



Poder Judicial
Provincia de Santa Fe

READECUACION DE EDIFICIO
MEMORIA DESCRIPTIVA VERIFICACION
ESTRUCTURAL
Ciudad de Rafaela-Santa Fe Argentina

Fecha:
JULIO 2020

OT N°
4538



JUSTO DOME & ASOC.
CONSULTORA DE INGENIERIA

READECUACION DE EDIFICIO

Documento: Memoria descriptiva verificación estructural.

N° documento: 01

Elaboro: Justo Dome & Asociados

Comitente: Poder judicial Santa Fe

Fecha: 08/07/2020

OT: 04538

Revisión: A

Historial de versiones						
Rev.	Fecha	Elaboró	Ejecutó	Revisó	Aprobó	Obs.
A	08/07/20	JUSTO DOME & ASOC.	Ing. A. Ruiz	Ing. L. Borrás	Ing. C. Dome	Primera emisión, para revisión



Contenido

I. OBJETIVOS Y ALCANCES	4
II. ANÁLISIS DE CARGAS	8
II.1. CARGAS MUERTAS (D).....	8
II.1.1. PESO PROPIO ESTRUCTURA (VIGAS Y COLUMNAS)	8
II.1.2. PESO PROPIO LOSA	8
II.1.3. CARGA MUROS	9
II.1.4. CARGA EQUIPOS EN CUBIERTA	9
10	
II.2. CARGAS VIVAS (L).....	12
II.2.1. SOBRECARGA DE USO DE LOCALES	12
II.2.2. SOBRECARGA DE ASCENSORES	13
II.1. CARGAS FLUIDOS (L).....	13
II.1. CARGAS VIENTO (W)	14
III. ESTADOS DE CARGA.....	15
IV. MODELADO SUPERESTRUCTURA	16
IV.1. GEOMETRÍA	16
V. VERIFICACIÓN ESTRUCTURA	17
V.1. LOSA 17	
V.2. VIGAS	19
V.2.1. VIGA 0.25x0.70	19
V.2.2. VIGA 0.25x0.40	21
V.3. COLUMNAS	23
V.3.1. COLUMNA N° 105	24
V.3.2. COLUMNA N° 305	29
V.3.3. VERIFICACIÓN AL CORTE	34



V.4. FUNDACIONES	34
V.4.1. MODELADO.....	34
V.4.2. RESULTADOS:	35
VI. AMPLIACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	37
VI.1. VERIFICACIÓN DE COLUMNAS	39
VI.1.1. COLUMNA 105	39
VI.1.2. COLUMNA 305	40
VI.1.3. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL	40
VI.2. VERIFICACIÓN DE LAS FUNDACIONES.....	41
VII. CONCLUSIONES.....	42
VII.1. ESTADO DETERIORO PRESENTE EN LAS COLUMNAS DE FUNDACIÓN	42
VII.2. SOLUCIÓN PLANTEADA DE REFUERZO ESTRUCTURAL	44
VII.3. READECUACIÓN DE LAS FUNDACIONES	45
VII.1. CONCLUSIONES FINALES RESPECTO A VIABILIDAD DE LA AMPLIACIÓN	47



I. OBJETIVOS Y ALCANCES

El objeto de este informe es el diagnóstico de una estructura existente, de forma de evaluar su capacidad y comportamiento estructural sumado a una evaluación de la viabilidad de ampliar el edificio en altura sobre el nivel de azotea actual.

El edificio se emplaza en Alvear 263, Rafaela, Provincia de Santa Fe, República Argentina y pertenece al Poder Judicial de Santa Fe.





Poder Judicial
Provincia de Santa Fe

READECUACION DE EDIFICIO
MEMORIA DESCRIPTIVA VERIFICACION
ESTRUCTURAL
Ciudad de Rafaela - Santa Fe Argentina

Fecha:
JULIO 2020

OT N°
4538



JUSTO DOME & ASOC.
CONSULTORA DE INGENIERIA



El mismo consta de nivel de subsuelo (a -2,95 m), planta baja (con sector reducido en doble altura), 5 pisos altos, más azotea accesible, como parte de la estructura principal. El edificio además posee 2 galerías, una abierta desarrollada en una planta y ubicada al Norte del edificio principal, la restante se ubica al Este, siendo esta cerrada y de una única planta. La superficie en planta es de 585 m² para la estructura principal, de 195 m² para la galería norte y 68 m² para la galería este. El edificio se desarrolla en un lote de 65,00 m x 18,00 m, ocupando la totalidad del mismo en sentido Norte-Sur y dos terceras partes en sentido Este-Oeste.

La tipología estructural predominante observada se corresponde con un arreglo uniforme de pórticos en sentido norte-sur con un espaciamiento entre los mismos de 3,60 m en promedio. Cada pórtico cuenta con 4 columnas en sentido este-oeste, configurando 3 luces. De estas luces, Las extremas poseen una distancia entre ejes de 3m y la central de 6,20m



Poder Judicial
Provincia de Santa Fe

READECUACION DE EDIFICIO
MEMORIA DESCRIPTIVA VERIFICACION
ESTRUCTURAL
Ciudad de Rafaela - Santa Fe Argentina

Fecha:
JULIO 2020

OT N°
4538

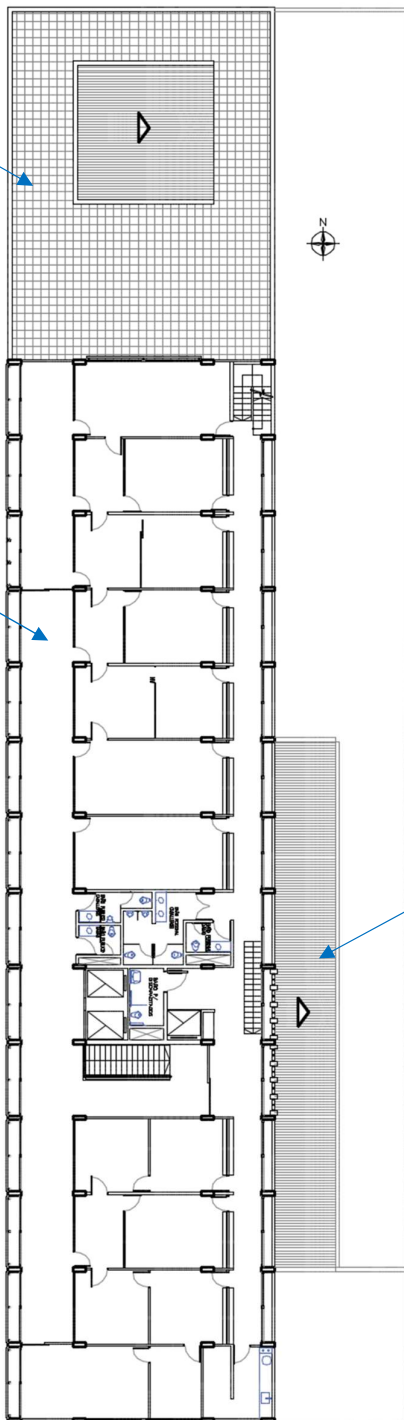


JUSTO DOME & ASOC.
CONSULTORA DE INGENIERIA

Galería abierta Norte

Nave principal

Galería Este





En primer lugar, se realizó un relevamiento in situ para reconstruir gráficamente la estructura existente. Para esta tarea se contó con los antecedentes arquitectónicos suministrados por el Comitente.

Luego, se realizaron una batería de ensayos no destructivos (END) sobre la estructura con el fin de determinar cualitativamente los parámetros significativos. Se determinó la resistencia del hormigón mediante esclerómetro y ultrasonidos, durabilidad, resistividad eléctrica, permeabilidad y corrosión de armadura. Los resultados de estos ensayos pueden observarse en los informes complementarios correspondientes.

Además, se realizaron estudios de suelo y exploraciones para determinar la capacidad portante del suelo y las características de las cimentaciones existentes.

Finalmente, con la información disponible se procedió a abordar las etapas correspondientes al análisis estructural.



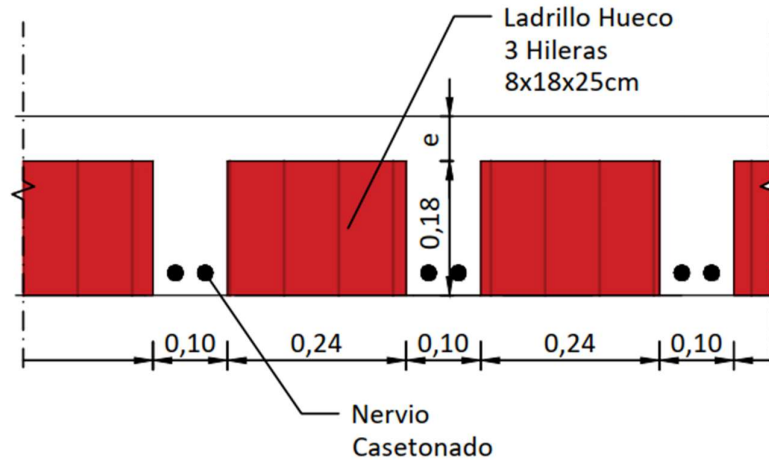
II. ANÁLISIS DE CARGAS

II.1. CARGAS MUERTAS (D)

II.1.1. PESO PROPIO ESTRUCTURA (VIGAS Y COLUMNAS)

Peso propio hormigón	$\gamma H^\circ A^\circ =$	24	kN/m ³
----------------------	----------------------------	----	-------------------

II.1.2. PESO PROPIO LOSA



Análisis losa casetonada tipo			
Espesor H° losa	e=	0.07	m
Ancho tipo	b=	0.44	m
Área capa compresión	Acc=	0.0308	m ²
Ancho nervio	bn=	0.1	m
Altura nervio	hn=	0.18	m
Área nervio	An=	0.018	m ²



Peso propio hormigón	$\gamma H^\circ =$	24	kN/m^3
Peso H°/ superficie losa	$Q H^\circ =$	1.1712	kN/m^2
Ancho ladrillo	$bl =$	0.24	m
Altura ladrillo	$hl =$	0.18	m
Área ladrillo	$Al =$	0.0432	m^2
Peso Ladrillo Hueco	$\gamma LH^\circ =$	10	kN/m^3
Peso Ladrillo hueco	$Q M^\circ =$	0.432	Kn/m
Carga modulo	$Q =$	1.6032	kN/m
N° módulos en 1m		2.27	
Carga Total modulo 1m2	$Q =$	3.64	Kn/m
Carga en superficie	$Q1 =$	3.64	Kn/m^2

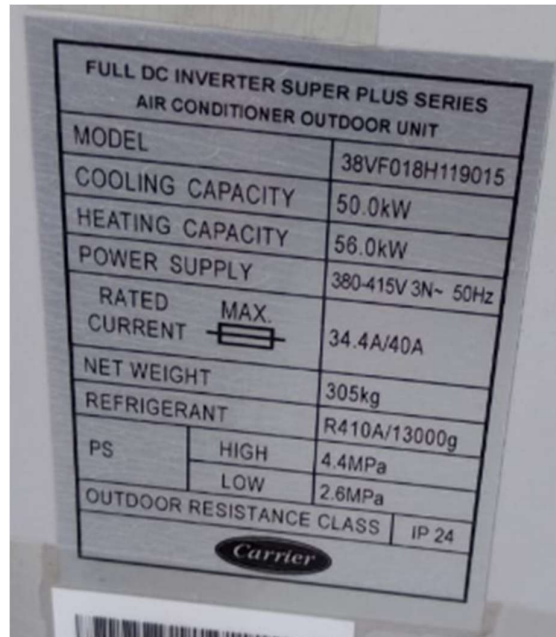
II.1.3. CARGA MUROS

De forma simplificada se consideró todo vano interior como muro de 15 cm en ladrillo cerámico hueco

Peso muro	$\gamma LH^\circ =$	14	kN/m^3
-----------	---------------------	----	-----------------

II.1.4. CARGA EQUIPOS EN CUBIERTA





Sobre cubierta se encuentran instalados equipos de refrigeración, a su vez estos apoyan sobre una estructura de perfiles metálicos que finalmente descargan sobre las columnas.

