombeable, sin aditivos extra $\rightarrow \left[\frac{\$}{m^3} \right] 5.657,52$

Mano de Obra:

1 [hs/m3] de Oficial $\rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 1 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 333,12$

1 [hs/m3] de Ayudante $\rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 1 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 281,97$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 615,09

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 6.272,61

3. Costo del Acero en barras para Hormigón Armado

Materiales:

1 [Tn] de Barras Nervuradas ADN 420 $\rightarrow \left[\frac{\$}{Tn} \right] 62.523,53$

10 $\left[\frac{Kg}{Tn} \right]$ de Alambre Negro N°17 $\rightarrow \left[\frac{\$}{kg} \right] 110,1 * 10 \left[\frac{Kg}{Tn} \right] = \left[\frac{\$}{Tn} \right] 1.101$

Total Materiales Costo-Costo = \$ 63.624,57

Mano de Obra:

40 [hs/Tn] de Oficial $\rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 40 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 11.659,31$

45 [hs/Tn] de Ayudante $\rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 45 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 12.688,52$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 26.013,53

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 89.638,01

4. Costo del Encofrado

Se obtuvo el costo del encofrado considerando que el mismo será alquilado por mes. Para poder estimar como impactara el costo del alquiler en cada [m2] de encofrado se realizo el siguiente procedimiento, teniendo en cuenta que solo será necesario el encofrado alquilado para 1 planta del Tabique de Hormigón Armado.

Superficie Total de encofrado para Tabique $\rightarrow 2160.7[m^2]$

N° de pisos $\rightarrow 14$

Superficie de encofrado por planta $= \frac{2160.7[m^2]}{14} = 154.34[m^2]$

Rendimiento $\rightarrow 5 \left[\frac{dias}{planta} \right]$

Tiempo necesario $\rightarrow 5 \left[\frac{\text{dias}}{\text{planta}} \right] * 14 \text{ plantas} = 70 \text{ dias}$

Meses de trabajo $\rightarrow \frac{70 \text{ dias}}{30 \frac{\text{dias}}{\text{mes}}} = 2.3 \text{ meses} \cong 2.5 \text{ meses}$.

En 1 mes se logra realizar 6 plantas, por lo cual el costo de 1 mes de alquiler de encofrado se amortiza entre la superficie de 6 plantas.

$$\frac{154.34[m^2]}{6 \text{ plantas}} = 25.73[m^2] \cong 26[m^2]$$

Costo del encofrado por $[m^2]$ efectivo $\rightarrow \frac{300 \frac{\$}{\text{mes} \cdot m^2} + IVA}{6 \text{ plantas/mes}} = 50 \left[\frac{\$}{m^2} \right] + IVA$

Finalmente concluimos que la incidencia del costo del material de encofrado para cada $[m^2]$ fue de $50[\$/m^2]$.

Considerando a continuación el costo de la mano de obra obtenemos:

Materiales:

Maderas para encofrado $\rightarrow 50 \left[\frac{\$}{m^2} \right] + IVA$

Mano de Obra:

2.5 $[hs/m^2]$ de Oficial $\rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 2.5 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 832,8$

1 $[hs/m^2]$ de Ayudante $\rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 1 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 281,97$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 1114,77

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 1.164,77

5. Costo de las mallas electrosoldadas

Materiales:

a) Malla Q131 $\Phi 5mm$ 15x15 $\rightarrow \left[\frac{\$}{Tn} \right] 90.635,21 + IVA$

b) Malla Q188 $\Phi 6mm$ 15x15 $\rightarrow \left[\frac{\$}{Tn} \right] 96.039,01 + IVA$

c) Malla Q335 $\Phi 8mm$ 15x15 $\rightarrow \left[\frac{\$}{Tn} \right] 96.051,59 + IVA$

Mano de Obra:

2 $[hs/Tn]$ de Oficial $\rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 2 \frac{hs}{Tn} = \left[\frac{\$}{Tn} \right] 666,24$

2 $[hs/Tn]$ de Ayudante $\rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 2 \frac{hs}{Tn} = \left[\frac{\$}{Tn} \right] 563,94$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 1230,18

- a) **Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 91.865,39**
- b) **Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 97.270,19**
- c) **Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 97.283,77**

6. Costo de la estructura Metálica

Para la determinación de los costos de la compra de materiales, trabajos de taller y montaje final de la superestructura se consulto talleres metalúrgicos de la zona, a los cuales se les brindo un cómputo de la cantidad de material necesario, además de detalles de uniones, numero de agujeros y bulones necesarios.

Del cómputo se obtiene que el kilaje total de la superestructura entre (Vigas, Columnas, escaleras, barras lisas, Planchuelas y Bulones) sea igual a 276.125,24 Kg.

Por otro lado se tiene que cubrir una superficie de 6.553 m² con chapas tipo “Steel Deck”. Estas son computadas y presupuestadas por separado. Ya que en el precio pactado con el taller metalúrgico se decidió que de la provisión de las chapas se debe encargar el cliente, pero en el precio de montaje $0,49\left[\frac{USD}{Kg}\right]$ ya esta contemplado la mano de obra para la colocación de las chapas, y no debe multiplicarse los kilos de las chapas por el precio antes mencionado.

Los valores obtenidos están referenciados a la cantidad de material necesario [Kg]:

$$\text{Compra de Materiales} \rightarrow 1,07 \left[\frac{USD}{Kg} \right] + IVA$$

$$\text{Trabajo de Taller} \rightarrow 0,60 \left[\frac{USD}{Kg} \right] + IVA$$

$$\text{Montaje de la estructura} \rightarrow 0,49 \left[\frac{USD}{Kg} \right] + IVA$$

$$\text{Compra de Materiales} = 1,07 \left[\frac{USD}{Kg} \right] + IVA * 276.125,24 \text{ [Kg]} = USD 295.452,94$$

$$\text{Trabajo de Taller} = 0,60 \left[\frac{USD}{Kg} \right] + IVA * 276.125,24 \text{ [Kg]} = USD 165.674,54$$

$$\text{Montaje de la estructura} = 0,49 \left[\frac{USD}{Kg} \right] + IVA * 276.125,24 \text{ [Kg]} = USD 135.308,88$$

$$\text{Compra y Montaje Steel Deck} = 22.7 \left[\frac{USD}{m^2} \right] * 6.553 \text{ [m}^2\text{]} = USD 148.753,11$$

$$\text{Accesorio frontera 130} = 16 \left[\frac{USD}{u} \right] * 705 \text{ [u]} = USD 11.280$$

$$\text{Total} = USD 746.461,46$$

$$\text{Total} = USD 746.461,46 * 60 \left[\frac{ARS}{USD} \right] = \$ 45.387.687,37$$

7. Costo de la Albañilería

Materiales:

Mampostería de Elevación para divisoria externa para muro de e=30cm.

