



Diseño Estructural

Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento

Grupo Kassel

Integrantes:

FERNÁNDEZ Nicolás (13067)

MANONI Agustina (13659)

RIEMER Melissa (C5YPXJ8T7)

Diseño Estructural 2024	Página 2 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Objetivo del proyecto

Se plantea como objetivo desarrollar el diseño estructural de una obra civil, analizando problemas reales, similares a situaciones de la práctica profesional, cuya resolución implica la aplicación de conocimientos de la gran mayoría de las asignaturas de la carrera.

El proyecto se desarrollará analizando aspectos como el análisis estructural, dinámica estructural y resistencia de materiales, diseño hidráulico, métodos constructivos, criterios ambientales, instalaciones, etc.

Diseño Estructural 2024	Página 3 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

ÍNDICE

Introducción.....	6
1. UBICACIÓN.....	7
2. DISEÑO ARQUITECTÓNICO PRELIMINAR.....	8
2.1. Modulación en planta.....	8
2.2. Diseño en altura.....	10
3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	10
3.1. Sistema estructural adoptado.....	10
3.2. Análisis de cargas.....	11
3.2.1. Sobrecarga.....	11
3.2.2. Carga muerta.....	11
3.3. Losas y correas.....	11
3.3.1. Análisis económico de alternativas.....	12
3.3.2. Dimensiones adoptadas.....	15
3.4. Vigas.....	16
3.5. Columnas.....	17
4. ANÁLISIS SÍSMICO.....	18
4.1 Consideraciones.....	18
4.1.1 Rigidización de los Pisos.....	18
4.1.2 Masas Asociadas al Modelo Estructural.....	18
4.2 Formas Modales y Periodos de Vibración.....	21
4.2.1 Análisis Modal.....	21
4.2.2 Modos a Considerar.....	22
4.3 Método Estático.....	23
4.3.1 Coeficiente Sísmico.....	23
• Zona Sísmica:.....	23
• Determinación del Sitio de Emplazamiento:.....	24
• Determinación del Factor de Riesgo:.....	25
• Parámetros característicos del espectro de diseño.....	25
• Periodos característicos del espectro de diseño.....	26
• Ordenadas Sa del Espectro Elástico de Aceleración.....	28
• Coeficiente sísmico de diseño.....	29
4.3.2 Corte Basal.....	30
4.3.3 Distribución de Fuerzas en Altura.....	31
4.4 Condiciones de Regularidad.....	33
4.4.1 Regularidad en Planta.....	33
4.4.2 Regularidad en Altura.....	34
4.4.3 Distorsión de Piso.....	36
4.5 Análisis Modal Espectral.....	38

Diseño Estructural 2024	Página 4 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

4.5.1 Corte Basal.....	39
4.6 Amortiguadores Sísmicos.....	40
4.6.1 Alternativas.....	41
5. MODELACIÓN EN ETABS.....	43
5.1. Elementos Estructurales.....	44
5.1.1. Materiales.....	44
5.1.2. Sección Transversal de lo Elementos.....	44
5.1.3. Comportamiento No Lineal para Riostras.....	46
5.1.4. Comportamiento de los Elementos.....	47
5.2. Combinaciones de Carga.....	47
5.2.1. Casos de Carga.....	47
5.2.2. Combinaciones.....	48
5.2.3. Asignación a Elementos.....	49
6. DIMENSIONAMIENTO.....	50
6.1. Correas.....	50
6.1.1. Solicitaciones.....	50
6.1.2. Pandeo lateral-torsional.....	51
6.1.3. Pandeo local del ala.....	52
6.1.4. Pandeo local del alma.....	53
6.1.5. Fluencia por corte.....	54
6.1.6. Pandeo local del alma por corte.....	54
6.1.7. Sección adoptada.....	54
6.2. Vigas.....	54
6.2.1. Solicitaciones.....	55
6.2.2. Plastificación.....	55
6.2.3. Pandeo lateral-torsional.....	55
6.2.4. Pandeo local del ala.....	58
6.2.5. Pandeo local del alma.....	58
6.2.6. Fluencia por corte.....	59
6.2.7. Pandeo local del alma por corte.....	59
6.2.8. Sección adoptada.....	60
6.3. Columnas.....	60
6.3.1. Solicitaciones.....	60
6.3.2. Pandeo torsional o flexo-torsional.....	60
6.3.3. Pandeo local o abollamiento.....	61
6.3.4. Tracción.....	61
6.3.5. Sección adoptada.....	61
6.4. Uniones.....	61
6.5. Fundaciones.....	66
6.5.1. Características del Suelo.....	66

Diseño Estructural 2024	Página 5 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

6.5.1.1. Ensayo SPT.....	66
6.5.1.2. Parámetros Geotécnicos.....	67
6.5.1.3. Conclusiones.....	67
6.5.2. Tipo de Fundación.....	68
6.5.3. Modelación de fundaciones.....	68
6.5.3.1. Modelo considerado.....	68
6.5.3.2. Rigidez axial.....	70
6.5.3.3. Rigidez lateral y rotacional.....	73
6.5.4. Verificación al arrancamiento.....	75
6.6. Riostras.....	77
6.6.1. Solicitaciones.....	77
6.6.2. Dimensionamiento.....	77
6.7. Alternativa de Sección Compuesta.....	78
6.7.1.1. Análisis de la Sección.....	78
7. DISEÑO ARQUITECTÓNICO FINAL.....	81
7.1. Distribución interna - Planos.....	81
7.2. Cerramientos.....	83
8. PRESUPUESTO PRELIMINAR.....	84
9. HONORARIOS PROFESIONALES.....	86
9.1. Equipo de trabajo.....	86
10. CRONOGRAMAS DE TRABAJO.....	86
10.1. Cronograma inicial.....	86
10.2. Cronograma final.....	87
REFERENCIAS.....	88

Diseño Estructural 2024	Página 6 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Introducción

En primera instancia se plantea un proyecto que resuelva una problemática particular. Se detectó el problema de estacionamientos insuficientes en la zona del barrio Bombal; en la zona se encuentran además el Poder Judicial, la Casa de Gobierno, el Auditorio Ángel Bustelo, la Municipalidad de Mendoza, entre otros edificios de gran concurrencia de personal.