La carga en funcionamiento se estima en 500kg por unidad en base a los datos técnicos obtenidos.

La perfilería se compone de perfiles tipo W de altura 15cm para vigas y 22cm para columnas.



Poder Judicial
Provincia de Santa Fe

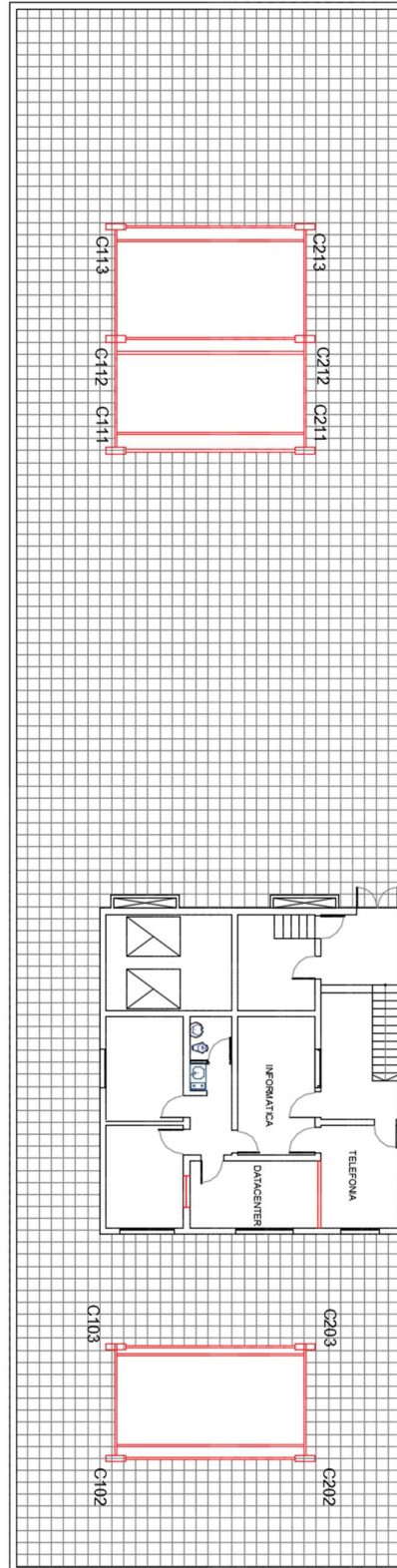
READECUACION DE EDIFICIO
MEMORIA DESCRIPTIVA VERIFICACION
ESTRUCTURAL
Ciudad de Rafaela - Santa Fe Argentina

Fecha:
JULIO 2020

OT N°
4538



JUSTO DOME & ASOC.
CONSULTORA DE INGENIERIA





II.1.4.1 PESO PROPIO PLATEA DE FUNDACIÓN

La infraestructura está formada por una platea maciza de 35cm de espesor en donde fundan las columnas.

Peso propio hormigón	$\gamma H^{\circ}A^{\circ} =$	24	kN/m ³
Espesor platea	e =	0.35	m
Carga en superficie	Q =	8.4	kN/m ²

II.1.4.2 PESO PROPIO MURO DE CONTENCIÓN EN SUBSUELOS

Las paredes laterales de los muros presentes en el subsuelo y que se encuentran en contacto con el suelo son en hormigón en espesor 20cm.

Peso propio hormigón	$\gamma H^{\circ}A^{\circ} =$	24	kN/m ³
Espesor Muro	e =	0.20	m
Altura muro	H	3	M
q muro	q =	14.4	kN/m

II.2. CARGAS VIVAS (L)

II.2.1. SOBRECARGA DE USO DE LOCALES

Se utiliza la carga indicada por el reglamento CIRSOC 101-2005

Destino	Uniforme (kN/m ²)	Concentrada (kN)
Instituciones carcelarias celdas corredores	2 5	
Lavaderos viviendas otros destinos	(5) 2 3	
Marquesinas y estructuras de entrada a edificios	3,5	
Oficinas, (Edificios para Oficinas) salas de computación y archivo se diseñarán para cargas mayores basadas en el destino previsto salones de entrada y corredores de planta baja oficinas corredores en pisos superiores a planta baja	5 2,5 4	9 9 9



Escaleras y caminos de salida		(2)
viviendas y hoteles en áreas privadas	2	
todos los demás destinos	5	

Sobrecarga de uso general oficinas	2.5	Kn/m ²
Sobrecarga en hall entrada y corredores en planta baja	5	Kn/m ²
Corredores en pisos superiores a planta baja	4	Kn/m ²
Sobrecarga en terrazas inaccesibles	1	Kn/m ²
Sobrecarga en terrazas inaccesibles	1	Kn/m ²

La sobrecarga reglamentaria puede ser excesiva al compararse con el uso actual del edificio y la carga real aplicada. Por lo tanto, se plantea un análisis de sensibilidad para distintos valores de sobrecarga.

L1=	100% SC reglamentaria
L2=	75% SC reglamentaria
L3=	50% SC reglamentaria

II.2.2. SOBRECARGA DE ASCENSORES

Como se desconoce las cargas reales de equipos instalados se utilizan las sugeridas en el reglamento CIRSOC 201.

Sobrecarga en losa ascensor	25	kN/m ²
-----------------------------	----	-------------------

II.1. CARGAS FLUIDOS (L)

El edificio dispone de un tanque de agua doble en la última planta, de dimensiones 4x3m y 2m de altura de agua.

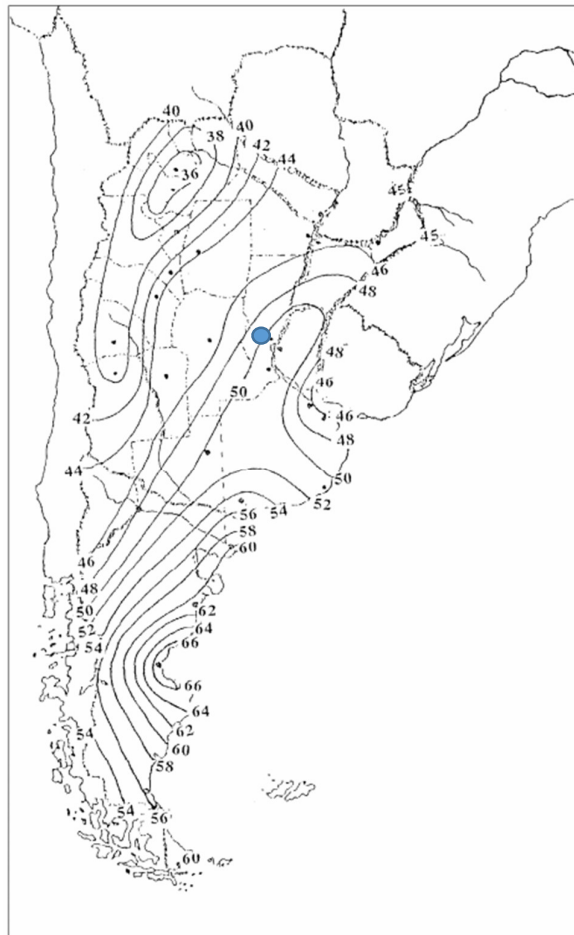
Lado A	A=	3	m
Lado B	B=	4	m
Altura almacenamiento	h=	2	m
Vol	Vol=	24	m ³
Peso propio Agua	γ =	10	kN/m ³
Carga total	F=	240	kN
Carga sobre losa	Q=	20	kN/m ²



II.1. CARGAS VIENTO (W)

Al tratarse de un edificio parcialmente cerrado se obtendrán 4 estados de cargas de viento

- W1 Presión interna, viento perpendicular a lado mayor
- W2 Succión interna, viento perpendicular a lado mayor
- W3 Presión interna, viento perpendicular a lado menor
- W4 Succión interna, viento perpendicular a lado menor



Datos geométricos	
Lado mayor "a" [m]	65.35
Lado menor "b" [m]	12.33
Altura máxima [m]	24.40m



Acción del viento	
Edificio Cerrado	
Ubicación	Rafaela
Categoría	III
Exposición	C
G	0.85
Kd	0.85
Kzt	1.00
V [m/s]	50.00
I	1.15

III. ESTADOS DE CARGA

Los estados básicos mencionados anteriormente deben combinarse en estados límites en servicio y estados límites últimos. Los primeros son utilizados para evaluar las deformaciones y el funcionamiento de las fundaciones. Los últimos son utilizados para evaluar la resistencia de los distintos elementos estructurales.

ESTADOS BASICOS	
D	Cargas muertas
L1	Cargas vivas reglamentarias
L2	Cargas vivas 75% reglamentarias
L3	Cargas vivas 50% reglamentarias
F	Agua almacenada en tanque
W1	Presión interna, viento perpendicular a lado mayor
W2	Succión interna, viento perpendicular a lado mayor
W3	Presión interna, viento perpendicular a lado menor
W4	Succión interna, viento perpendicular a lado menor

ESTADOS LIMITES EN SERVICIO	
D+L _i +F	Cargas muertas, cargas vivas y fluidos
D+L _i +W _i	Cargas muertas, cargas vivas y acción de viento
D+L _i +W _i +F	Cargas muertas, cargas vivas, fluidos y acción de viento
D+W _i	Cargas muertas y acción de viento

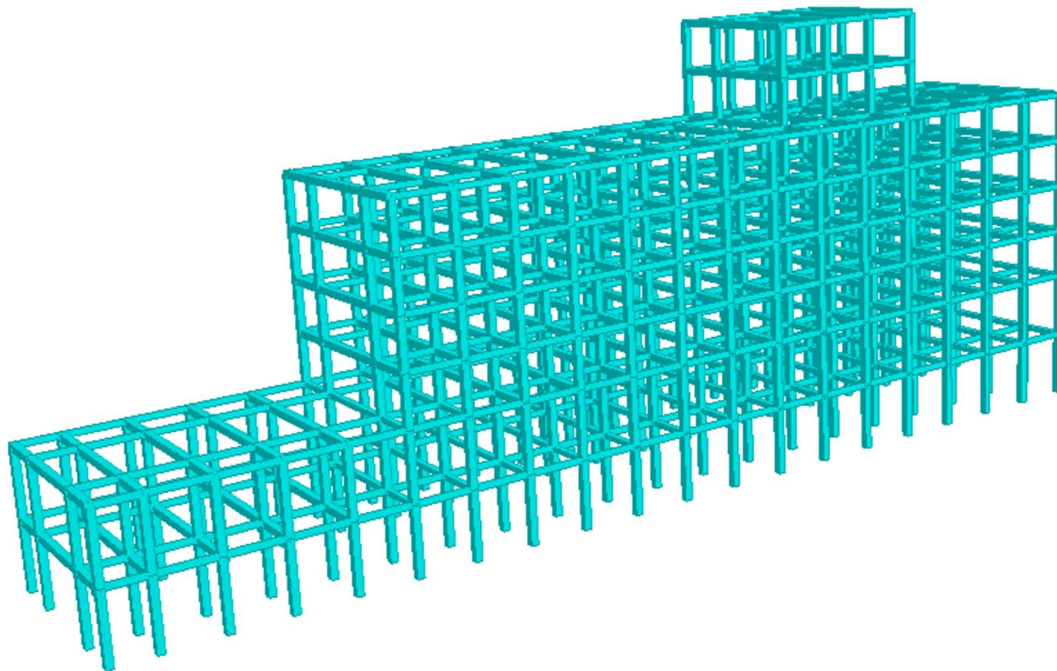


ESTADOS LIMITES ULTIMOS	
1.4(D+F)	Cargas muertas y fluidos
1.2(D+F)+1.6L _i	Cargas muertas, fluidos y sobrecargas
1.2D+1.6L _i +0.8W _i	Cargas muertas, sobrecargas y acción de viento
1.2D+1.6W _i +0.5L _i	Cargas muertas, sobrecargas y acción de viento
0.9D+1.6W _i	Cargas muertas y acción de viento

IV. MODELADO SUPERESTRUCTURA

IV.1. GEOMETRÍA

Se modelo la superestructura mediante el software Staad Pro y en base a la información geométrica recopilada en las tareas de campo, la cual se puede observar en los planos adjuntos.