c) 1 [m²] Ladrillo Hueco cerámico 12x18x33cm

$$\text{-Cemento} \rightarrow 5.85 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 44,69$$

$$\text{- Cal} \rightarrow 5.65 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 11,55 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 65,26$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.027 \left[\frac{m^3}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 28,29$$

$$\text{- Ladrillo hueco cerámico 12x18x33} \rightarrow 15 \left[\frac{\text{unidades}}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{u} \right] 24,25 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 363,75$$

Total Costo-Costo Materiales: \$ 501,97

d) 1 [m³] Ladrillo Macizo Común 0.045cmx15cm

$$\text{-Cemento} \rightarrow 28 \left[\frac{Kg}{m^3} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 213,92$$

$$\text{- Cal} \rightarrow 47 \left[\frac{Kg}{m^3} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 11,55 = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 542,85$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.240 \left[\frac{m^3}{m^3} \right] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 251,52$$

$$\text{- Ladrillo Macizo Común 15cm} \rightarrow 60 \left[\frac{\text{unidades}}{m^3} \right] * \left[\frac{\$}{u} \right] 9 = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 540$$

Total Materiales Costo-Costo = \$ 1.548,36

Mano de Obra:

c) 1 [m²] Ladrillo Hueco cerámico 12x18x33cm

$$1.20 \text{ [hs/m}^2\text{] de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 1.20 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 399,74$$

$$0.75 \text{ [hs/m}^2\text{] de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 0.75 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 211,47$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 611,22

d) Ladrillo Macizo Común 0.045cmx15cm

$$7 \text{ [hs/m}^3\text{] de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 7 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 2.331,84$$

$$8 \text{ [hs/m}^3\text{] de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 8 \frac{hs}{m^3} = \left[\frac{\$}{m^3} \right] 2.255,76$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 4.587,60

c) Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 1.113,19

d) Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 6.135,95

8. Costo de los Revoques

Azotado impermeable + Revoque Grueso

Materiales:

$$\text{-Cemento} \rightarrow 3.3 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 7,64 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 23,46$$

$$\text{- Cal} \rightarrow 2.1 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 11,55 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 22,34$$

$$\text{- Arena} \rightarrow 0.02 \left[\frac{m^3}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 1048 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 20$$

$$\text{- Hidrófugo} \rightarrow 0.13 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * \left[\frac{\$}{Kg} \right] 42,76 = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 5,56$$

Mano de Obra:

$$0.6 \text{ [hs/m}^2\text{] de Oficial} \rightarrow \frac{\$}{hs} 333,12 * 0.6 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 199,87$$

$$0.35 \text{ [hs/m}^2\text{] de Ayudante} \rightarrow \frac{\$}{hs} 281,97 * 0.35 \frac{hs}{m^2} = \left[\frac{\$}{m^2} \right] 98,68$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 298,56

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 368,97

9. Cerramientos con Durlock

Materiales:

$$\text{a) Revestimiento Simple} \rightarrow \left[\frac{\$}{m^2} \right] 720 + IVA$$

$$\text{b) Tabique de 70 con placa doble} \rightarrow \left[\frac{\$}{m^2} \right] 1420 + IVA$$

$$\text{c) Aislación Lana de vidrio de baja densidad} \rightarrow \left[\frac{\$}{m^2} \right] 200 + IVA$$

$$\text{d) Aislación Lana de vidrio de alta densidad} \rightarrow \left[\frac{\$}{m^2} \right] 530 + IVA$$

Mano de Obra:

$$\text{a) Revestimiento Simple} \rightarrow \left[\frac{\$}{m^2} \right] 200 + IVA$$

$$\text{b) Tabique de 70 con placa doble} \rightarrow \left[\frac{\$}{m^2} \right] 300 + IVA$$

$$\text{c) Aislación Lana de vidrio de baja densidad} \rightarrow \left[\frac{\$}{m^2} \right] 20 + IVA$$

$$\text{d) Aislación Lana de vidrio de alta densidad} \rightarrow \left[\frac{\$}{m^2} \right] 30 + IVA$$

a) Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 920

b) Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$1720

c) Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$220

d) Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$560

10. Cerramientos con Wall Panel

Materiales:

$$1 \text{ [m}^2\text{]} \text{ de Panel térmico autoportante} \rightarrow \frac{USD}{m^2} 27,13 * \frac{\$ARS}{USD} 60 = \frac{\$}{m^2} 1.627,8$$

Mano de Obra:

$$1 \text{ [m}^2\text{]} \rightarrow \frac{\$}{m^2} 260$$

Total Mano de obra Costo-Costo = \$ 260

Total Mano de obra + Materiales Costo-Costo= \$ 1.887,8

Presupuesto

Fundaciones

- Pilotaje $\rightarrow \$ 2.450.160 + IVA$
- H° $\rightarrow 549,8 \text{ [m}^3\text{]} * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 6272.61 = \$3.448.818,94 + IVA$
- Acero en Barras $\rightarrow 14.3 \text{ [Tn]} * \left[\frac{\$}{Tn} \right] 89.638,01 = \$1.281.823,54 + IVA$
- Encofrado $\rightarrow 457.4 \text{ [m}^2\text{]} * \left[\frac{\$}{m^2} \right] 1.164,77 = \$532.765,79 + IVA$

Total Costo- Costo Fundaciones = \$7.713.568,28+IVA

Superestructura

- H° $\rightarrow 910,4 \text{ [m}^3\text{]} * \left[\frac{\$}{m^3} \right] 6272.61 = \$5.710.371,26 + IVA$
- Acero en Barras $\rightarrow 21.9 \text{ [Tn]} * \left[\frac{\$}{Tn} \right] 89.638,01 = \$1.963.072,42 + IVA$
- Acero en Mallas Q-131 $\rightarrow 10.69 \text{ [Tn]} * \left[\frac{\$}{Tn} \right] 91.865,39 = \$982.041,06 + IVA$
- Acero en Mallas Q-188 $\rightarrow 1.47 \text{ [Tn]} * \left[\frac{\$}{Tn} \right] 97.270,19 = \$142.987,17 + IVA$
- Acero en Mallas Q-335 $\rightarrow 2.54 \text{ [Tn]} * \left[\frac{\$}{Tn} \right] 97.283,77 = \$247.100,78 + IVA$
- Encofrado $\rightarrow 2.160,4 \text{ [m}^2\text{]} * \left[\frac{\$}{m^2} \right] 1.164,77 = \$2.516.369,11 + IVA$
- Steel Deck $\rightarrow \$8.925.186,6 + IVA$
- Accesorio frontera 130 $\rightarrow \$676.800 + IVA$
- Materiales Estructura de Acero $\rightarrow \$17.711.363,4 + IVA$
- Trabajos de Taller $\rightarrow \$9.940.508,64 + IVA$
- Montaje de Estructura de Acero $\rightarrow \$ 8.118.082,06 + IVA$

Total Costo- Costo Superestructura = \$57.265.167,32 +IVA

Albañilería

Mampostería de Elevación para divisoria externa para muro de e=30cm.