Para abastecer la demanda y descongestionar las calles del barrio Bombal, se plantea un edificio de estacionamientos de 3 plantas (Planta baja, primer y segundo nivel).

Para desarrollar un diseño desafiante, se incluye en el edificio elementos de amortiguación sísmica, los cuales se describen en el presente trabajo.

Diseño Estructural 2024	Página 7 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Desarrollo del diseño estructural

A continuación se presenta una breve descripción de las principales características del proyecto de ingeniería estructural.

1. UBICACIÓN

Se emplazará el edificio en un terreno que actualmente se utiliza como estacionamiento de una planta, entre las calles Av. España y 9 de Julio. De esta manera se prevé estratégicamente la entrada del mismo sobre Av. España y la salida sobre 9 de Julio, buscando que el tránsito sea afectado en la menor medida posible.

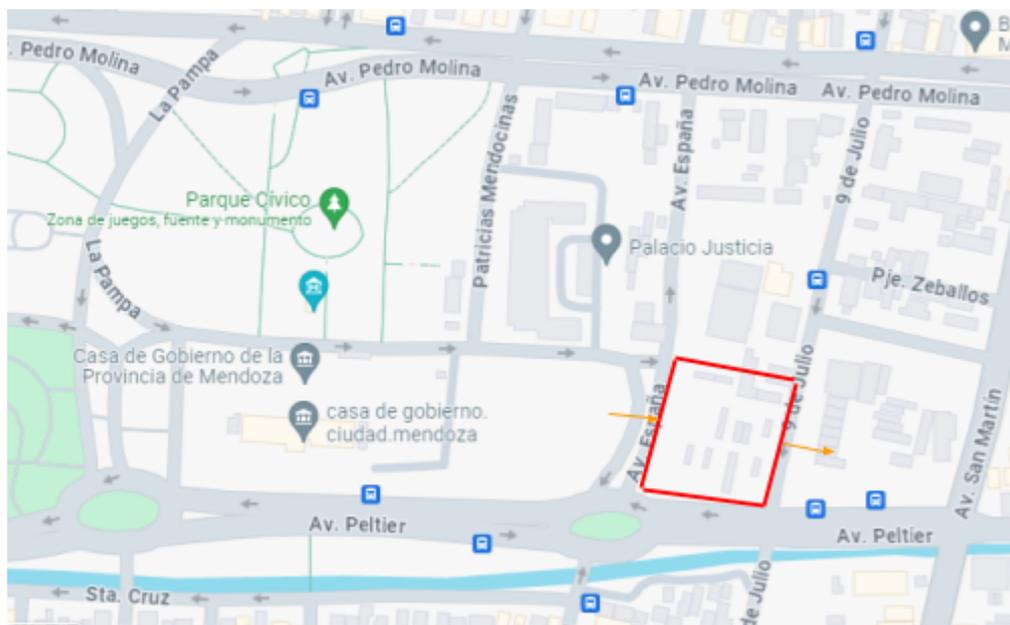


Fig 1: Ubicación del edificio de estacionamiento. Puntos de referencia.

Diseño Estructural 2024	Página 8 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa



Fig 2: Ubicación del edificio de estacionamiento. Vista satelital

2. DISEÑO ARQUITECTÓNICO PRELIMINAR

2.1. Modulación en planta

La estructura del edificio debe ser tal que se adapte a la arquitectura requerida. Dado que las dimensiones de un estacionamiento individual ya están preestablecidas en sus distintas variantes, se diseña una modulación en planta del edificio en base a una distribución preliminar de los estacionamientos individuales. Para ello se toma como referencia la Guía de Aplicación de Dotación y Diseño de Estacionamientos de la Municipalidad de Guatemala [3].

Con la herramienta medir de Google Earth se obtiene la superficie de terreno disponible, ésta es de aproximadamente 4700m². Teniendo ésto en cuenta, se diseña una planta rectangular de 50mx80m acorde al espacio rectangular disponible, representando una superficie cubierta de 4000m².

En el espacio no cubierto se prevé un jardín en el que se plantarán árboles para mitigar el impacto ambiental de talar los árboles existentes en el lugar.

Diseño Estructural 2024	Página 9 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

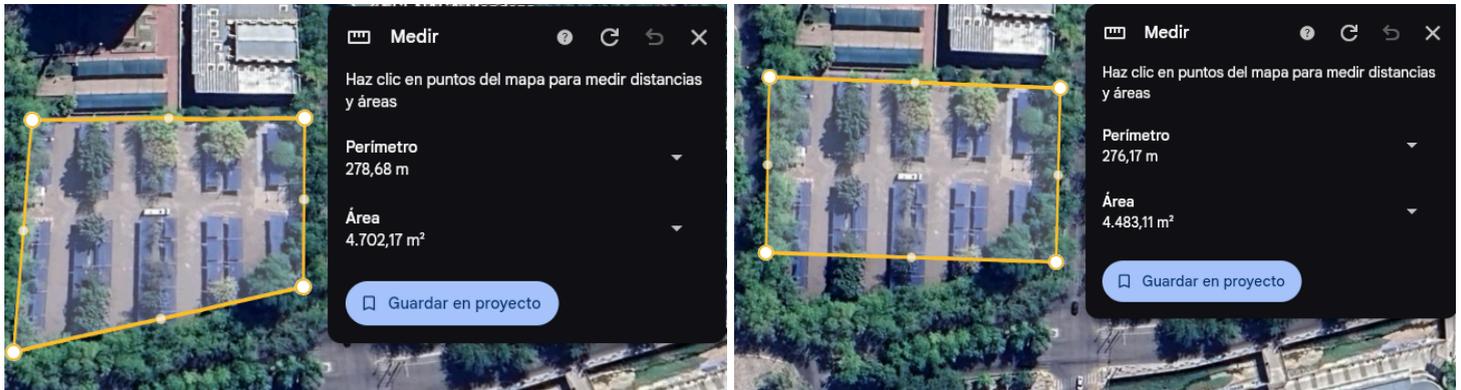


Fig 3: Superficie disponible para la ejecución del proyecto. A la izquierda se observa la superficie total y a la derecha la superficie rectangular considerada para el diseño.