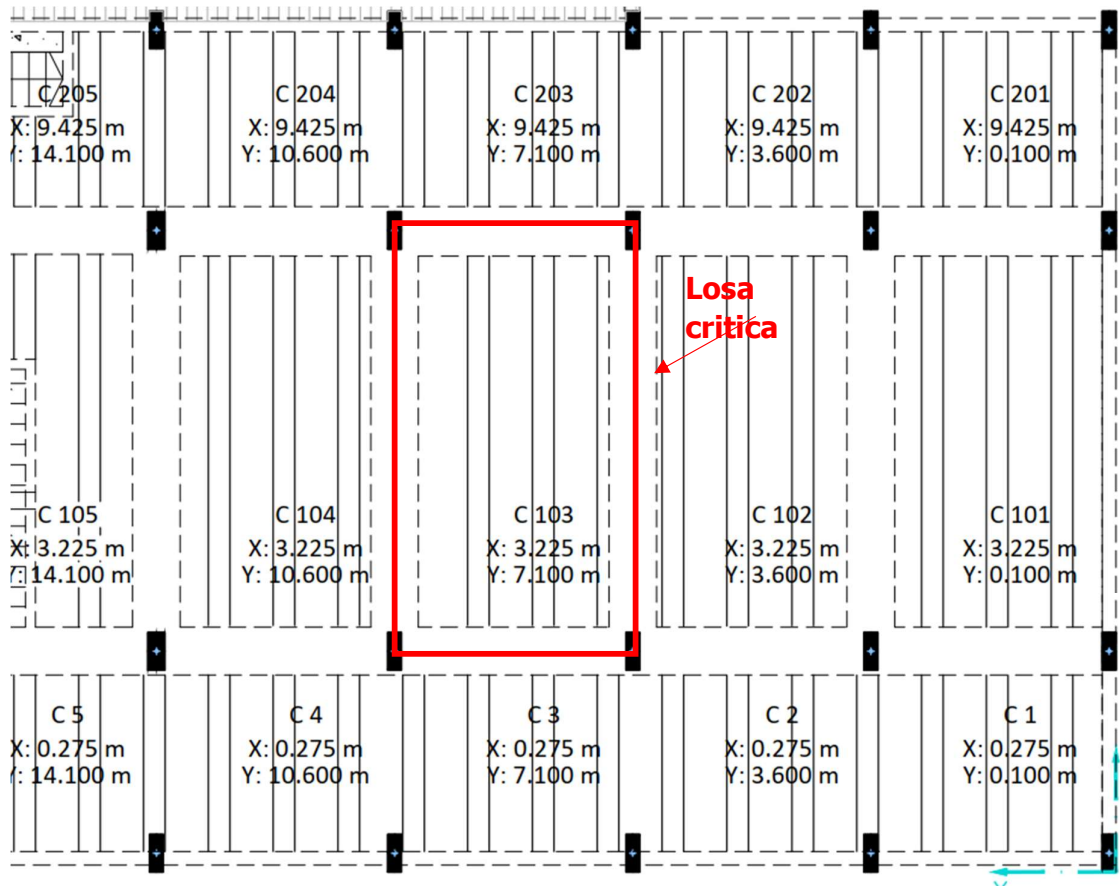


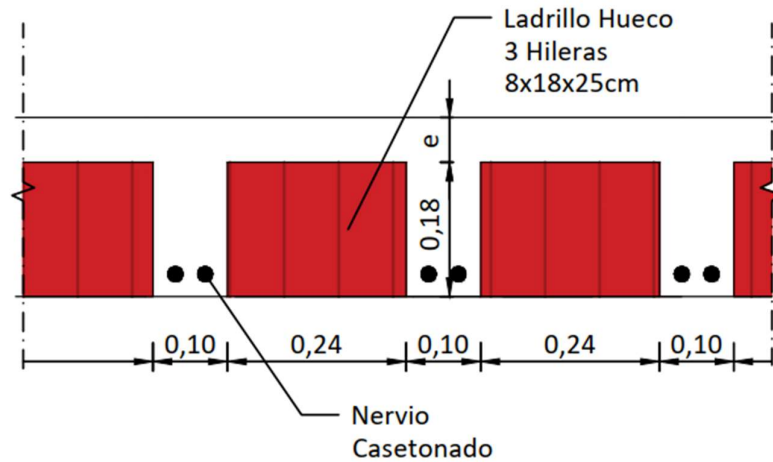


V. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

V.1. LOSA

La losa tipo se verifica con el momento máximo obtenido del modelo, esta se corresponde con el hall de entrada en planta baja.





Análisis losa casetonada tipo			
Espesor H° losa	e=	0.07	m
Ancho tipo	b=	0.44	m
Área capa compresión	Acc=	0.0308	m ²
Ancho nervio	bn=	0.1	m
Altura nervio	hn=	0.18	m
Área nervio	An=	0.018	m ²

d	0.22	m
f'c	20	Mpa

Estado de carga	CORTE				
	Corte a d	ϕ	Vn	Vc	Vc>Vn?
	kN		kN	kN	
1.2(D+F)+1.6L1	10.510	0.75	14.013	63.355	OK

Estado de carga	M Tramo	ϕ	MOMENTO EN TRAMO							
			Mn	kd	ke	As requerida	As existente			
			Mn			cm ²	θ	n	As existente	As e> As r
							mm		cm ²	cm ²
1.2(D+F)+1.6L1	16.29	0.9	0.018	0.954	24.501	2.02	12	2	2.26	OK

Se verifica el buen comportamiento estructural de la losa para la peor condición.



V.2. VIGAS

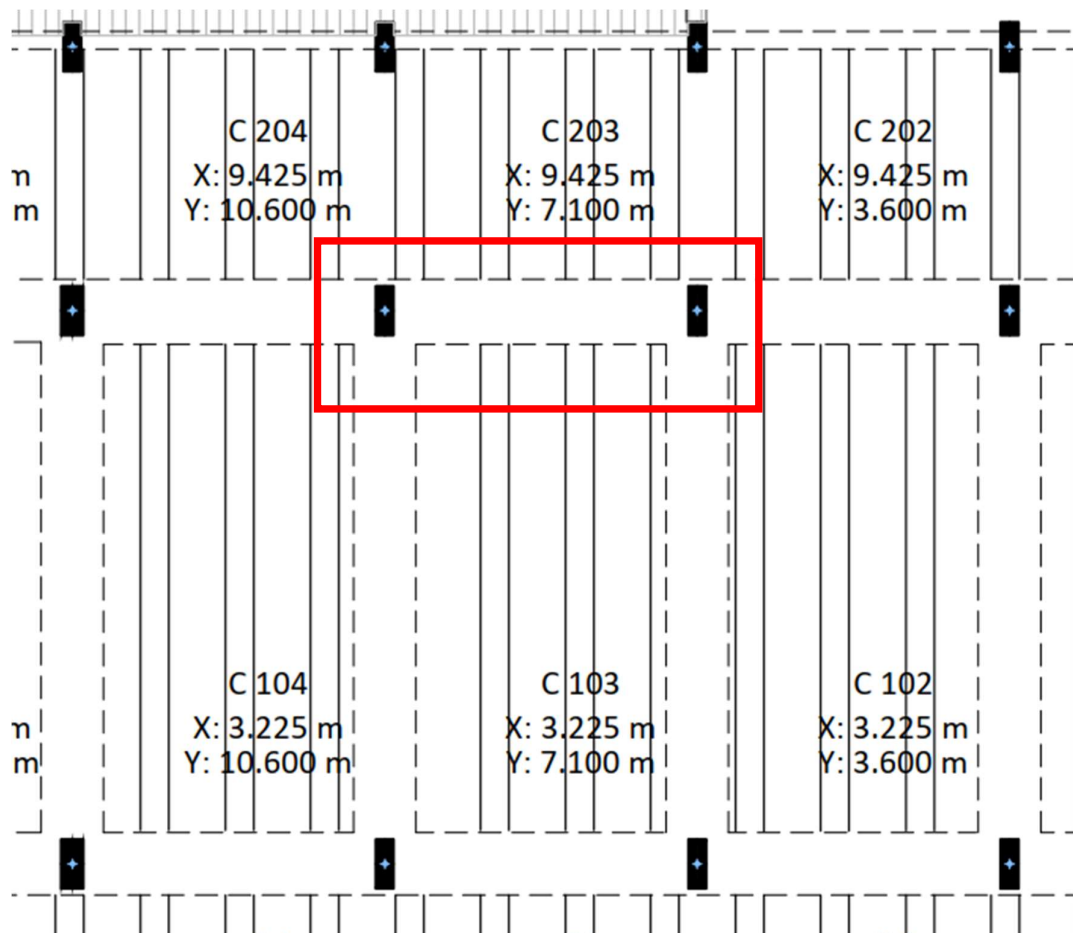
Debido a restricciones en la accesibilidad no fue factible descubrir la armadura de las vigas principales. Los equipos de ultrasonido permiten conocer la disposición de armaduras con exactitud, pero no brindan valores absolutos en el diámetro.

Las solicitaciones se obtienen del modelo analítico.

Por lo tanto, se calcula la armadura necesaria para resistir las solicitaciones actuantes. Deberá comprobarse en etapa de proyecto definitivo que los diámetros obtenidos se corresponden con los existentes en la viga.