- Ladrillo Hueco cerámico 12x18x33cm $\rightarrow 280[m^2] * \left[\frac{\$}{m^2}\right] 1.113,19 = \$311.693,2 + IVA$
- Ladrillo Macizo Común 0.045cmx15cm $\rightarrow 42[m^3] * \left[\frac{\$}{m^3}\right] 6.135,95 = \$257.709 + IVA$

Total Costo- Costo Albañilería = \$569.402,2

Revoques

Azotado impermeable + Revoque Grueso

$$280[m^2] * \left[\frac{\$}{m^2}\right] 368,97 = \$103.311 + IVA$$

Cerramientos Durlock

- Revestimiento Simple $\rightarrow \left[\frac{\$}{m^2}\right] 920 * 3027,4 [m2] = \$2.785.196,96 + IVA$
- Tabique de 70 con doble placa: $\left[\frac{\$}{m^2}\right] 1720 * 5095,5 [m2] = \$8.764.225,60 + IVA$
- Aislación lana de vidrio de baja densidad $\left[\frac{\$}{m^2}\right] 220 * 4913,97 [m2] = \$1.081.074,28 + IVA$
- Aislación lana de vidrio de alta densidad $\left[\frac{\$}{m^2}\right] 560 * 181,51 [m2] = \$101.643,36 + IVA$

Total costo-costo Durlock= \$12.732.140,20

Cerramientos Wall Panel

- Panel térmico autoportante $\rightarrow \frac{\$}{m^2} 1.887,8 * 4324,32 [m2] = \$8.163.451,29$
- Flete de paneles = 4 semiremolques* \$ 80.000 c/semirremolque= \$ 320.000

Total costo-costo paneles = \$8.483.451,29

Gastos Generales

Se realizó una comparación en ambos casos de los gastos generales que cada construcción requirió.

Se consideró para el caso de la construcción del edificio con estructura de hormigón, el requerimiento de dos capataces debido a que el mismo posee mayor demanda de personal no calificado, el cual conlleva mayor control.

A continuación, se presentan las tablas con los montos figurativos:

Construcción en Hormigón				
Cargo	Cantidad	Precio/mes	Meses	Total
Representante técnico	0.5	\$ 120,000.00	12	\$ 720,000.00
Ingeniero	1	\$ 100,000.00	12	\$ 1,200,000.00
Capataz	2	\$ 60,000.00	12	\$ 1,440,000.00
Oficina	1	\$ 100,000.00	12	\$ 1,200,000.00
Sereno	2	\$ 51,161.82	12	\$ 1,227,883.68
			Σ	\$ 5,787,883.68

Construcción en Acero				
Cargo	Cantidad	Precio/mes	Meses	Total
Representante técnico	0.5	\$ 120,000.00	5	\$ 300,000.00
Ingeniero	1	\$ 100,000.00	5	\$ 500,000.00
Capataz	1	\$ 60,000.00	5	\$ 300,000.00
Oficina	1	\$ 100,000.00	5	\$ 500,000.00
Sereno	2	\$ 51,161.82	5	\$ 511,618.20
			Σ	\$ 2,111,618.20

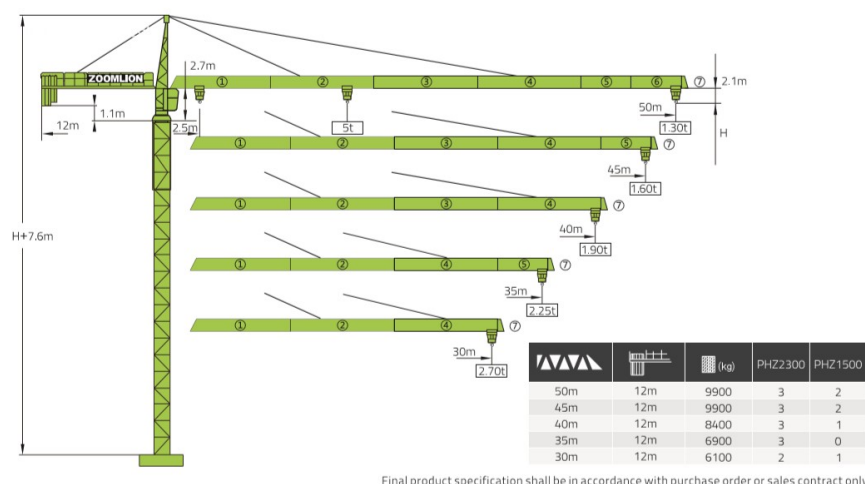
TABLA RESUMEN Plazo Fundaciones - Superestructura	
Construcción en Hormigón	\$ 5,787,883.68
Construcción en Acero	\$ 2,111,618.20
Diferencia	\$ 3,676,265.48

Los valores utilizados para dicho análisis fueron obtenidos de encuestas realizadas a varias empresas constructoras de la zona.

El sueldo mensual del sereno fue obtenido del convenio 76/75 de la UOCRA.

GRUA TORRE:

Para el montaje de la estructura de acero se contempló el alquiler de una grúa torre la cual proviene de desde la ciudad de Buenos Aires.



Para el traslado de esta se consideró la utilización de 4 semirremolques para la ida y la misma cantidad para la vuelta, sumando un total de 8 semirremolques.

Para el precio del traslado se consultó a varios transportistas del rubro, considerando finalmente un valor del semirremolque de pesos ochenta mil, \$80.000,00. Sumando un total de traslado, contemplando ida y vuelta, de pesos seiscientos cuarenta mil, \$640.000,00.

Para el montaje de esta se tuvo en cuenta la utilización de una grúa tipo telescópica adicional, la cual, también se encargaría del desmontaje. Para dicha grúa se realizó consultas a empresas de la zona que la poseían y se obtuvo un precio de montaje de pesos trescientos treinta mil, \$330.000,00 y para desmontaje de pesos cuatrocientos treinta mil, \$430.000,00. Siendo este último mayor debido a que la complejidad y el tiempo empleado también es mayor.

A continuación, se especifican tabulados los valores antes mencionados.

Carga de la Grúa en depósito de la empresa que presta el servicio	\$ 42,300.00
Transporte de la Grúa desde depósito hasta obra	\$ 320,000.00
Transporte de la Grúa desde obra hasta depósito	\$ 320,000.00
Carga de la Grúa en depósito de la empresa que presta el servicio	\$ 42,300.00
Precio montaje de Grúa Torre con Grúa telescópica	\$ 330,000.00
Precio desmontaje de Grúa Torre con Grúa telescópica	\$ 430,000.00
Precio alquiler mensual de Grúa Torre	US\$ 4,900.00
Sueldo operario de grua	\$ 60,000.00
Σ	\$ 2,546,600.00

El precio de alquiler mensual de la grúa torre está dolarizado, pero para la sumatoria total, fue expresada en pesos.