Se ejecutan módulos de 10m de lado, en base al cuadrículado resultante se proyectan las columnas en los vértices y vigas principales de 10m de largo.

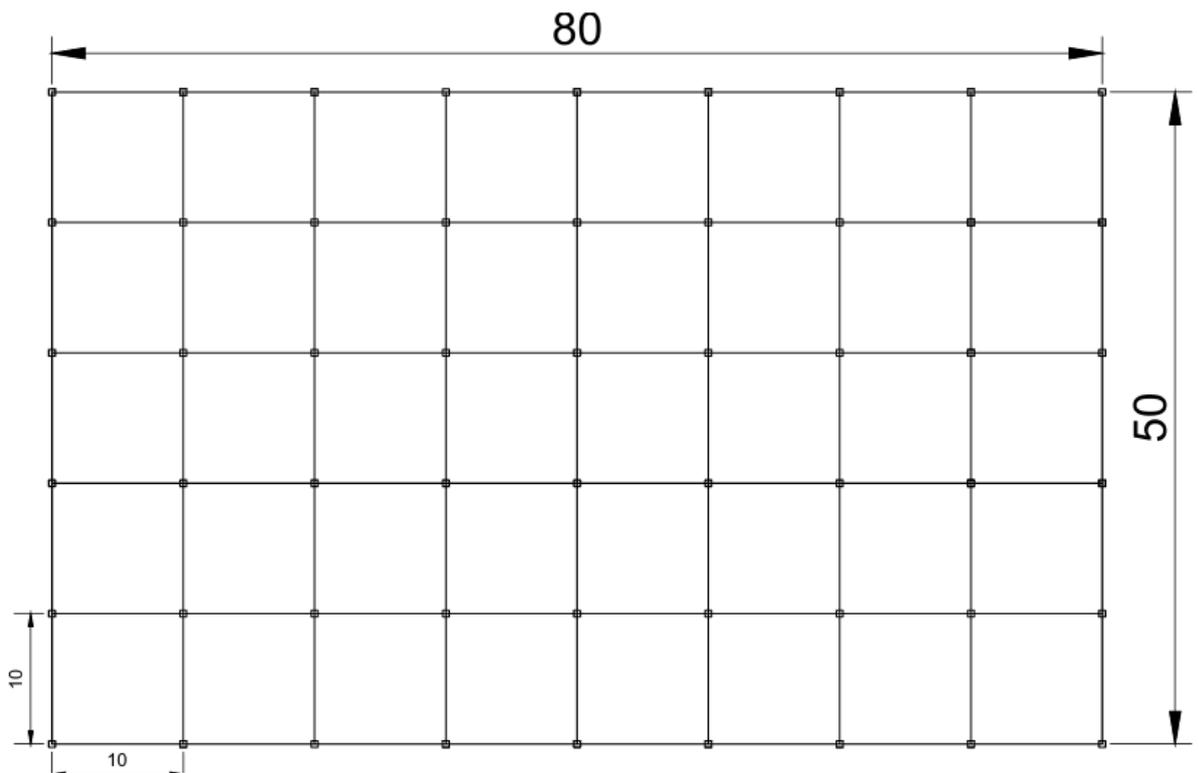


Fig 4: Esquema de modulación en planta

En función a esta modulación se diseña la estructura del edificio. Cabe aclarar que en este punto se propusieron distintos diseños de disposición de circulaciones y áreas de estacionamiento,

Diseño Estructural 2024	Página 10 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

ubicando la entrada y salida, subidas y bajadas. El diseño arquitectónico finalmente adoptado se presenta en el apartado 7.

2.2. *Diseño en altura*

El edificio cuenta con dos plantas, el segundo nivel no posee cubierta. Se requiere de al menos 2.5m de altura libre para que los vehículos puedan maniobrar sin problemas y las instalaciones no interfieran con la circulación, por lo que se proyectan niveles de 3.2m de altura, contemplando así la altura ocupada por la losa, vigas e instalaciones.

3. *PREDIMENSIONAMIENTO*

3.1. *Sistema estructural adoptado*

Se prioriza la adopción de amortiguadores sísmicos. En el apartado 4.6.1 se presenta el análisis de alternativas, finalmente se adoptan riostras de pandeo restringido.

Se concluyó que la mejor opción es diseñar una estructura de acero, buscando facilitar el diseño y la ejecución de las uniones de las riostras de pandeo restringido y las columnas, de igual manera, es más sencilla la ejecución de uniones de vigas de acero a columnas de acero. Respecto a la estructura de las losas, se contemplaron las siguientes alternativas:

- Maciza de hormigón armado
- Steel Deck
- Pretensada
- Postensada
- Nervada

El sistema constructivo más conveniente y, por lo tanto, el adoptado, es el sistema Steel Deck, conformado por chapas preformadas hechas de acero estructural galvanizado que junto al concreto conforman la losa estructural. Además de ser el sistema más compatible con el sistema de vigas y columnas de acero, presenta la ventaja de funcionar como encofrado perdido del hormigón, pudiendo prescindir de encofrados.