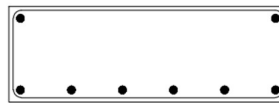
V.2.1. VIGA 0.25X0.70

La viga con mayores solicitaciones con estas dimensiones es la siguiente





DIMENSIONES VIGA		
h	0.25	m
b	0.7	m
L	3.5	m
Barras armadura inferior	6	
Separación armadura transversal	0.2	m
f'c	20	Mpa



Solicitaciones máximas		
Estado carga	Momento	Corte
	kNm	kN
1.2(D+F)+1.6L1	78.952	87.312

Verificación a flexión:

Momento mayorado =	$M_u =$	78.95	kN·m
--------------------	---------	-------	------

Área de la armadura longitudinal comprimida =	$A'_s =$	0.00	cm ²
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	$A_s =$	10.24	cm ²

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\ min} =$	5.04	cm ²
-----------------------------------	----------------	------	-----------------

Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	a =	0.024	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro =	c =	0.028	m
Valor de c correspondiente a $\epsilon_t = 0,005$ =	$c_{max} =$	0.081	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal =	$\epsilon_t =$	0.0199	
--	----------------	--------	--

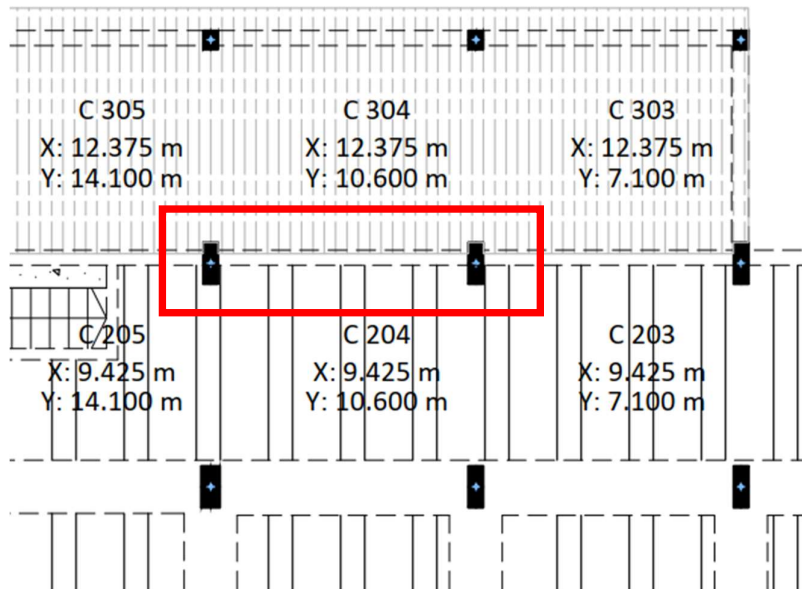
Sección por barra	1.707	cm ²
Diámetro mínimo necesario	16	mm



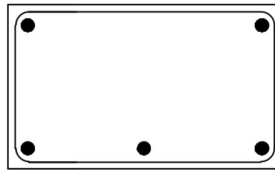
Verificación al corte:

ϕ	0.75	
Vn	0.116	MN
t nom	0.665	Mpa
t lim	3.727	Mpa
Verifica	SI	
d	0.22	
Vc	0.130	MN
Vs	0	MN
Sep	0.2	m
As calculo	0	cm2
As min	4.8	
As necesaria	4.8	cm2/m
Diámetro necesario	8	mm

V.2.2. VIGA 0.25X0.40



DIMENSIONES VIGA		
h	0.25	m
b	0.4	m
L	3.5	m
Barras armadura inferior	3	
Separación armadura transversal	0.2	m
f'c	20	Mpa



Solicitaciones máximas		
Estado carga	Momento	Corte
	kNm	kN
1.2(D+F)+1.6L1	31.818	35.187

Verificación a flexión:

Momento mayorado =	$M_u =$	31.82	kN-m
--------------------	---------	-------	------

Área de la armadura longitudinal comprimida =	$A'_s =$	0.00	cm ²
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	$A_s =$	4.05	cm ²

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\ min} =$	2.88	cm ²
-----------------------------------	----------------	------	-----------------

Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	$a =$	0.017	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro =	$c =$	0.020	m
Valor de c correspondiente a $\epsilon_t = 0,005 =$	$c_{max} =$	0.081	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal =	$\epsilon_t =$	0.0300	
--	----------------	--------	--

Sección por barra necesaria	1.350	cm ²
Diámetro mínimo necesario	16	mm



Verificación al corte

ϕ	0.75	
Vn	0.047	MN
t nom	0.469	Mpa
t lim	3.727	Mpa
Verifica	SI	
d	0.22	
Vc	0.075	MN
Vs	0	MN
Sep	0.2	m
As calculo	0	cm2
As min	4.8	
As necesaria	3.14	cm2/m
Diámetro necesario	8	mm

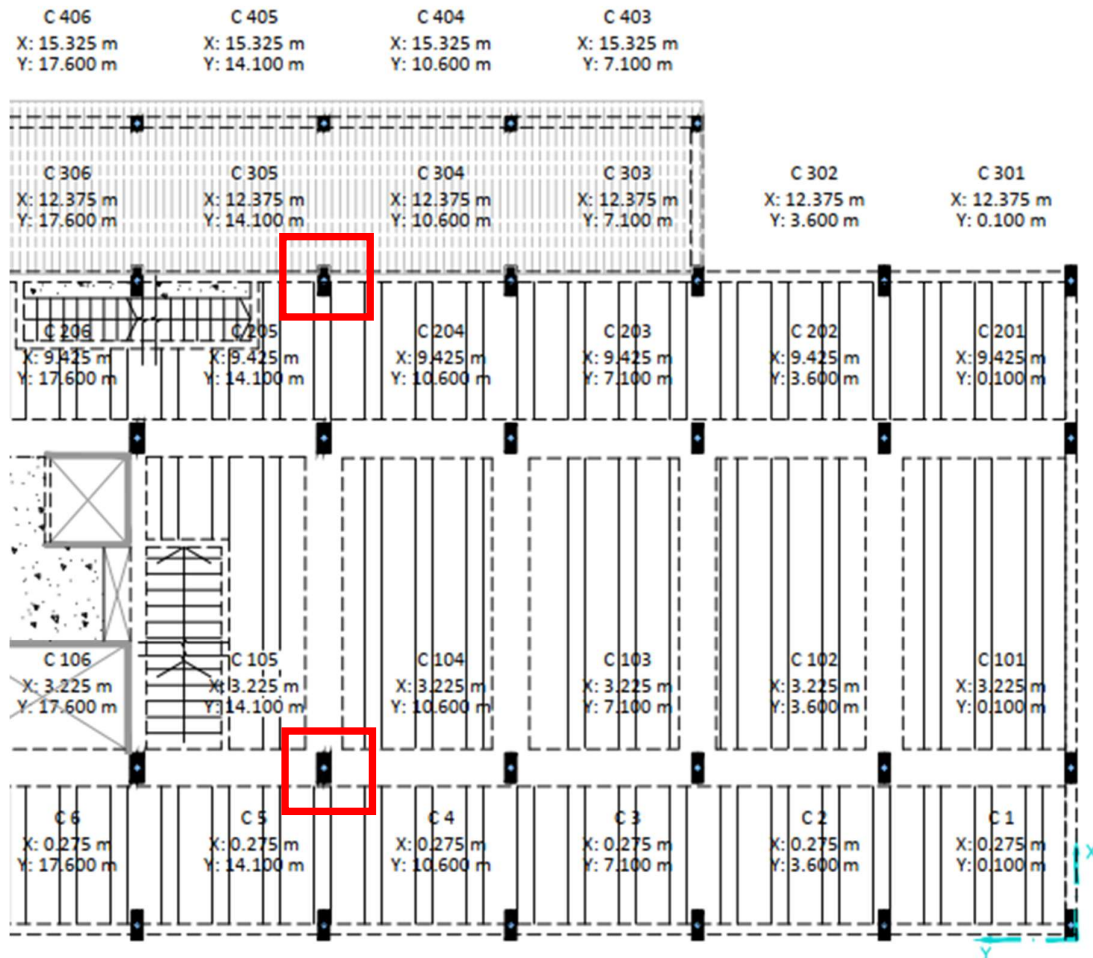
V.3. COLUMNAS

La estructura posee regularidad y por lo tanto se disponen de dos tipos de columnas:

- Columnas centrales
- Columnas extremas

A su vez, de ambas columnas las que poseen mayor carga son las que se encuentran en correspondencia con el sector de tanques de agua y sobrecarga de ascensores.

Esto fue constatado en el modelo, como columna central se verificará la columna n° 105 y como columna extrema la columna n°305

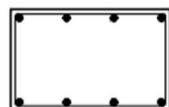


V.3.1. COLUMNA N° 105

La columna n° 105 presenta dimensiones de 55x35 en subsuelo y 55x25 en planta baja



Dimensiones: 55 x 35 cm
Armadura: 8Ø20mm
Estribos: Ø8 c/20cm



Dimensiones: 55 x 25 cm
Armadura: 8Ø20mm
Estribos: Ø8 c/20cm



TRAMO	Combinaciones de carga	N	V	M1 (INF)	M2 (SUP)
		kN	kN	kNm	kNm
SUBSUELO-PB	1.2(D+F)+1.6L1	1525.31	24.74	39.29	-37.23
SUBSUELO-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	1030.14	38.62	91.81	-87.21
PB-P1	1.2(D+F)+1.6L1	1317.67	22.85	52.15	-49.23
PB-P1	1.2D+1.6W2+0.5L1	875.12	32.21	79.63	-70.31

Columna 105 SS-PB			Columna 105 PB-P1		
a=	0.55	m	a=	0.55	m
b=	0.35	m	b=	0.25	m
d=	0.52	m	d=	0.52	m
I=	0.0049	m ⁴	I=	0.0035	m ⁴
A=	0.1925	m ²	A=	0.1375	m ²
r=	0.1588	m	r=	0.1588	m
Lu=	3	m	Lu=	4.5	m
L=	3.5	m	L=	5	m
L vigas=	3	m	L vigas=	3	m
I vigas=	0.000521	m ⁴	I vigas=	0.000521	m ⁴
Ec=4700vf'c=	21019039	kN/m ²	Ec=4700vf'c=	21019039	kN/m ²
ψa=	∞	(articulado)	ψa=	2.00	
ψb=	3.99		ψb=	2.00	
k (nomograma)	0.64		k (nomograma)	1.60	
γ=d/h	0.95		γ=d/h	0.95	

Análisis de comportamiento								
UBICACIÓN	Estado de carga	Pórtico	k	k*lu/r	λ lim	Condición	δ	δ*M
SS-PB	1.2(D+F)+1.6L1	Indesplazable	0.64	12.09	22.6	NO ESB	1.00	39.29
SS-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	Indesplazable	0.64	12.09	22.6	NO ESB	1.00	91.81
PB-1P	1.2(D+F)+1.6L1	Indesplazable	1.60	45.35	22.7	ESBELTA	1.07	55.80
PB-1P	1.2D+1.6W2+0.5L1	Indesplazable	1.60	45.35	23.4	ESBELTA	1.051	83.69

TRAMO	Combinaciones de carga	N	V	M1* (INF)
		kN	kN	kNm
SUBSUELO-PB	1.2(D+F)+1.6L1	1525.31	24.74	39.29
SUBSUELO-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	1030.14	38.62	91.81
PB-P1	1.2(D+F)+1.6L1	1317.67	22.85	55.80
PB-P1	1.2D+1.6W2+0.5L1	875.12	32.21	83.69