El plazo considerado para dicho alquiler y el servicio de operador de grúa fue de tres meses.

Presupuesto Final

Una vez analizados el costo-costo de los distintos ítems que componen la estructura y cerramientos, para obtener el presupuesto final o precio de oferta se procedió a continuación a sumar el costo de los gastos generales, beneficio e impuestos.

Costo-Costo Total de las fundaciones, superestructura y Cerramientos

Costo-Costo Fundaciones + Superestructura=\$64.978.735,6 +IVA

Costo- Costo de Cerramientos = \$21.888.308,69+IVA

Total Costo-Costo= \$86.867.044+IVA

Gastos Generales:

GG:

\$ 2.111.618,2+IVA

Gastos Extras: traslado, montaje-desmontaje, alquiler y costos de operario para la Grúa Torre.

\$ 2.546.600+IVA

Subtotal 1=\$86.867.044+ \$ 2.546.600 ++ \$ 2.111.618,2=\$91.525.262,49

Beneficio: se adopto 10%

Subtotal 2= Subtotal 1 *1.10 = 1.10*\$91.525.262,49= \$100.677.788,74

Impuestos:

IVA =10,5%

Ingresos Brutos= 3.75%

Total Impuestos= 14,25%

Precio de Oferta= Subtotal 2 * 1.1425 = 1.1425\$100.677.788,74=\$115.024.373,63

Precio de Oferta=\$115.024.373,63

Presupuesto con Materiales y Mano de Obra por separado.

RUBRO	Item	Cantidad	Materiales [\$/unidad]	Materiales [\$]	Mde O [\$/unidad]	Mde O [\$]
Fundaciones (Sin piloteaje)	Hormigon [m3]	549.8	\$ 5,657.52	\$ 3,110,504.50	\$ 615.09	\$ 338,176.48
	Acero en Barras [Tn]	14.3	\$ 63,617.70	\$ 909,733.11	\$ 26,013.53	\$ 371,993.48
	Encofrado [m2]	457.4	\$ 207.69	\$ 94,997.41	\$ 1,114.77	\$ 509,895.80
	Total [\$]	-	-	\$ 4,115,235.01	-	\$ 1,220,065.76
SuperEstructura	Hormigon [m3]	910.4	\$ 5,657.52	\$ 5,150,606.21	\$ 615.09	\$ 559,977.94
	Acero en Barras [Tn]	21.9	\$ 63,617.70	\$ 1,393,227.63	\$ 26,013.53	\$ 569,696.31
	Malla Q-131 [Tn]	10.69	\$ 90,635.21	\$ 968,890.39	\$ 1,230.18	\$ 13,150.62
	Malla Q-188 [Tn]	1.47	\$ 96,039.01	\$ 141,177.34	\$ 1,230.18	\$ 1,808.36
	Malla Q-335 [Tn]	2.45	\$ 96,051.59	\$ 235,326.40	\$ 1,230.18	\$ 3,013.94
	Steel Deck [m2]	6553	\$ 1,362.00	\$ 8,925,186.00	-	-
	Accesorio Frontera [U]	705	\$ 960.00	\$ 676,800.00	-	-
	Material Superestructura [kg]	276125.24	\$ 64.14	\$ 17,710,672.89	-	-
	Trabajo de Taller Superestructura [kg]	276125.24	-	-	\$ 36.00	\$ 9,940,508.64
	Monataje de Superestructura [kg]	276125.24	-	-	\$ 29.40	\$ 8,118,082.06
	Encofrado [m2]	2160.4	\$ 207.69	\$ 448,693.48	\$ 1,114.77	\$ 2,408,349.11
	Total [\$]	-	-	\$ 35,650,580.34	-	\$ 21,614,586.98
Albañileria	Muro 30 Lad Hueco [m2]	280	\$ 501.97	\$ 140,551.60	\$ 611.22	\$ 171,141.60
	Muro 30 Lad comun [m3]	42	\$ 1,548.36	\$ 65,031.12	\$ 4,587.60	\$ 192,679.20
Revoques	Azotado y Rev Grueso [m2]	280	\$ 70.41	\$ 19,714.80	\$ 298.56	\$ 83,596.80
Durlock	Revestimiento Simple [m2]	3027.4	\$ 720.00	\$ 2,179,728.00	\$ 200.00	\$ 605,480.00
	Tabique 70 con placa doble [m2]	5095.5	\$ 1,420.00	\$ 7,235,610.00	\$ 300.00	\$ 1,528,650.00
	Lana de Vidrio b/densidad [m2]	4913.97	\$ 200.00	\$ 982,794.00	\$ 20.00	\$ 98,279.40
	Lana de Vidrio b/densidad [m2]	181.51	\$ 530.00	\$ 96,200.30	\$ 30.00	\$ 5,445.30
Wall Panel	Panel Termico Autoportante [m2]*	4324.32	\$ 1,627.80	\$ 7,039,128.10	\$ 260.00	\$ 1,124,323.20
Cerramientos	Total [\$]	-	-	\$ 17,758,757.92	-	\$ 3,809,595.50
	Aclaracion *se le añade \$320.000 de flete	-	\$ 320,000.00	\$ 18,078,757.92		

Analizando los datos obtenemos que incidencia tienen los materiales y la mano de obra en el costo-costeo.

Fundaciones: Materiales 77%; Mano de Obra 23%.

Superestructura: Materiales 62%; Mano de Obra 38%.

Cerramientos: Materiales 83%; Mano de Obra 17%.

Con estos datos podemos visualizar claramente la gran incidencia que tienen los materiales en este tipo de construcción en seco, tanto en la Superestructura como en los cerramientos, evidenciándose aun mas en estos últimos, es decir que los costos de estos Rubros estarán altamente influenciados por los costos de los materiales.

Análisis Comparativo Financiero

Una vez obtenidos los precios finales de oferta para cada alternativa propuesta, se procede a continuación a realizar un estudio comparativo de los mismos.

Análisis Comparativo Financiero				
Rubro	Edificio De H° Armado	Edificio Metalico	Diferencia	Diferencia [%]
Superestructura	\$ 47,810,132.41	\$ 57,265,167.32	\$ 9,455,034.91	19.8
Fundaciones	\$ 9,894,755.19	\$ 7,713,568.28	\$ 2,181,186.91	-22.0
Cerramientos	\$ 20,973,757.73	\$ 21,888,308.69	\$ 914,550.96	4.4
Gastos Generales	\$ 5,787,833.68	\$ 2,111,618.20	\$ 3,676,215.48	-63.5
Grua	-	\$ 2,546,600.00	\$ 2,546,600.00	-
Subtotal 1	\$ 84,466,479.01	\$ 91,525,262.49	\$ 7,058,783.48	8.4
Precio de Oferta	\$ 106,153,247.50	\$ 115,024,373.63	\$ 8,871,126.14	8.4

Aclaraciones: La diferencia porcentual fue obtenida considerando que el valor del 100% corresponde al Edificio de Hormigón Armado. Por lo cual si el valor de diferencia es positivo, quiere decir que el edificio metálico tiene un costo mayor. Mientras que si la diferencia es negativa quiere decir que el edificio metálico tiene un costo menor.