Diseño Estructural 2024	Página 11 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

En los siguientes apartados se presentan los resultados del predimensionamiento de los elementos estructurales. Más adelante, se realiza el análisis sísmico de la estructura adoptada, finalmente se verificará la resistencia de los elementos frente a las solicitaciones resultantes de la combinación de solicitaciones más desfavorable (aquella que considera el efecto de sismo).

3.2. *Análisis de cargas*

3.2.1. *Sobrecarga*

En el apartado 4.10 del CIRSOC 101 (Ref. [2]) se especifica que la sobrecarga para garajes o sectores de edificios usados para almacenar vehículos se deben diseñar para 2,5kN/m² de sobrecarga uniformemente distribuida.

Para tener en cuenta el peso de instalaciones y elementos no contemplados en este punto, se diseña para una sobrecarga total de **L=3kN/m²**.

3.2.2. *Carga muerta*

En el predimensionamiento de cada elemento estructural se tendrá en cuenta su peso propio y el peso de los elementos estructurales que descargan sobre el analizado.

3.3. *Losas y correas*

Se diseña una losa de sistema estructural steel deck. Las cargas soportadas por la misma son:

- Sobrecarga (3kN/m²)
- Peso propio

Para economizar el proyecto se diseña la losa con conectores de corte y de separación de apoyos tal que no requiere apuntalamiento. Se escoge el calibre y espesor de losa en función de la separación de las correas, a su vez la separación entre correas depende del peso de la losa, por lo tanto se dimensionan ambos elementos en conjunto.

Diseño Estructural 2024	Página 12 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

3.3.1. Análisis económico de alternativas

Se realizó un análisis económico de dos alternativas de separación de apoyos (correas)

- Separación de 2.5m, equivalente a 4 correas por viga
- Separación de 3.3m, equivalente a 3 correas por viga

La alternativa más económica será aquella que requiera menos kilogramos de acero por m². Tentativamente podría pensarse que mayor separación equivale a menor cantidad de correas y, por lo tanto, menos kg de acero en la construcción. Sin embargo, como se verá más adelante, los resultados contradicen esta suposición.

Calibre y espesor de losa requeridos

Se utiliza para el dimensionamiento la información proporcionada por FIERRO DECK (ref. [8]).

Se presenta la tabla empleada en el dimensionamiento extraída de la ref. [8]

		1.1. SOBRECARGA ADMISIBLE CON CONECTORES DE CORTE (Kg/m ²)											
		Luz Libre entre apoyos (m)											
Espesor Total de la losa (cm)	Calibre de placa	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00
10	22	1185	959	789	658	554	470	402	345	296	256	218	185
	20	1407	1136	932	776	652	553	472	405	349	301	256	218
	18	1995	1603	1311	1088	913	773	659	566	488	422	359	306
11	22	1339	1084	892	743	626	531	453	389	334	288	245	209
	20	1591	1284	1054	877	737	625	533	457	394	340	289	246
	18	2257	1813	1483	1230	1032	874	746	640	552	478	407	346
12	22	1493	1209	994	829	698	572	505	433	373	321	273	233
	20	1774	1432	1175	978	822	697	594	510	439	379	323	275
	18	2519	2024	1655	1373	1152	975	832	714	616	533	454	386
13	22	1647	1333	1097	914	769	653	557	478	411	354	301	256
	20	1958	1580	1297	1079	907	769	656	562	484	417	355	302
	18	2780	2234	1827	1516	1272	1077	919	788	680	588	500	426
14	22	1801	1458	1199	999	841	713	609	522	449	386	329	280
	20	2141	1728	1418	1180	992	840	717	615	529	456	388	330
	18	3042	2444	1999	1658	1391	1178	1005	863	744	643	547	466
15	22	1956	1583	1302	1085	913	774	661	566	487	419	357	303
	20	2325	1876	1540	1281	1076	912	778	667	574	495	421	359
	18	3304	2654	2171	1801	1511	1279	1091	937	808	699	595	506

Fig 3.4.1.a: Sobrecarga admisible de la losa según su espesor, calibre de placa y luz libre entre apoyos

Para prescindir del apuntalamiento se requiere el siguiente calibre y espesor de losa en cada caso:

Diseño Estructural 2024	Página 13 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Separación de correas [m]	Sobrecarga [kg/m ²]	Calibre	Espesor de losa [cm]	Luz máx sin apuntalamiento [m]	Sobrecarga admisible [kg/m ²]	Separación máx entre apoyos [m]
2.5	300	20	10	2.7	652	2.6
3.3	300	18	10	3.3	488	3.3

Fig. 3.4.1.b: Espesor de losa y calibre de placa escogidos para cada separación

Para la determinación del peso propio de la losa se considera un peso específico del hormigón de 23,5kN/m³ (ref [2]), además la cubicación para la losa y el peso de la chapa se obtienen de la ref [8].

» TABLA DE PESO PROPIO				» TABLA CUBICACIÓN	
CALIBRE	ESPESOR NOM. (MM)	PESO APROX. KG/MI	PESO APROX. KG/M2	ESPESOR DE LOSA	CUBICACIÓN Y PESO PROPIO
22	0.75	7.15	7.56	10 cm	0.07 m ³ /m ²
20	0.91	9.19	9.72	11 cm	0.08 m ³ /m ²
18	10.25	12.78	13.52	12 cm	0.09 m ³ /m ²

Fig 3.4.1.c: Características de la losa escogida para ambas separaciones.

Predimensionamiento de correas

En función del diseño a flexión para el estado límite de plastificación de las correas se consideró en ambos casos distintos perfiles, cuyo momento estático fuera mayor al requerido por plastificación. Luego, en función del peso en kg/m de cada perfil analizado se aproximó el peso por unidad de área requerido para cada alternativa de separación, es decir, los kg de acero por m².