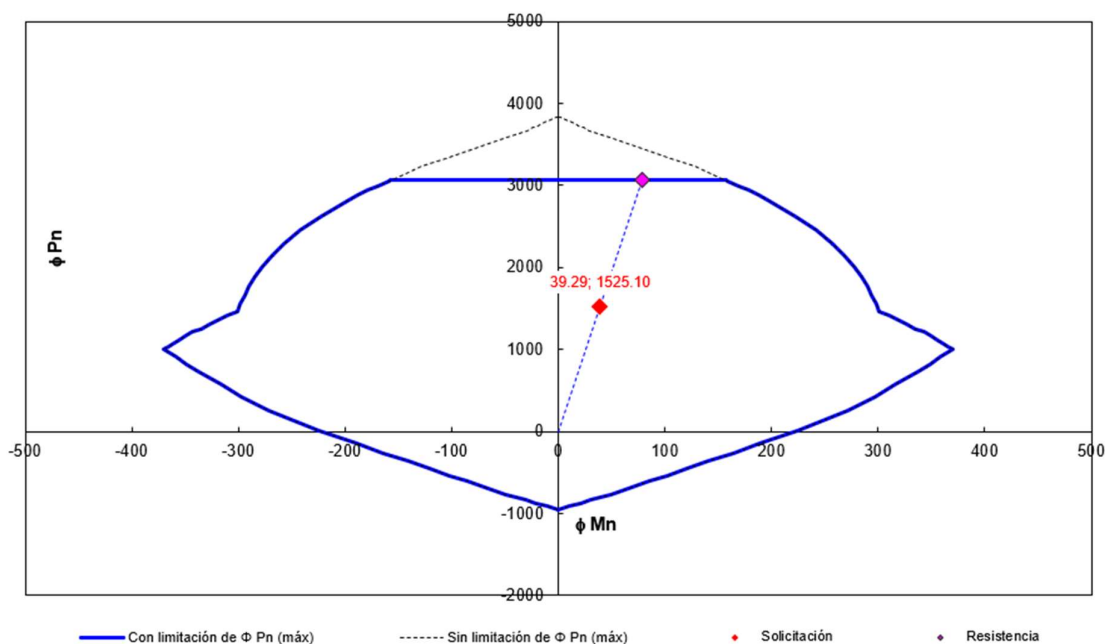
V.3.1.1 VERIFICACIÓN COLUMNA ENTRE SUBSUELO Y PLANTA BAJA (0,35M x 0,55M)



Dimensiones: 55 x 25 cm
Armadura: 8Ø20mm
Estribos: Ø8 c/20cm

Area total de la armadura longitudinal no tesa =	$A_{st} =$	25.120	[cm ²]
Cuantía geométrica total =	$\rho =$	0.018	

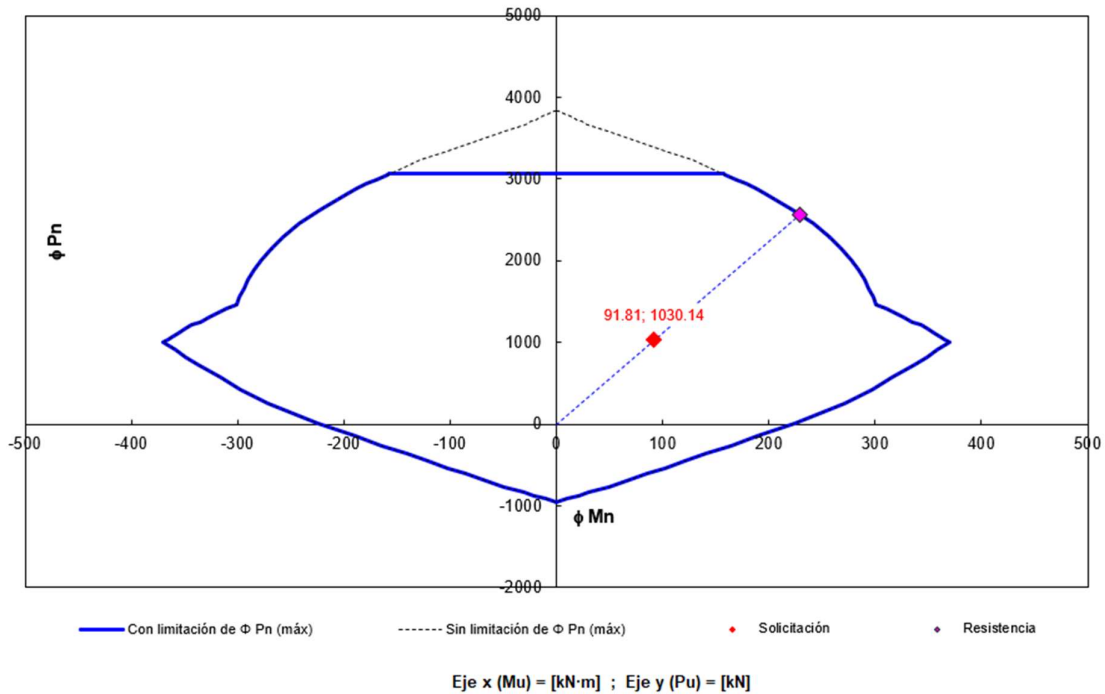
Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	1525.10	kN
Momento mayorado =	$M_u =$	39.29	kN·m
	$M_u / P_u =$	0.026	m



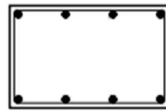
Eje x (M_u) = [kN·m] ; Eje y (P_u) = [kN]

$P_{u\ res} =$	3067.86	kN
$M_{u\ res} =$	79.04	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2} =$	1525.61	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2} =$	3068.88	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol =$	2.0116	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	1030.14	kN
Momento mayorado =	$M_u =$	91.81	kN·m
	$M_u / P_u =$	0.089	m



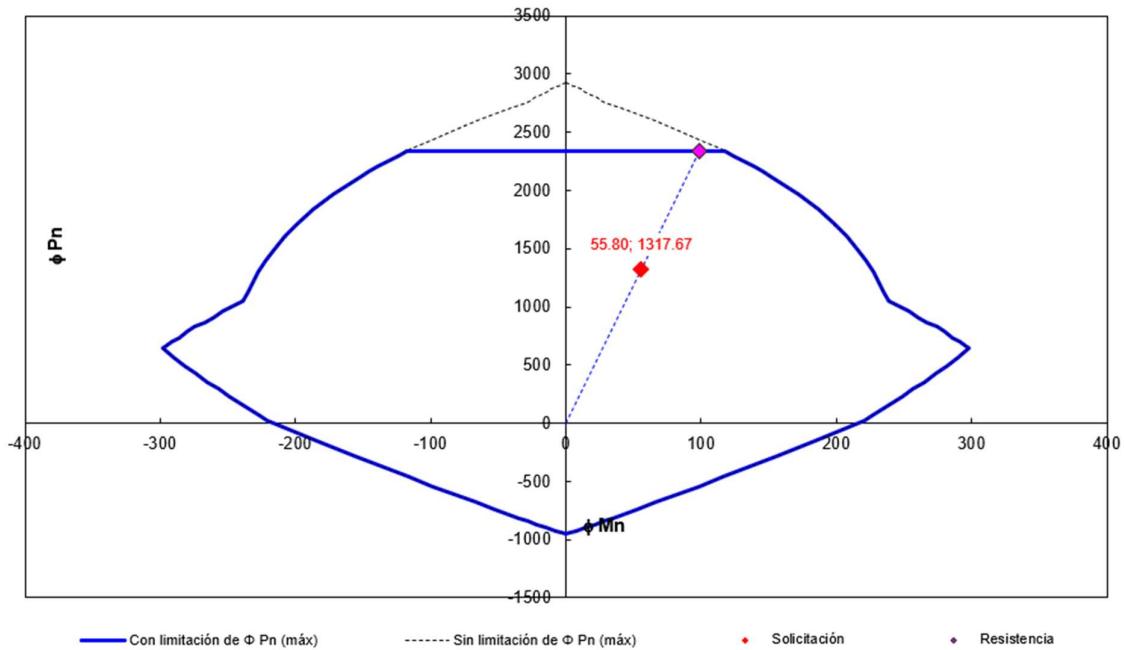
V.3.1.2 VERIFICACIÓN COLUMNA ENTRE PRIMER PISO Y PLANTA BAJA (0,20M x 0,55M)



Dimensiones: 55 x 35 cm
Armadura: 8 \varnothing 20mm
Estribos: \varnothing 8 c/20cm

Area total de la armadura longitudinal no tesa =	$A_{st} =$	25.120	[cm ²]
Cuantía geométrica total =	$\rho =$	0.018	

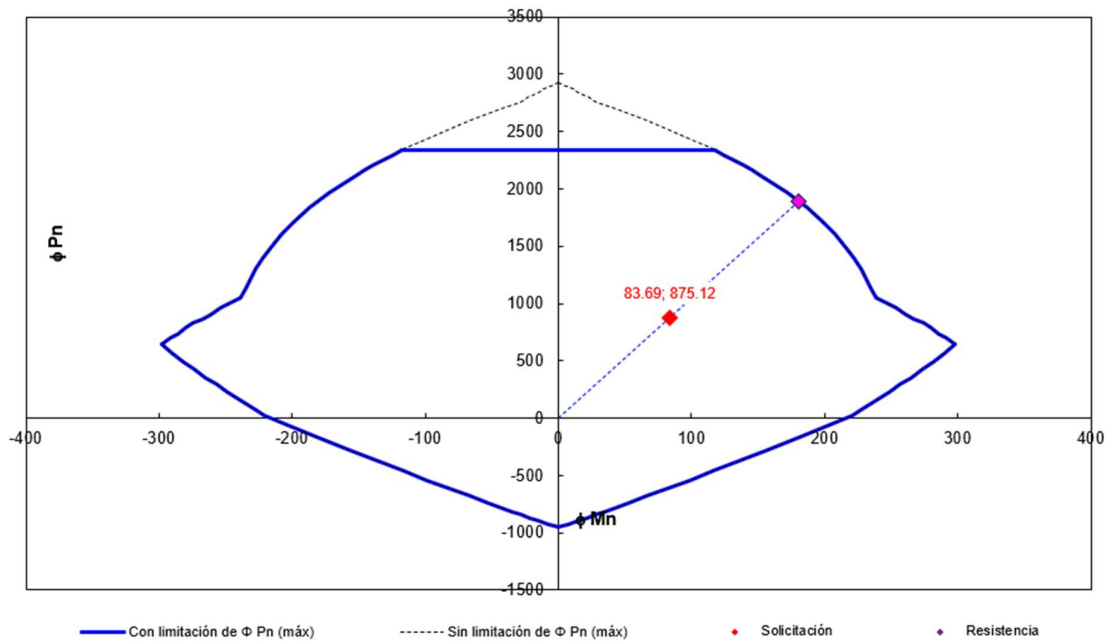
Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	1317.67	kN
Momento mayorado =	$M_u =$	55.80	kN·m
	$M_u / P_u =$	0.042	m



Eje x (M_u) = [kN·m] ; Eje y (P_u) = [kN]

$P_{u\ res} =$	2338.56	kN
$M_{u\ res} =$	99.03	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2} =$	1318.85	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2} =$	2340.66	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol =$	1.7748	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	875.12	kN
Momento mayorado =	$M_u =$	83.69	kN·m
	$M_u / P_u =$	0.096	m



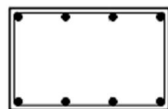
$P_{u\ res}$	=	1890.07	kN
$M_{u\ res}$	=	180.75	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2}$	=	879.11	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2}$	=	1898.69	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol$	=	2.1598	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

V.3.2. COLUMNA N° 305

La columna n° 105 presenta dimensiones de 55x35 en subsuelo y 55x20 en planta baja



Dimensiones: 55 x 20 cm
Armadura: 8Ø20mm
Estribos: Ø8 c/20cm



Dimensiones: 55 x 35 cm
Armadura: 8Ø20mm
Estribos: Ø8 c/20cm



Columna 305 SS-PB		
a=	0.55	m
b=	0.35	m
d=	0.52	m
I=	0.0049	m ⁴
A=	0.1925	m ²
r=	0.1588	m
Lu=	3	m
L=	3.5	m
L vigas=	3	m
I vigas=	0.000521	m ⁴
Ec=4700vf'c=	21019039	kN/m ²
ψa=	∞	(articulado)
ψb=	3.99	
k (nomograma)	0.64	
γ=d/h	0.95	