Analizando los datos podemos obtener las siguientes conclusiones:

El precio de oferta de la alternativa propuesta con estructura metálica resulta ser un 8,4% mayor al precio de oferta de la alternativa con Hormigón Armado.

Pero aquí no finaliza el análisis económico, todavía no se ha considerado un factor de suma relevancia, que es la diferencia de plazo de obra. Basándonos en los rendimientos adoptados para el presente Trabajo Final se llegó a la conclusión que el edificio de estructura metálica se construye 7 meses más rápido que su equivalente en Hormigón Armado, eso presenta un ventaja muy importante desde el punto de vista económico, ya que al entregarse el edificio terminado 7 meses antes se puede cobrar el alquiler de los departamentos durante este periodo de tiempo y así generara ganancias que deben tenerse en cuenta en el análisis económico.

Para la realización del siguiente análisis se tendrá en cuenta una serie de hipótesis. La primera es que se considera que las fundaciones, superestructura y cerramientos equivalente al 40% del avance total de la obra. La segunda hipótesis es que las terminaciones que restan completar para que el edificio alcance el 100% de avance son

iguales para ambos edificios, por esta razón las misma quedaron fuera del alcance del presente Trabajo Final.

Para estimar los beneficios de alquilar los departamentos 7 meses antes que la alternativa de Hormigón Armado, se realizó el siguiente análisis

Se cuenta con:

40 cocheras de $25m^2$.

20 departamentos de 1 dormitorio ($51.22m^2$) cada uno.

20 departamentos de 2 dormitorios: ($72.28m^2$) cada uno.

20 departamentos de 3 dormitorios: ($100m^2$) cada uno.

La totalidad de m^2 construidos en el edificio es de ($5470m^2$) los cuales se reparten de la siguiente manera:

$1000m^2$ de cocheras. Estas representan el 18,3% de la superficie total construida

$4470m^2$ de departamentos. Esto representa el 81,7% de la superficie total construida.

A continuación se estima el precio de oferta del 100% del edificio. Partiendo de que se conoce el precio de oferta del 40% del edificio.

40%.....\$115.024.373,63

100%.....X

$$X = \frac{100 * \$115.024.373,63}{40} = \$287.560.934,08$$

La diferencia antes obtenida entre precios de oferta fue de 8,4%, se busca a encontrar ahora que porcentaje representa este número sobre el 100% de avance.

El 40% del 8,4% es igual a = 3,36%.

100%.....\$287.560.934,08

3.36%.....x

$$x = \frac{3.36 * \$287.560.934,08}{100} = \$9.662.047,39$$

El valor x, es la diferencia total entre las 2 alternativas. Es decir que el edificio con estructura metálica tiene un costo de \$9.662.047,39 mayor que el de estructura de Hormigón armado. Pero este monto puede se amortizado con los alquileres de los departamentos y cocheras durante 7 meses.

$$\text{Diferencia por mes} = \frac{\$9.662.047,39}{7 \text{ meses}} = \frac{\$}{\text{mes}} 1.380.292,48$$

Se determina a continuación que porcentaje de este monto corresponde amortizar con departamentos y con cocheras.

Para cocheras

$$100\% \dots \dots \dots \frac{\$}{\text{mes}} 1.380.292,48$$

$$18,3\% \dots \dots \dots x = \frac{\$}{\text{mes}} 252.593,52$$

Para departamentos

$$100\% \dots \dots \dots \frac{\$}{\text{mes}} 1.380.292,48$$

$$81,7\% \dots \dots \dots x = \frac{\$}{\text{mes}} 1.127.698,968$$

Para estimar el precio de alquiler por mes que habría que cobrar se realizó el siguiente procedimiento:

$$\text{Precio} \frac{\$}{m^2 \times \text{mes}} = \frac{\$1.127.698,968}{4470m^2} = 252,28 \frac{\$}{m^2 \times \text{mes}}$$

Conocidos el precio por m² por mes ahora solo falta calcular el precio por departamento por mes. Para ello se discrimina el precio según cada tipo de departamento.

Departamentos de 3 dormitorios: (100m²) cada uno

$$\text{Precio} \frac{\$}{\text{deptos} \times \text{mes}} = \frac{2000m^2}{\text{deptos}} \times 252,28 \frac{\$}{m^2 \times \text{mes}} = 504.563,29 \frac{\$}{\text{deptos} \times \text{mes}}$$

$$\text{Precio} \frac{\$}{\text{depto} \times \text{mes}} = \frac{504.563,29 \frac{\$}{\text{deptos} \times \text{mes}}}{20 \text{ departamentos}} = \frac{\$}{\text{mes}} 25.288,16$$

Departamentos de 2 dormitorios: (72.28m²) cada uno

$$\text{Precio} \frac{\$}{\text{deptos} \times \text{mes}} = \frac{1445,6m^2}{\text{deptos}} \times 252,28 \frac{\$}{m^2 \times \text{mes}} = 364.698,35 \frac{\$}{\text{deptos} \times \text{mes}}$$

$$\text{Precio} \frac{\$}{\text{depto} \times \text{mes}} = \frac{364.698,35 \frac{\$}{\text{deptos} \times \text{mes}}}{20 \text{ departamentos}} = \frac{\$}{\text{mes}} 18.234,92$$

Departamentos de 1 dormitorio: (51.2m²) cada uno

$$\text{Precio} \frac{\$}{\text{deptos} \times \text{mes}} = \frac{1024,4m^2}{\text{deptos}} \times 252,28 \frac{\$}{m^2 \times \text{mes}} = 258.437,32 \frac{\$}{\text{deptos} \times \text{mes}}$$

$$\text{Precio} \frac{\$}{\text{deptoxmes}} = \frac{258.437,32 \frac{\$}{\text{deptoxmes}}}{20 \text{ departamentos}} = \frac{\$}{\text{mes}} 12.921,87$$

Finalmente conocidos los precios de alquileres por mes necesarios que habría que cobrar, se adoptaron los siguientes valores que resultaron de consultar inmobiliarias de la zona.

Espacio a alquilar	Cantidad	Alquiler [\$/mes]	\$/mes Total
Cochera	40	\$ 2,500.00	100000
Departamento de 3 dormitorios	20	\$ 28,000.00	560000
Departamento de 2 dormitorios	20	\$ 20,000.00	400000
Departamento de 1 dormitorio	20	\$ 16,000.00	320000
		Total [\$/mes]	\$ 1,380,000.00
		Total monto [\$] para 7 meses	\$ 9,660,000.00

Finalmente la diferencia entre montos de las dos alternativas propuestas en el presente Trabajo Final es de pesos \$2.047,39. Se concluye así que el resultado final es un empate técnico.