Por el art. F.1.1 de la Ref. [1] se deduce el módulo plástico de la sección requerido, en cm³.

$$Md = 0.9 \cdot Mn = 0.9 \cdot Mp \geq Mu$$

Siendo

$$Mp = Zx \cdot Fy \cdot (10^{-3}) \leq 1.5 \cdot My = 1.5 \cdot Fy \cdot S \cdot (10^{-3})$$

Donde

Diseño Estructural 2024	Página 14 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

- Md: resistencia de diseño a flexión [kNm]
- Mp: momento plástico [kNm]
- My: momento elástico [kNm]
- Fy: tensión de fluencia especificada [MPa] (240MPa)
- Z: módulo plástico [cm³]

Por lo tanto, el módulo plástico requerido es:

$$Z_x = \frac{M_u}{0.9 \cdot F_y}$$

Dado que las correas se consideran simplemente apoyadas en las vigas, la resistencia requerida a flexión M_u es $M_u = \frac{q \cdot L^2}{8}$, siendo L la longitud de la correa (L=10m) y q la carga lineal aplicada en la correa, la cual es el mayor valor resultante de las combinaciones de solicitaciones:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L

Se recuerda que la carga muerta D contempla el peso propio de la correa.

Paralelamente se verifica el Estado Límite de Servicio en el predimensionado, según las especificaciones del capítulo L de la ref [1]. Así, considerando los límites de deformaciones verticales presentados en la Tabla A-L.4.1 del reglamento, para pisos en general de "otros edificios", la flecha máxima no debe superar el valor de $f = \frac{L}{250} = \frac{10m}{250} = 4cm$, ni los $f = \frac{L}{300} = \frac{10m}{300} = 3cm$ por carga variable. Para cada perfil analizado se determina la flecha máxima, considerando que las correas están simplemente apoyadas en ambos extremos:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI}$$

Siendo E=210000MPa, I característica del perfil, y q la carga lineal sobre la correa resultante de la combinación de cargas 1,2D + 1,6L (resulta ser la que presenta resultados de mayor valor), contemplando en D el peso propio de la correa.

Se presenta a continuación los resultados del análisis de alternativas:

Diseño Estructural 2024	Página 15 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

S=2.5m	Perfil	Mu [kNm]	Zxreq [cm ³]	Zx [cm ³]	Pp [kg/m]	Pp [Kg]	Pp [Kg/m ²]	q [N/m]	I [cm ⁴]	f _{máx} [cm]	f(L) [cm]
	W18x46	225.6075	1044	1486	68.5	685	3425	17.91	29639	3.75	2.51
W18x40	224.2575	1038	1285	59.5	595	2975	17.91	25473	4.36	2.92	
W18x35	223	1033	1090	52.1	521	2605	17.75	21228	5.18	3.51	
W16x36	223.37	1034	1049	53.6	536	2680	17.76	18646	5.91	3.99	
W14X43	224.93	1041.35	1141	64	640	3200	17.87	17815	6.22	4.18	

S=3.3m	Perfil	Mu [kNm]	Zxreq [cm ³]	Zx [cm ³]	Pp [kg/m]	Pp [Kg]	Pp [Kg/m ²]	q [N/m]	I [cm ⁴]	f [cm]	f(L) [cm]
	W16x40	247.94	1147.85	1195	59.5	595	2975	23.72	21561	6.82	3.45
W18x40	247.94	1148	1285	59.5	595	2975	23.72	25473	5.77	2.92	
W18x46	249.29	1154	1486	68.5	685	3425	23.81	29636	4.98	2.51	
W18x55	251.28	1163	1835	81.8	818	4090	23.94	37045	4.01	2.01	

Fig 3.4.1.d: Perfiles analizados

En verde se resaltan los cálculos de Z correspondientes a los perfiles que verifican el estado límite de plastificación. Como puede observarse, algunos de ellos verifican este ELU pero no el ELS. La alternativa de separación de 2,5m admite un perfil cuyo peso por metro cuadrado de construcción es menor que para el caso de separación de 3,3m.

3.3.2. Dimensiones adoptadas

En base a los resultados del análisis se adopta

- | LOSA | CORREAS |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • Calibre 20 • Espesor 10cm • Con conectores de corte • Sin apuntalamiento | <ul style="list-style-type: none"> • Perfil W18x46 • Separación 2.5m |

En el apartado 5 se verifica el resto de estados límites en el dimensionamiento.

Diseño Estructural 2024	Página 16 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

3.4. Vigas

El predimensionado es similar al de las correas, se predimensiona para el estado límite de plastificación y se escoge el perfil cuyo momento estático es mayor al requerido y de peso menor (diseño más económico).

En el apartado anterior se dedujo que el módulo plástico requerido es

$$Z_x = \frac{M_u}{0.9 \cdot F_y}$$

Dado que las vigas se consideran empotradas en las columnas, la resistencia requerida a flexión M_u es $M_u(-) = \frac{q \cdot L^2}{12}$, siendo L la longitud de la viga ($L=10m$) y q la carga lineal aplicada en la viga, la cual es el mayor valor resultante de las combinaciones de solicitaciones:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L

Se recuerda que la carga muerta D contempla el peso propio de la viga.

Paralelamente se verifica el Estado Límite de Servicio en el predimensionado. La flecha total máxima no debe superar el valor de $f = \frac{L}{250} = \frac{10m}{250} = 4cm$, ni los $f = \frac{L}{300} = \frac{10m}{300} = 3cm$ por carga variable. Para cada perfil analizado se determina la flecha máxima, considerando que las vigas están empotradas en ambos extremos:

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI}$$

Siendo $E=210000MPa$, I característica del perfil, y q la carga lineal sobre la correa resultante de la combinación de cargas 1,2D + 1,6L (resulta ser la que presenta resultados de mayor valor), contemplando en D el peso propio de la viga.