Columna 305 PB-P1		
a=	0.55	m
b=	0.2	m
d=	0.52	m
I=	0.0028	m ⁴
A=	0.11	m ²
r=	0.15877132	m
Lu=	4.5	m
L=	5	m
L vigas=	3	m
I vigas=	0.000521	m ⁴
Ec=4700vf'c=	21019039	kN/m ²
ψa=	1.97	
ψb=	1.97	
k (nomograma)	1.6	
γ=d/h	0.95	

TRAMO	Combinaciones de carga	N	V	M1* (INF)	M2* (sup)
		kN	kN	kNm	kNm
SUBSUELO-PB	1.2(D+F)+1.6L1	899.9	14.5	25.7	-23.12
SUBSUELO-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	627.4	24.8	61.4	-50.12
PB-P1	1.2(D+F)+1.6L1	838.0	14.7	35.3	-31.21
PB-P1	1.2D+1.6W2+0.5L1	553.1	19.4	54.1	-47.32

Análisis de comportamiento								
UBICACIÓN	Estado de carga	Pórtico	k	k*lu/r	λ lim	Condición	δ	δ*M
SS-PB	1.2(D+F)+1.6L1	Indesplazable	0.64	12.09	23.2028459	NO ESB	1	39.29
SS-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	Indesplazable	0.64	12.09	24.2078918	NO ESB	1	91.81
PB-1P	1.2(D+F)+1.6L1	Indesplazable	1.6	45.35	23.3800191	ESBELTA	1.081	55.8
PB-1P	1.2D+1.6W2+0.5L1	Indesplazable	1.6	45.35	23.5130757	ESBELTA	1.076	83.69



TRAMO	Combinaciones de carga	N	V	M1* (INF)
		kN	kN	kNm
SUBSUELO-PB	1.2(D+F)+1.6L1	899.9	14.5	25.7
SUBSUELO-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	627.4	24.8	61.4
PB-P1	1.2(D+F)+1.6L1	838.0	14.7	38.1
PB-P1	1.2D+1.6W2+0.5L1	553.1	19.4	58.3

V.3.2.1 VERIFICACIÓN COLUMNA ENTRE SUBSUELO Y PLANTA BAJA (0,35M X 0,55M)

Para este caso las dimensiones de la sección transversal son idénticas a las de la columna 105 y las solicitaciones resultan menores, por lo tanto, se verifica el correcto funcionamiento estructural

V.3.2.2 VERIFICACIÓN COLUMNA ENTRE PLANTA BAJA Y PRIMER PISO(0,20M X 0,55M)



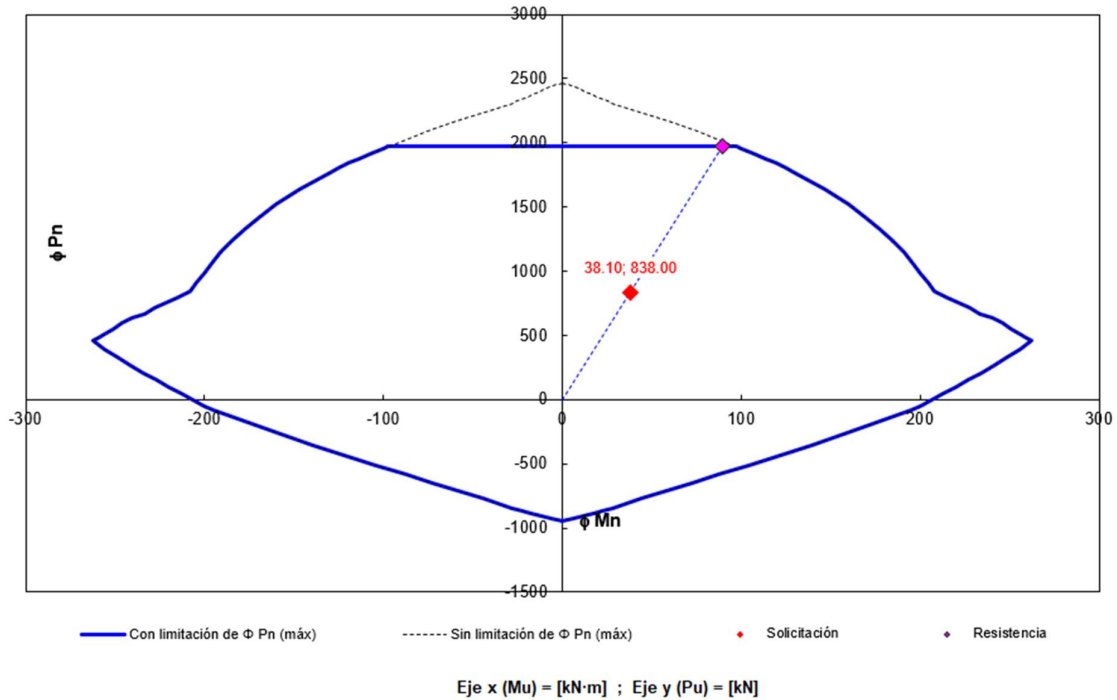
Dimensiones: 55 x 20 cm

Armadura: 8Ø20mm

Estribos: Ø8 c/20cm

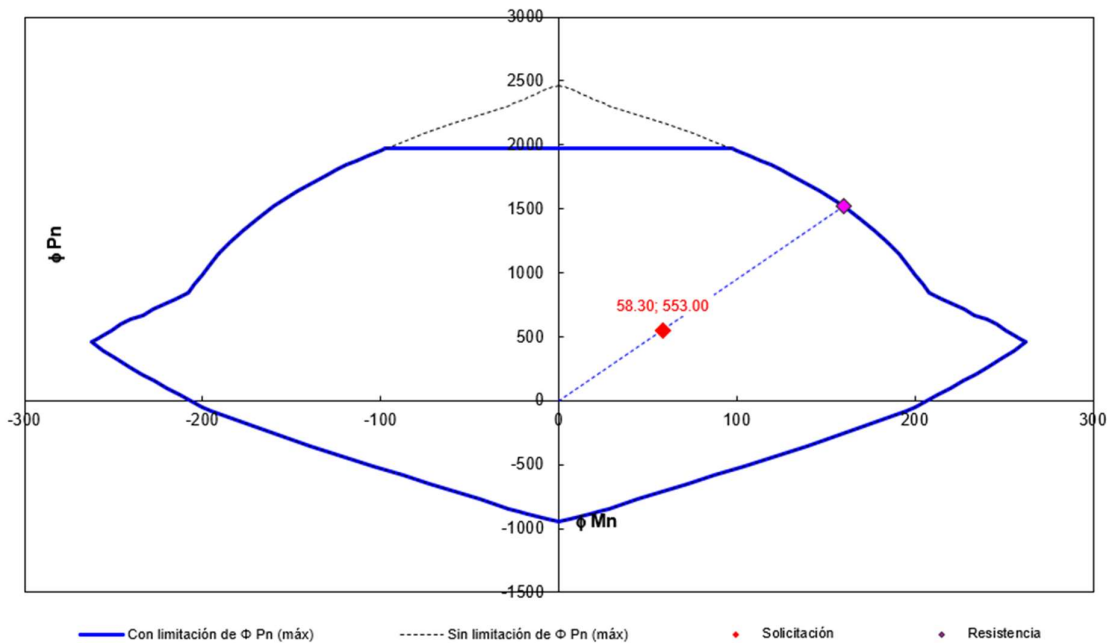
Area total de la armadura longitudinal no tesa =	$A_{st} =$	25.120	[cm ²]
Cuantía geométrica total =	$\rho =$	0.023	

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	838.00	kN
Momento mayorado =	$M_u =$	38.10	kN·m
	$M_u / P_u =$	0.045	m



$P_{u\ res}$ =	1973.91	kN
$M_{u\ res}$ =	89.74	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2}$ =	838.87	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2}$ =	1975.95	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol$ =	2.3555	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	P_u =	553.00	kN
Momento mayorado =	M_u =	58.30	kN·m
	M_u / P_u =	0.105	m



Eje x (M_u) = [kN·m] ; Eje y (P_u) = [kN]

$P_{u \text{ res}} =$	1519.58	kN
$M_{u \text{ res}} =$	160.20	kN·m
$MV \text{ sol} = [(P_{u \text{ sol}})^2 + (M_{u \text{ sol}})^2]^{1/2} =$	556.06	= Módulo vector solicitante
$MV \text{ res} = [(P_{u \text{ res}})^2 + (M_{u \text{ res}})^2]^{1/2} =$	1528.00	= Módulo vector resistente
$MV \text{ res} / MV \text{ sol} =$	2.7479	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.



V.3.3. VERIFICACIÓN AL CORTE

Viga	
H [cm]	0.55
B [cm]	0.2
Vu [kN]	121.1
Vn [mN]	0.1346
t nom [Mpa]	0.614
t lim [Mpa]	3.72677996
verifica	SI
Ramas	2
d	0.5
Vc [mN]	0.08198916
Vs [mN]	0.0526
As/sep (cm ² /m)	2.503
φ	8
sep	2
As/s existente (cm ² /m)	2.513
As/s existente > A/s req	SI

V.4. FUNDACIONES

V.4.1. MODELADO

Según las exploraciones realizadas el edificio se encuentra fundado sobre una platea de 35 cm de espesor en correspondencia con el nivel de piso del subsuelo. De los estudios geotécnicos se obtuvieron los siguientes parámetros:

- Coeficiente de balasto $K_{30}=0.5 \text{ kg/cm}^3$
- Tensión admisible $\sigma=0.25 \text{ kg/cm}^2$

Se modelo la interacción suelo- estructura mediante la colocación de vínculos verticales elásticos. Puede suponerse que los suelos presentes a nivel de fundación poseen un comportamiento elástico siempre y cuando las tensiones se mantengan bajas en relación a la tensión de rotura del suelo.

A nivel de fundación la tensión admisible es de 0.25 kg/cm^2 , la tensión de rotura puede estimarse en 3 veces la tensión de rotura.