Conclusiones

Cada proyecto posee características particulares que lo vuelven único, esto se debe entre algunas razones a que según su ubicación las condiciones geotécnicas y las reglamentaciones municipales pueden ser distintas. Podemos llegar a la conclusión de que resulta necesario evaluar en cada proyecto la viabilidad de cada método constructivo; ya que la reducción sustancial en el peso de la estructura podría volver competitivo a la construcción Metálica en terrenos de baja resistencia. Mientras que las estructuras de Hormigón Armado aún para un pequeño proyecto de pocas plantas podrían derivar en la necesidad de utilizar fundaciones profundas, generando que los costes se disparen y el método constructivo se vuelva inviable.

También es muy importante resaltar que en el presente Trabajo Final solo se abordó el estudio comparativo de un edificio de torre de departamentos de trece plantas. Ubicado particularmente en un terreno de muy baja resistencia que deriva mas allá de las cargas del edificio en la utilización de fundaciones profundas, las cuales resultan en varios casos excesivas para el edificio propuesto en estructura metálica, que bien podría ser resuelto con fundaciones superficiales si se contara con un suelo de mayor resistencia. Esta última cuestión resultó en este caso particular en el no aprovechamiento completo de las potencialidades de la construcción liviana en acero.

Con respecto al costo de los materiales y de la mano de obra, se observa una clara diferencia en la incidencia que tiene cada uno de ellos en las alternativas propuestas. La construcción tradicional resulta ser muy demandante en términos de mano de obra y poco en términos de materiales. Mientras que la construcción metálica resulta ser muy demandante en términos de materiales y poco en términos de mano de obra. Quiere decir que la viabilidad de cada método constructivo dependerá directamente de cómo se comporten a lo largo del tiempo estas variables, y también otras variables como el tipo de cambio dólar - pesos argentinos. En la situación actual de nuestro país los jornales básico de los obreros de la construcción no fueron ajustados en la misma proporción que la devaluación de la moneda local, por lo cual los materiales que se encuentran en su mayoría atados al dólar, incrementaron su valor en pesos, mientras que la mano de obra también se incrementó, pero no en la misma proporción, disminuyendo así su valor en dólares. Esto genero que en la actualidad la mano de obra resulte más barata que hace unos años atrás. Volviendo así más competitivo al sistema constructivo tradicional. Si esta situación económica del país se revierte, y la mano de obra recupera su valor en dólares, los costos del sistema tradicional aumentarían en mayor proporción que los del sistema con estructura metálica, volviendo así a esta última más competitiva.

Otro aspecto importante a resaltar es el ahorro de Gastos Generales que se generan debido a la disminución de los plazos de obra, en este caso particular la disminución del plazo de obra es mayor al 50%.

Por último resulta importante mencionar que este estudio comparativo económico fue realizado con precios recopilados entre los meses de Octubre y Diciembre del año 2019. Para los cuales los resultados obtenidos fueron que el edificio con estructura tradicional tienen un menor costo de inversión inicial. Y se concluye que resulta ser la alternativa

más conveniente en términos monetarios. Cabe aclarar, que no se realizó un estudio a fin de poder cuantificar el aumento de beneficios en la venta de departamentos, debido a la disminución del plazo en la finalización de la estructura, ya que el mismo posee un gran impacto visual que genera mayor confianza en el cliente. Tampoco así el riesgo que conlleva poseer mayor personal durante un periodo de tiempo mayor.

La mayor o menor conveniencia de una u otra alternativa según los plazos de obra deberá ser evaluada por cada inversor.

Bibliografía

Chandías, M. (2006). *Cómputo y Presupuesto*. Buenos Aires: Alsina

INTI CIRSOC (2005). *Reglamento CIRSOC101: reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras*. Buenos Aires: Autor.

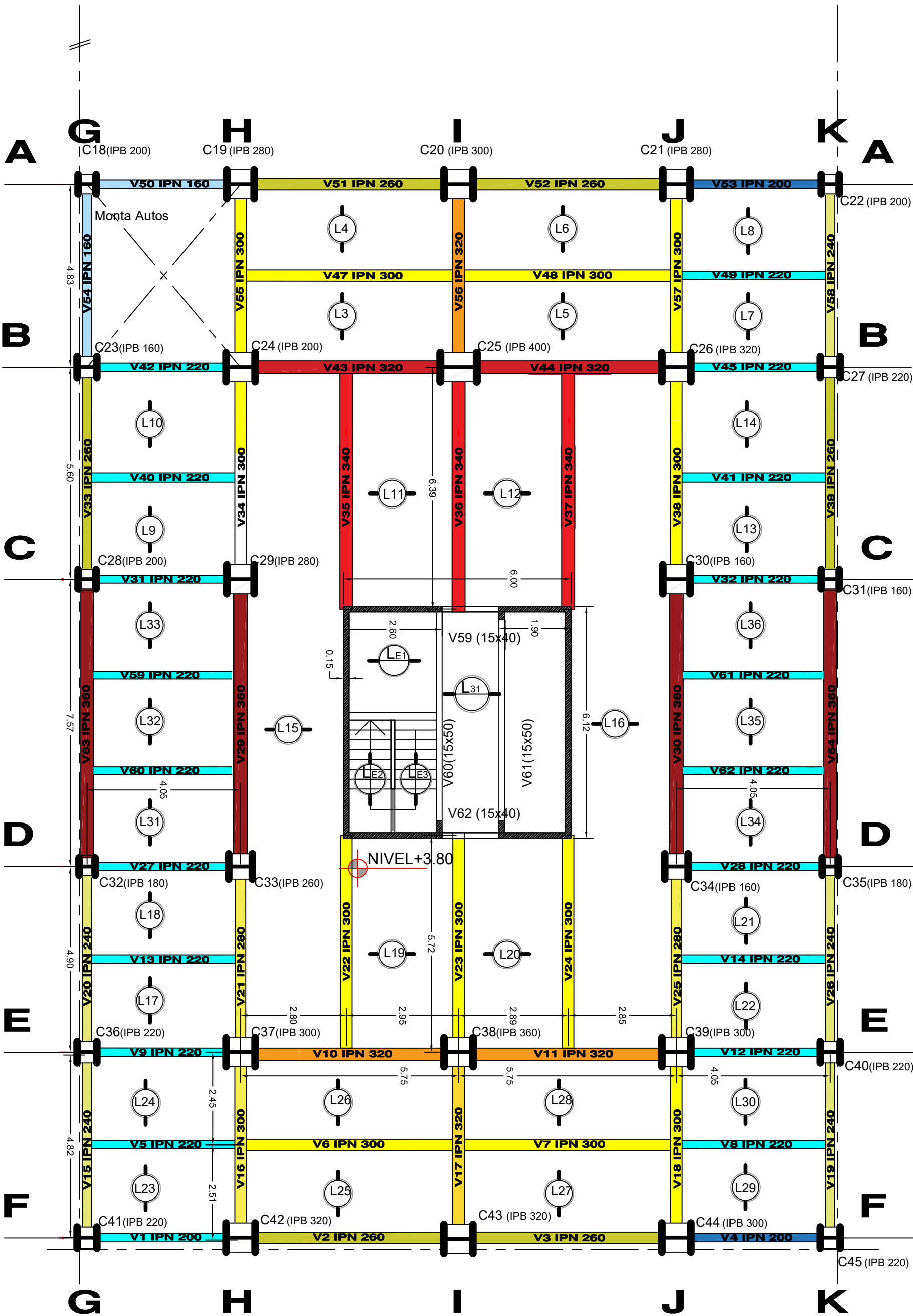
INTI CIRSOC (2005). *Reglamento CIRSOC102: reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones*. Buenos Aires: Autor.