Se presenta a continuación los perfiles analizados:

Perfil	ELU: Plastificación				ELS: flecha máxima			
	Mu [kNm]	Zxreq [cm ³]	Zx [cm ³]	Pp [kg/m]	q [N/m]	I [cm ⁴]	f _{máx} [cm]	f(L) [cm]
W24x68	604.89	2800.4	2900	101.2	72.38	76170	1.18	0.78
W21x73	605.63	2803.84	2819	108.6	72.46	66597	1.35	0.89

Fig 3.5: Perfiles analizados

Diseño Estructural 2024	Página 17 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Se adopta entonces un perfil W24x68, ya que verifica el estado límite último de plastificación y los estados límites de servicio y resulta ser la alternativa más económica.

3.5. Columnas

Se adoptará el mismo perfil para todas las columnas, el predimensionamiento se realiza para pandeo flexional, según las disposiciones de la ref. [1].

La columna más solicitada se encuentra en la planta baja. El área tributaria resulta un cuadrado de 10m de lado. Del análisis de cargas resulta **Pu=1620 kN**, correspondiente a la combinación de cargas 1,2D + 1,6L.

La resistencia de diseño será $P_d = 0.85 \cdot P_n$, siendo $P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1})$ la resistencia nominal a compresión, A_g la sección bruta de la sección transversal y F_{cr} obtenida según el apartado E-2 de la ref [1].

Se proponen distintas secciones, se escoge finalmente el perfil **W18x76**. Se presenta a continuación características del perfil escogido y la verificación $P_d > P_u$. Téngase en cuenta que en la verificación se consideró el peso de la columna del nivel superior.

DISEÑO A COMPRESIÓN		
$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1})$	$P_d = 0.85 \cdot P_n$	
Ag	143.9 [cm ²]	Área bruta
Pc	113.1 [Kg/m]	Peso de la columna
k	2	Factor de longitud efectiva
r	6.63 cm	Radio de giro
Fy	240 [MPa]	Tensión de fluencia
E	200000 [MPa]	Módulo de elasticidad longitudinal
L	320 [cm]	Longitud no arriestrada
λ_c	1.06	
Si $\lambda_c > 1.5$	185.78 [MPa]	
Si $\lambda_c < 1.5$	149.37 [MPa]	
Fcr	149.37 [MPa]	Tensión crítica
Pn	2149.46 [kN]	Resistencia nominal
Pd	1827.04 [kN]	Resistencia de diseño
Pu	1711.42 [kN]	

La esbeltez resulta $\lambda = k \cdot L/r = 97 < 200$

Diseño Estructural 2024	Página 18 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

4. ANÁLISIS SÍSMICO

En referencia al nuevo Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOC del año 2013, específicamente en la tabla 2.2. Clasificación del Sitio – Influencia del suelo (pág. 16), corresponde para esta obra el Tipo Espectral Tipo 2 y el sitio de emplazamiento de la construcción Sitio SD. La Ciudad de Mendoza se ubica por la zonificación sísmica en Zona 4, cuya peligrosidad sísmica es muy elevada.

4.1 Consideraciones

4.1.1 Rigidización de los Pisos

Para el análisis es necesario la condensación de los 3 grados de libertad en cada piso. Esto se lleva a cabo con la aplicación de un diafragma rígido en todos los pisos individualmente.

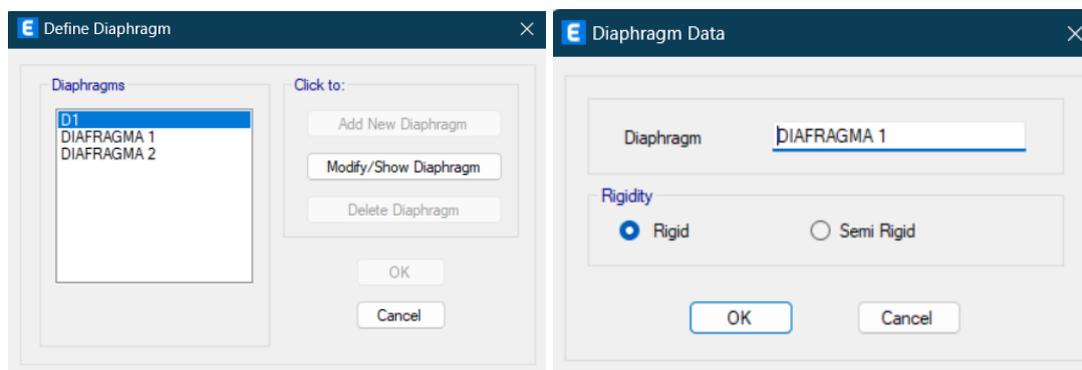


Fig. 4.1.1(a): Definición de diafragmas rígidos.

4.1.2 Masas Asociadas al Modelo Estructural

La acción gravitatoria asociada a la acción sísmica actuante en un punto i cualquiera se determina mediante:

$$W_i = D_i + \sum f_1 L_i + f_2 S_i$$

Se considera que la ocurrencia de sobrecarga es baja y se desprecia la acción de la nieve, los factores f_1 y f_2 serán 0,50 y 0 respectivamente según Tabla 3.3 Inpres-Cirsoc 103 Parte 1:

Diseño Estructural 2024	Página 19 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Tabla 3.3 Factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales

<i>Carga de ocupación o de uso (L)</i>	f_1
La sobrecarga de servicio sólo actúa excepcionalmente, por ejemplo en techos o azoteas accesibles sólo con fines de mantenimiento.	0
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es reducida, por ejemplo locales donde no es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios para vivienda, hoteles, oficinas, etc.	0,25
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es intermedia, por ejemplo locales en los que es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios públicos, grandes tiendas, templos, cines, teatros, escuelas, hoteles, etc.	0,50
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga total es elevada, por ejemplo: depósitos, edificios para archivos, etc.	0,75
Normalmente está presente la totalidad de la sobrecarga de servicio, por ejemplo: tanques, silos, depósitos destinados a estar llenos la mayor parte del tiempo, etc.	1,00
Verificación local de partes de la construcción, salvo que la sobrecarga sea equilibrante	1,00
Cocheras	(*)
Otros casos	0,20
Acción de la nieve (S) sólo en las zonas que especifica CIRSOC 104.	f_2
Cubiertas horizontales o que no permitan la evacuación de la nieve	0,70
Otros casos	0,20

Fig. 4.1.1(b): Tabla 3.3 Inpres-Cirsoc 103.