Se considero la carga de subpresión de la napa en el análisis. Se esperan fluctuaciones del nivel desde la cota de fundación hasta 2,00 m por encima de la misma. Por lo tanto, la carga de subpresión puede esperarse entre nula y 20 kN/m^2

Se utilizaron los estados de carga en servicio mencionados en el punto III



Poder Judicial
Provincia de Santa Fe

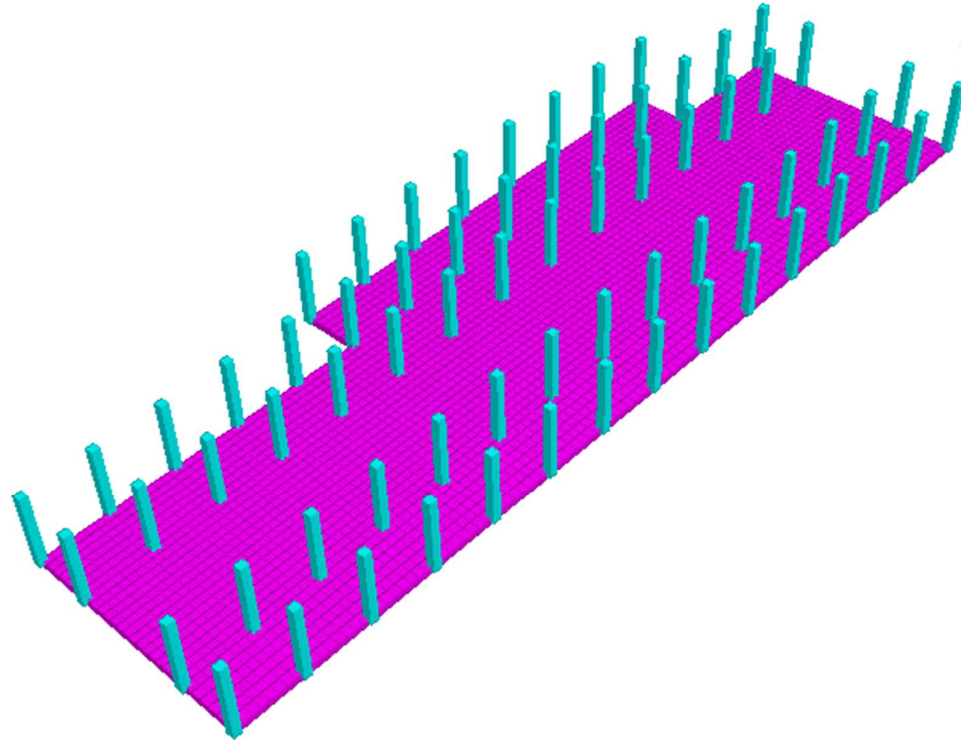
READECUACION DE EDIFICIO
MEMORIA DESCRIPTIVA VERIFICACION
ESTRUCTURAL
Ciudad de Rafaela - Santa Fe Argentina

Fecha:
JULIO 2020

OT N°
4538



JUSTO DOME & ASOC.
CONSULTORA DE INGENIERIA



V.4.2. RESULTADOS:

Estado con mayores presiones resultantes sobre la platea: D+F+W2+L napa a nivel de fundación (sin subpresión)



Poder Judicial
Provincia de Santa Fe

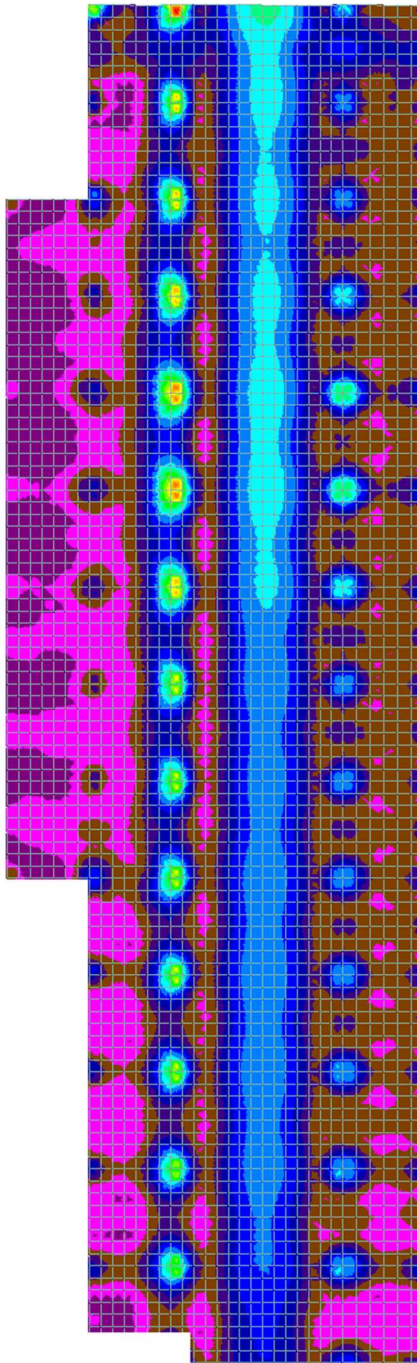
READECUACION DE EDIFICIO
MEMORIA DESCRIPTIVA VERIFICACION
ESTRUCTURAL
Ciudad de Rafaela - Santa Fe Argentina

Fecha:
JULIO 2020

OT N°
4538



JUSTO DOME & ASOC.
CONSULTORA DE INGENIERIA



[kg/cm ²]	0.25	0.32	0.38	0.45	0.52	0.58	0.65	0.72	0.78	0.85	0.92	0.98	1.05	1.25



Se obtuvieron las tensiones en la platea para las cargas reglamentarias y para las variaciones de sobrecarga según el item II.2.1

	D+W2+F+L1	D+W2+F+L2	D+W+F+L3
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
σ Prom	0.703	0.561	0.407
σ max	1.062	0.844	0.609
σ adm	0.30	0.30	0.30
σ rotura	0.90	0.90	0.90
σ Prom / σ Adm	2.34	1.87	1.36
CS a rotura	1.28	1.60	2.21

Las tensiones pico se concentran en proximidades de las columnas y los bordes de la placa. Puede observarse un incremento de aproximadamente un 50% respecto a la tensión promedio.

Se observa que para las cargas de uso reglamentarias se sobrepasa la tensión admisible recomendada ($1/3 \sigma$ rotura). Probablemente por el tipo de uso las cargas durante la vida útil del edificio han sido menores. Se estima que el uso real se aproxima al 50% de las cargas reglamentarias. De cualquier forma, para este último caso las tensiones desarrolladas en la platea, en promedio, siguen siendo superiores a las recomendadas.

En general no se observan patologías asociadas a desplazamientos o deformaciones en la platea. En el caso de las concentraciones de tensiones, si bien se verifico bajo la hipótesis de un comportamiento en régimen elástico el suelo posee cierta plasticidad. La capacidad del suelo de deformarse le permite readecuar su estructura para poder absorber las tensiones pico. En caso de producirse deformaciones locales en el suelo en contacto con la platea, estas no se trasladan a la superestructura debido al comportamiento conjunto que posee la platea que no permite asentamientos diferenciales.

VI. AMPLIACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se plantea la posibilidad de construir una estructura que permita aprovechar el nivel de terraza como espacio de oficinas.

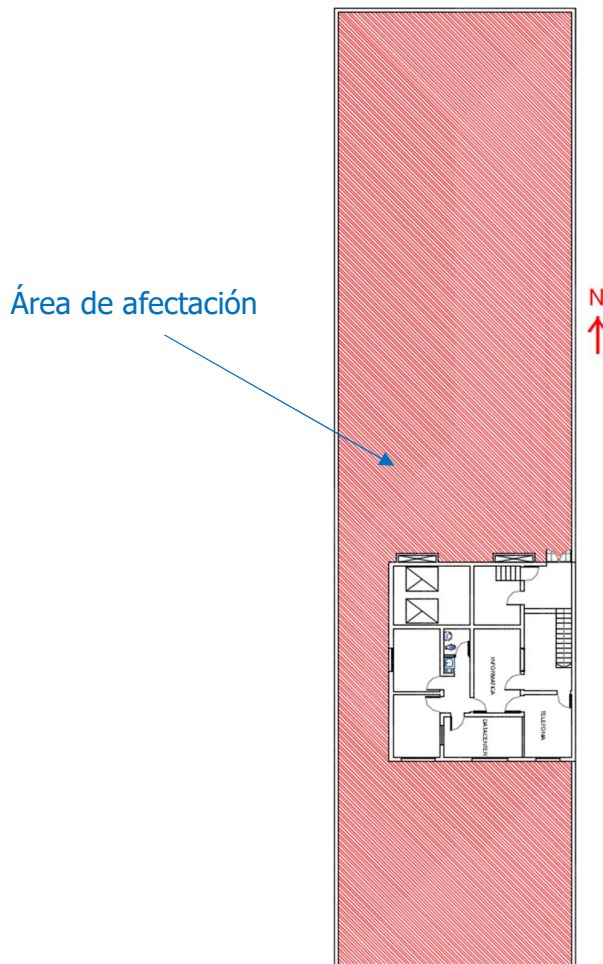
Esta ampliación se ejecutará mediante una estructura metálica liviana cuyo anclaje se materialice en correspondencia con las columnas. Se estima el peso de este cerramiento en 0.5kN/m².



La sobrecarga de cubierta existente, considerada como inaccesible es de 1 kN/m^2 , esta misma se traslada ahora por sobre la cubierta de la estructura a construir. La sobrecarga de uso de la losa de terraza pasara a tener los valores correspondientes para locales y mencionados en el punto III.2.1. Correspondiendo $2,5 \text{ kN/m}^2$ para locales y 4 kN/m^2 .

Además, se incrementa ligeramente la superficie expuesta al viento.

No se modifica la ubicación de equipos en terraza ni tampoco del sector correspondiente a los tanques de agua.



Sc locales			Sc circulaciones			Peso propio estructura metálica		
área	sobrecarga	Total	área	sobrecarga	Total	área	sobrecarga	Total
m^2	kN/m^2	kN	m^2	kN/m^2	kN	m^2	kN/m^2	kN
354	2.5	885	152	4	608	506	0.5	253



TOTALES		
área	incremento carga promedio	Total
m ²	kN/m ²	kN
506	3.451	1746

La nueva configuración de carga se volcó a la estructura y se procedió a realizar las verificaciones estructurales en columnas y fundaciones.

VI.1. VERIFICACIÓN DE COLUMNAS

Se incorporaron las nuevas cargas al modelo analítico y se obtuvieron los esfuerzos en las columnas. Las columnas críticas continúan siendo las mismas que en el punto V.3 (columnas 305 y 105), esto se debe principalmente a que la carga incorporada total no resulta de una magnitud considerable, siendo de menor magnitud a las inducidas por el conjunto de tanques de agua y ascensores.

VI.1.1. COLUMNA 105

Las solicitaciones obtenidas fueron las siguientes

TRAMO	Combinaciones de carga	N	V	M1* (INF)
		kN	kN	kNm
SUBSUELO-PB	1.2(D+F)+1.6L1	1525.31	24.74	39.29
SUBSUELO-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	1030.14	38.62	91.81
PB-P1	1.2(D+F)+1.6L1	1317.67	22.85	55.8
PB-P1	1.2D+1.6W2+0.5L1	875.12	32.21	83.69

Se aplicaron los mismos coeficientes de mayoración de momentos por esbeltez.



VI.1.2. COLUMNA 305

TRAMO	Combinaciones de carga	N	V	M1 (INF)
		kN	kN	kNm
SUBSUELO-PB	1.2(D+F)+1.6L1	1612.21	30.58	49.03
SUBSUELO-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	1118.64	46.07	114.76
PB-P1	1.2(D+F)+1.6L1	1404.77	28.13	68.63
PB-P1	1.2D+1.6W2+0.5L1	955.92	38.68	98.00

Se aplicaron los mismos coeficientes de mayoración de momentos por esbeltez.

VI.1.3. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

Se observa que para ambas columnas la compresión máxima se incremento entre un 5% y un 10% y el momento también lo hizo en la misma proporción. Por lo tanto las excentricidades entre la situación actual y la anterior son similares, puede esperarse que los vectores de resistencia sean aproximadamente paralelos en ambas situaciones.

Bajo esta hipótesis se calculan los nuevos vectores sollicitación y se los compara con los vectores resistencia obtenidos anteriormente.

En la verificación de columnas anterior se observó que los módulos del vector sollicitación se encuentran entre un 40 y 50% del modulo del vector resistencia. Por lo tanto, la aproximación de suponer paralelos los vectores es válida ya que el error inducido nunca será suficiente para aproximarse a la zona de resistencia.