INTI CIRSOC (2005). *Reglamento CIRSOC102: guía práctica para el uso del reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones*. Buenos Aires: Autor.

INTI CIRSOC (2005). *Reglamento CIRSOC 201: reglamento argentino de acción de estructuras de hormigón*. Buenos Aires: Autor.

INTI CIRSOC (2005). *Reglamento CIRSOC 301: reglamento argentino de estructuras de acero para edificios* Buenos Aires: Autor..

INTI CIRSOC (2005). *Reglamento CIRSOC 303: reglamento argentino de elementos estructurales de acero de secciones abiertas conformadas en frío*. Buenos Aires: Autor.



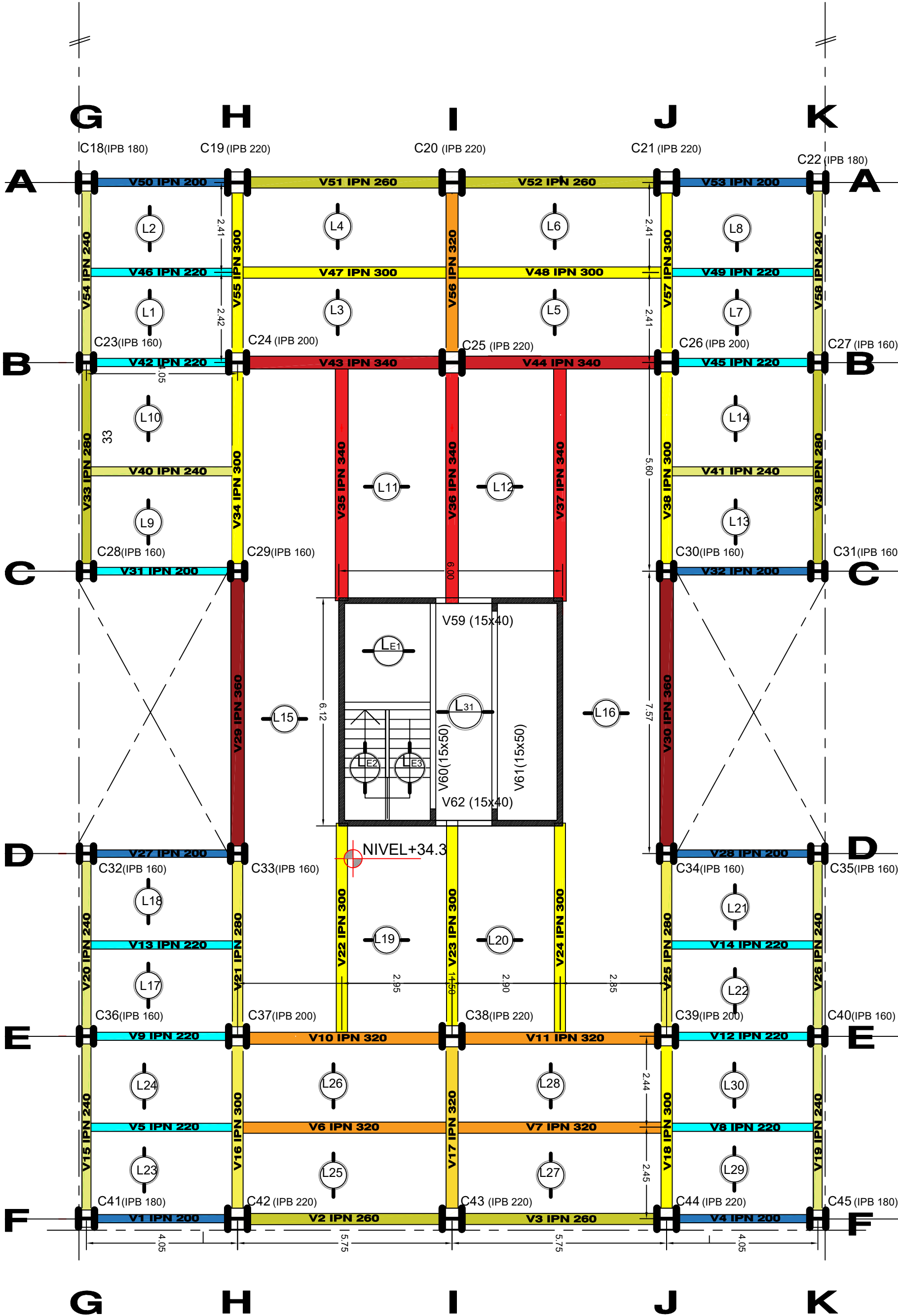
Trabajo Final - Edificio "Jaque!"