De esta manera se carga en el programa la antes mencionada combinación de carga considerando la carga muerta "D" y la carga viva "L" con su factor f_1 :

Diseño Estructural 2024	Página 20 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Fig. 4.1.1(c): Combinación de carga para sismo.

Así, se obtienen las masas del edificio por piso o nivel, considerando que estas toman todas las cargas sobre cada nivel y cierta masa aportada por las columnas tanto por debajo como por arriba de cada nivel respectivamente.

Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg
DIAFRAGMA 2	1863274,81	1863274,81
DIAFRAGMA 1	1873120,27	1873120,27

Fig. 4.1.1(d): Masas por nivel.

Diseño Estructural 2024	Página 21 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Dando como resultado una masa constante en cada nivel a excepción de la terraza ya que esta tiene menos carga.

Ahora se verifica que la masa del edificio sea congruente con las cargas aplicadas calculando el peso total del edificio y su valor por m².

Peso Total	36823	kN
Peso / m ²	4.603	kN/m ²

Se observa que los valores son razonables y por lo tanto la masa de la estructura en el programa no tiene errores de cálculo ni de ningún otro factor.

4.2 Formas Modales y Periodos de Vibración

4.2.1 Análisis Modal

Para el análisis se deben imponer los grados de libertad a los cuales va a estar dispuesta la estructura. Estos son el movimiento horizontal en "x", el movimiento horizontal en "y" y la rotación alrededor de "z"; por lo que en total va a haber 6 grados de libertad considerando los 2 niveles del edificio.

Diseño Estructural 2024	Página 22 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Fig. 4.2.1(a): Definición de grados de libertad.

Y de esta manera (a través del programa) se obtienen los periodos de vibración de cada modo y su masa asociada.

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0,603	0,8817	0	0	0	0,1234	0
2	0,544	0	0,9233	0	0,0809	0	0
3	0,391	0	0	0	0	0	0,8987
4	0,214	0,1183	0	0	0	0,8766	0
5	0,213	0	0,0767	0	0,9191	0	0
6	0,154	0	0	0	0	0	0,1013

Fig. 4.2.1(b): Modos y periodos

4.2.2 Modos a Considerar

Diseño Estructural 2024	Página 23 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Según reglamento Inpres-Cirsoc 103 Parte 1: “Se incluirán todos los modos significativos. Esta condición es satisfecha si los modos considerados representan la contribución de al menos el 90% de la masa total de la construcción para cada una de las direcciones analizadas”.

"X"		"Y"	
Modo	Factor de Masa	Modo	Factor de Masa
1	0.88	2	0.92
4	0.12	Total =	0.9
Total =	1.0		

Fig. 4.2.2: Modos a considerar.

4.3 Método Estático

El corte basal a considerar se calcula según reglamento inpres-cirsoc 103, el cual nos impone la siguiente fórmula:

$$V_0 = C * W$$

Siendo “C” el coeficiente sísmico y “W” el peso considerado de la estructura.

4.3.1 Coeficiente Sísmico

- Zona Sísmica:

La obra, al estar ubicada en la provincia de Mendoza, le corresponde la Zona sísmica 4 (peligrosidad muy elevada).

Diseño Estructural 2024	Página 24 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

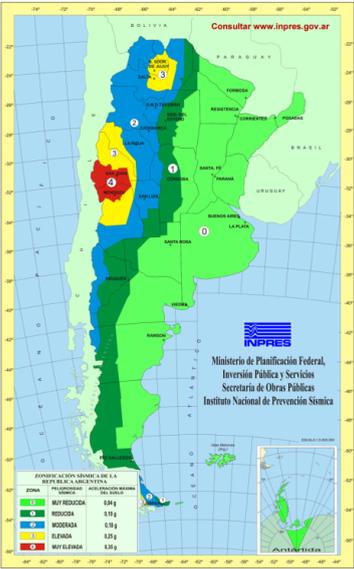


Figura 2.1. Zonificación sísmica de la República Argentina.

Fig. 4.3.1(a): Zonas sísmicas según Inpres-Cirsoc 103.

- **Determinación del Sitio de Emplazamiento:**

Por análisis de estudios de suelo tomados como referencia se tiene suelo Tipo Espectral 2 según Tabla 2.2 INPRES-CIRSOC 103.

Diseño Estructural 2024	Página 25 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Tabla 2.2. Clasificación del sitio – Influencia del suelo

Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de la onda de corte, V_{sm} (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado N_m	Resistencia media al corte no drenado S_{um} (kPa)
Tipo 1	SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	-	-
	SC	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50
	SF	Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.			

Fig. 4.3.1(b): Tabla 2.2 Inpres-Cirsoc 103.

- Determinación del Factor de Riesgo:

Por ser una construcción destinada a vivienda unifamiliar le corresponde el grupo B, y por lo tanto una $\gamma_r = 1,3$.

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

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

- Parámetros característicos del espectro de diseño

Diseño Estructural 2024	Página 26 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

- Aceleración Efectiva: Para Zona sísmica 4, $a_s = 0,35$ según tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de a_s , C_a y C_v para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales

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

Fig. 4.3.1(c): Tabla 3.1 Inpres-Cirsoc 103.

- Coeficiente de proximidad a la falla para zonas del espectro sensible a la aceleración: $N_a = 1,0$.
- Coeficiente de proximidad a la falla para zonas del espectro sensible a la aceleración: $N_v = 1,2$.