Columna 105:

TRAMO	Combinaciones de carga	e anterior	e actual	MV res	MV sol actual	Mv res / Mv sol
		[cm]	[cm]			
SUBSUELO-PB	1.2(D+F)+1.6L1	2.58	3.04	3068.88	1612.96	1.90
SUBSUELO-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	8.91	10.26	2532.12	1124.51	2.25
PB-P1	1.2(D+F)+1.6L1	4.23	4.89	2340.66	1406.45	1.66
PB-P1	1.2D+1.6W2+0.5L1	9.56	10.25	1898.69	960.93	1.98



Columna 305:

TRAMO	Combinaciones de carga	e anterior	e actual	MV res	MV sol actual	Mv res / Mv sol
		[cm]	[cm]			
SUBSUELO-PB	1.2(D+F)+1.6L1	2.86	3.70	3068.88	932.37	3.29
SUBSUELO-PB	1.2D+1.6W2+0.5L1	9.79	12.37	2532.12	672.54	3.77
PB-P1	1.2(D+F)+1.6L1	4.55	5.82	1975.95	876.22	2.26
PB-P1	1.2D+1.6W2+0.5L1	10.54	12.20	1528	591.83	2.58

Se verifica entonces el comportamiento estructural de las columnas frente a la nueva sollicitación.

VI.2. VERIFICACIÓN DE LAS FUNDACIONES

Se obtuvieron las presiones con la incorporación de las nuevas cargas

	D+W2+F+L1	D+W2+F+L2	D+W+F+L3
	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2
σ Prom	0.738	0.588	0.427
σ max	1.114	0.885	0.639
σ adm	0.30	0.30	0.30
σ rotura	0.90	0.90	0.90
σ Prom / σ Adm	2.46	1.96	1.42
CS a rotura	1.22	1.53	2.11

Se observa que el incremento de tensiones promedio es aproximadamente del 5%, por lo tanto, la construcción de la ampliación no produce un incremento significativo para la platea de fundación. Valen las mismas observaciones realizadas en el punto V.4.II.



VII. CONCLUSIONES

VII.1. ESTADO DETERIORO PRESENTE EN LAS COLUMNAS DE FUNDACIÓN





Poder Judicial
Provincia de Santa Fe

READECUACION DE EDIFICIO
MEMORIA DESCRIPTIVA VERIFICACION
ESTRUCTURAL
Ciudad de Rafaela - Santa Fe Argentina

Fecha:
JULIO 2020

OT N°
4538



JUSTO DOME & ASOC.
CONSULTORA DE INGENIERIA



En primer lugar, independientemente de los cálculos realizados, se observan problemas severos de corrosión en armaduras y deterioro del hormigón de recubrimiento asociado a la presencia elevada del nivel freático, en el tramo inicial de columnas y tabiques (tramo medio inferior entre subsuelo y planta baja).



VII.2. SOLUCIÓN PLANTEADA DE REFUERZO ESTRUCTURAL

Se propone el zunchado de columnas mediante mantas de fibra de carbono adheridas por epoxi. Esto permitirá restaurar la capacidad portante de las mismas como también mitigar los efectos de los agentes agresivos presentes.

Para realizar el procedimiento se debe retirar toda la armadura que presenta oxidación hasta llegar a acero en buenas condiciones, luego se realiza un pasivado de la misma y se reconstruye la capa de recubrimiento con un supermortero tipo CONCRETE ROCK o similar. Sobre este mortero se coloca la manta de fibra de carbono adherida mediante el pegamento epoxi. Este procedimiento se realiza en franjas para permitir que la humedad remanente en los poros del hormigón exude hacia afuera de la columna.



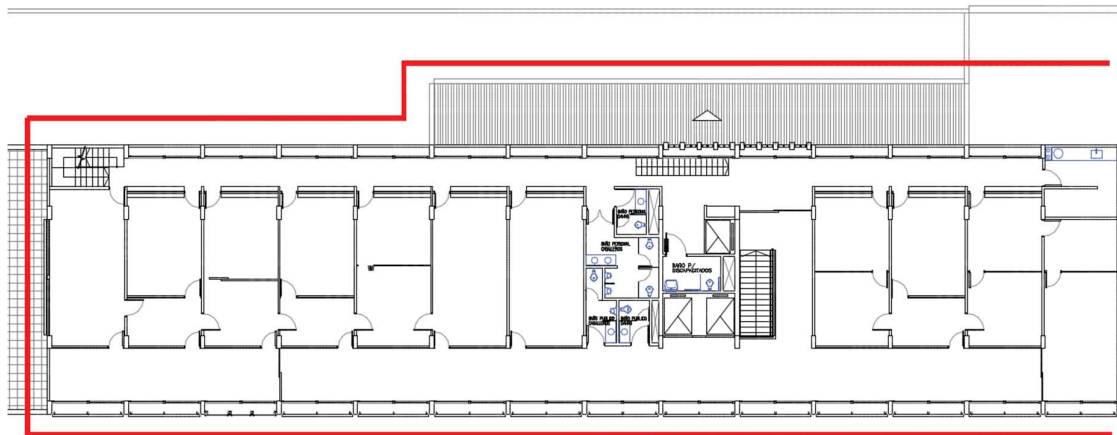
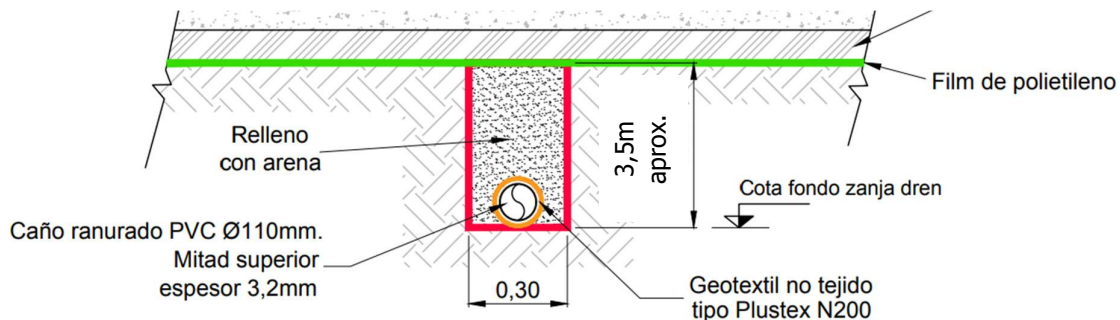
Para los tabiques la mecánica es similar, pudiéndose cambiar la manta de fibra de carbono por una malla de este mismo material sujeta mediante mortero cementicio.

Deberá estudiarse una solución para la infiltración de agua, para lo cual se sugiere la inyección de poliuretano en fisuras. De esta forma se detiene el proceso de infiltración y por lo tanto el ataque sobre las armaduras por parte de los químicos agresivos presente en el agua freática.



Es recomendable como medida complementaria a la anterior, la construcción de un dren perimetral conectado a estación de bombeo permanente, esto reducirá el nivel del agua freática en las proximidades del muro de contención y por lo tanto minimizará la posibilidad de infiltración de agua.

En las siguientes imágenes se puede observar un esquema orientativo de la propuesta, para la solución definitiva debe realizarse un estudio de la hidrología subterránea para optimizar la configuración de drenes, cámaras y equipos de bombeo



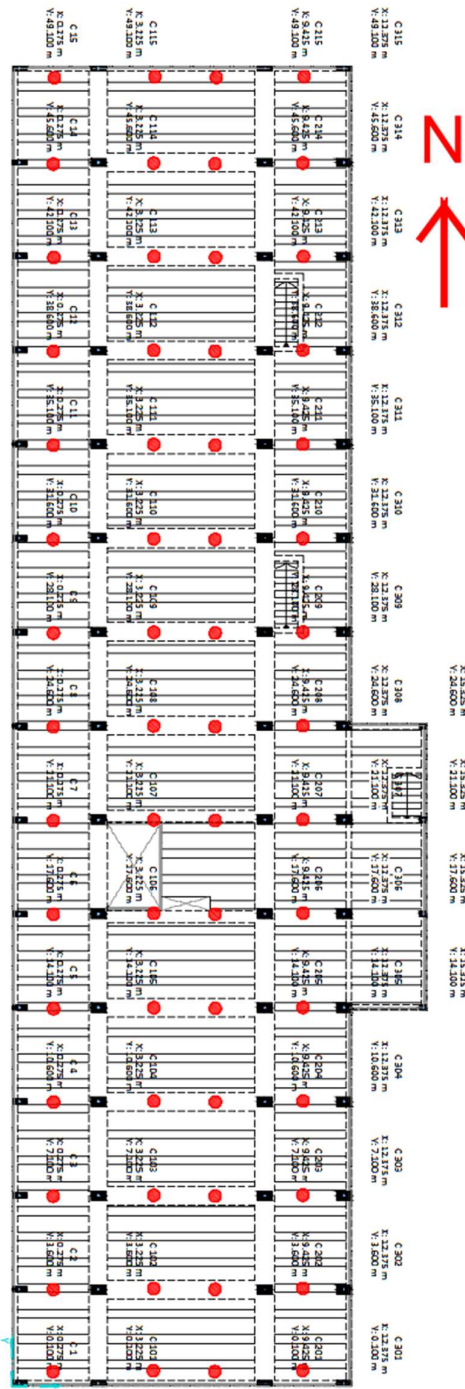
VII.3. READECUACIÓN DE LAS FUNDACIONES

Si bien, como se ha mencionado no se presentan problemas de asentamientos diferenciales o fisuraciones por mal comportamiento de las fundaciones, se sugiere realizar una intervención que asegure que bajo cargas reglamentarias las tensiones sean menores a las admisibles por recomendación de la ingeniería geotécnica.

Para ello, se sugiere la colocación de micropilotes de refuerzo en la platea, estos incrementarán la carga admisible global de la fundación y por lo tanto el Coeficiente de Seguridad.



A continuación, se propone una disposición somera de los micropilotes. La disposición definitiva, como también los diámetros (y profundidad) y dimensiones deberán estudiarse en más profundidad en una instancia de proyecto ejecutivo.





VII.1. CONCLUSIONES FINALES RESPECTO A VIABILIDAD DE LA AMPLIACIÓN

Las cargas introducidas por la ampliación propuesta no son significativas. Los incrementos en las solicitaciones se sitúan entre el 5% y el 10% tanto para columnas como para la platea.

La superestructura exceptuando el sector de subsuelo presenta un buen comportamiento estructural y un grado de conservación aceptable.

En el caso de las columnas las mayores incertidumbres provienen del deterioro en el sector de subsuelo. Este deterioro es causado por la acción de agentes agresivos presentes en el agua y debido a las fluctuaciones de niveles freáticos que producen ciclos de humedecimiento y secado en el hormigón. Se observa un acelerado proceso de oxidación y corrosión de la armadura. En el hormigón se observan peladuras y faltantes, probablemente debido a la naturaleza expansiva del proceso de corrosión de armaduras y la cristalización de sales presentes en el agua freática, así como también sustancias químicas degradantes.

Por lo tanto, se realizaron las sugerencias anteriores con el fin de reparar el daño mediante la intervención de las columnas y reducir su extensión en el tiempo mediante la mitigación de sus efectos.

Respecto a la platea de fundación, para absorber las cargas solicitadas en los reglamentos CIRSOC se sugiere la readecuación de la misma mediante el proceso de micropilotaje desarrollado anteriormente. Esto incrementara la carga admisible, permitiendo resistir las cargas adicionales bajo los coeficientes de seguridad recomendados.

Es recomendable que en la instancia de proyecto ejecutivo se realicen relevamientos adicionales sobre la losa de azotea que permitan validar que la misma sea idéntica en toda su superficie al resto de losas de los otros pisos.

Con el proyecto arquitectónico de la ampliación se deberá hacer un calculo ajustado al diseño final que se realice de las cargas valoradas en el punto II.

Estos dos últimos criterios deberán extenderse a todos los elementos que conforman la estructura (losas, vigas, columnas y fundaciones).