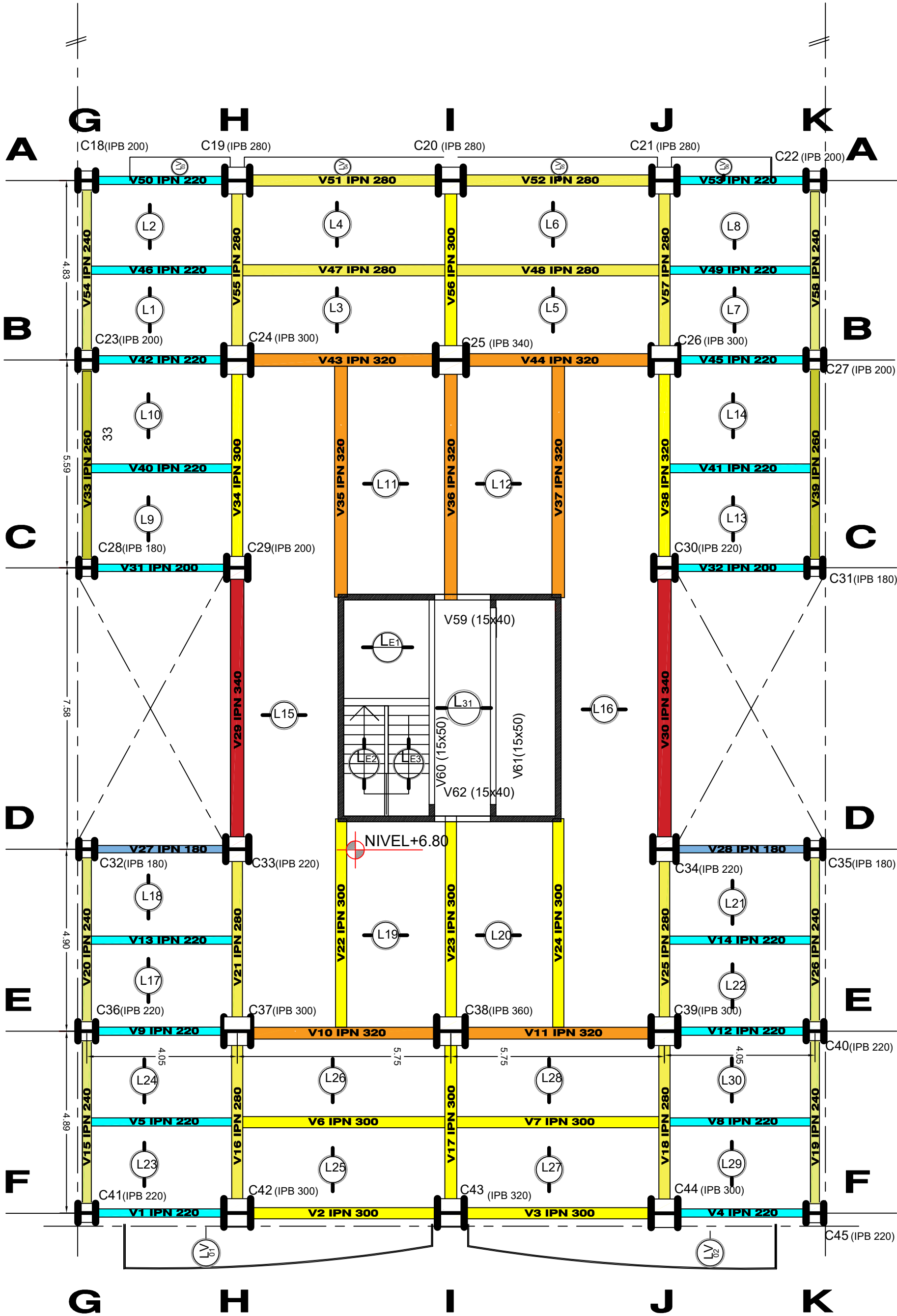
Planta Baja

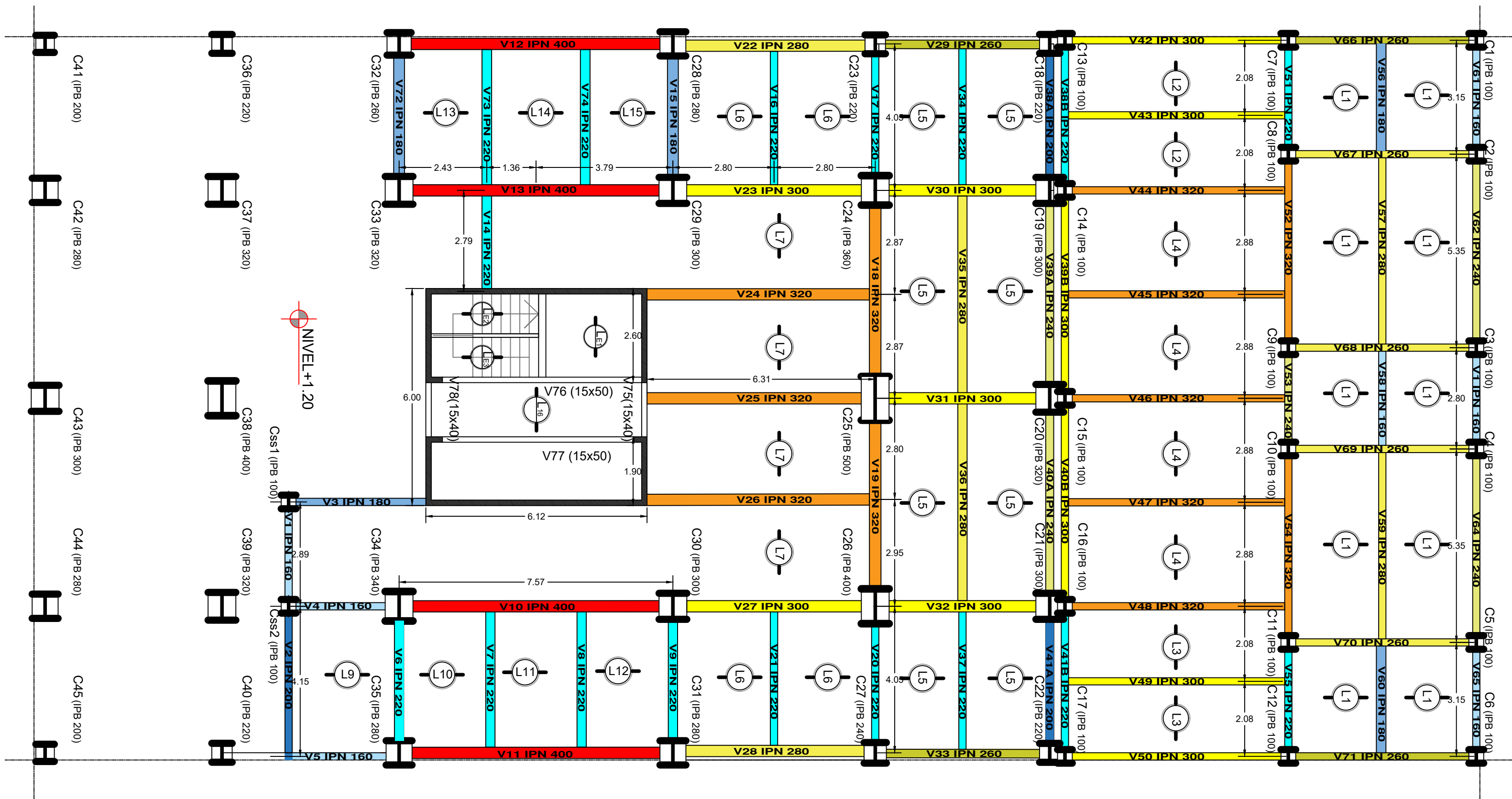
Farias - Radici

ESCALA: 1:100

FECHA: 17/12/2019







Trabajo Final - Edificio "Jaguel"

Planta baja y estacionamiento

Farias - Radici

ESCALA: 1:100

FECHA: 17/12/2019