Así, según zona de emplazamiento Sd:

- $C_a = 0,4$ $N_a = 0,40$
- $C_v = 0,59$ $N_v = 0,708$

- **Periodos característicos del espectro de diseño**

- $T_1 = 0,2$ $T_2 = 0,142$ s
- $T_2 = \frac{C_v}{2,5 C_a} = 0,708$ s
- $T_2 = 13$ s (según Tabla 3.2)

Diseño Estructural 2024	Página 27 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Tabla 3.2 Valor del período T_3

Zona sísmica	T_3 (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

Fig. 4.3.1(d): Tabla 3.2 Inpres-Cirsoc 103.

- Período fundamental aproximado:

$T_a x = C_r (H^x) =$	0.35
$T_a y = C_r (H^x) =$	0.35

(Según INPRES-CIRSOC 103-Parte I (Capítulo 6, tabla 6.2))

Tabla 6.2. Valores de C_r y x para la determinación del período fundamental aproximado

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

Fig. 4.3.1(e): Tabla 6.2 Inpres-Cirsoc 103.

Diseño Estructural 2024	Página 28 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Así:

$T_x = C_u \cdot T_a x =$	0.487	s
$T_y = C_u \cdot T_a y =$	0.487	s

(Según INPRES-CIRSOC 103-Parte I (Capítulo 6, tabla 6.1))

Tabla 6.1. Coeficiente para el límite superior del periodo de cálculo

a_s	C_u
$\geq 0,35$	1,40
0,25	1,45
0,15	1,60
$\leq 0,08$	1,70
Pueden interpolarse valores intermedios	

Fig. 4.3.1(f): Tabla 6.1 Inpres-Cirsoc 103.

- Ordenadas S_a del Espectro Elástico de Aceleración

El reglamento Inpres-Cirsoc 103 Parte 1 establece la determinación de los coeficientes S_a para el espectro de la siguiente manera:

$$S_a = C_a (1 + 1,5 \cdot T / T_1) \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$S_a = 2,5 C_a \quad \text{para } T_1 < T \leq T_2$$

$$S_a = C_v / T \quad \text{para } T_2 < T \leq T_3$$

$$S_a = C_v \cdot T_3 / T^2 \quad \text{para } T > T_3$$

De esta manera se determinan los coeficientes de ambas direcciones.

$S_a y = 2,5 C_a =$	9.81	m/s ²
$S_a c = 2,5 C_a =$	9.81	m/s ²

Diseño Estructural 2024	Página 29 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

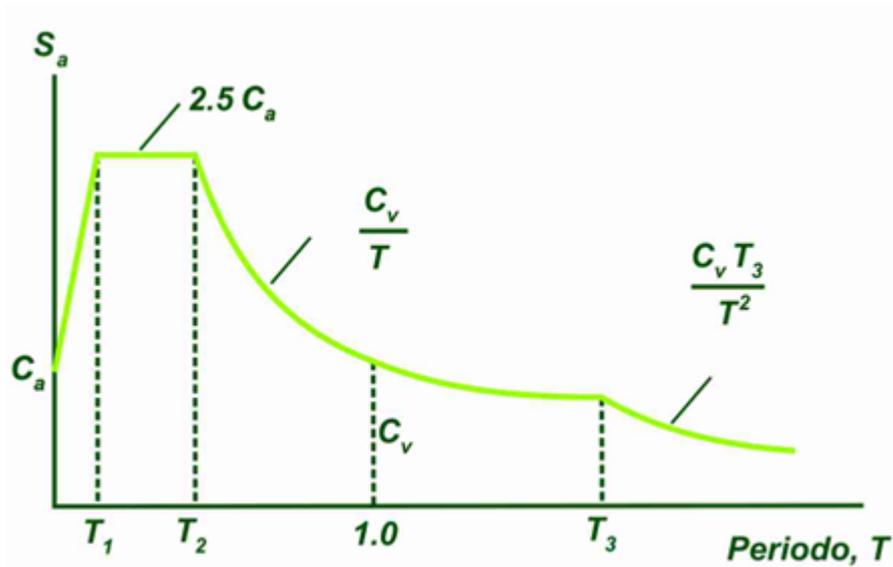


Fig. 4.3.1(g): Espectro de aceleración genérico.

- Coeficiente sísmico de diseño

Siendo $T_x > T_2$ y $T_y < T_2$, el coeficiente “C” para ambas direcciones (“x” e “y”)

se calculan de la siguiente manera:

$C_x = 2,5 C_a \gamma_r / R =$	0.143
$C_y = 2,5 C_a \gamma_r / R =$	0.143

$$C = 2,5 C_a \gamma_r / R \quad \text{para } T \leq T_2 \quad [6.3]$$

$$C = S_a \gamma_r / R \quad \text{para } T \geq T_2 \quad [6.4]$$

$$C \geq 0,8 a_s N_v / R \quad \text{para zonas sísmicas 3 y 4} \quad [6.5]$$

$$C \geq 0,11 C_a \gamma_r \quad \text{para zonas sísmicas 0, 1 y 2} \quad [6.6]$$

Se establece un factor R en dirección “x” e “y” igual a 7 por considerar “pórticos de acero arriostrados excéntricamente”, teniendo este un comportamiento más similar a las riostras de pandeo restringido utilizadas en la estructura (según Tabla 5.1).

Diseño Estructural 2024	Página 30 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

<i>Mater.</i>	<i>Nº</i>	<i>Tipo Estructural</i>	<i>R</i>	<i>C_d</i>	<i>Ω_o</i>
Estructuras de acero	Pórticos No Arriostrados				
	18	Especiales	7	5,5	3
	19	Intermedios	4,5	4	3
	20	Convencionales	3	3	3
	21	Con vigas reticuladas	6	5,5	3
	Pórticos Arriostrados				
	22	Especiales arriostrados concéntricamente	5	5,5	2
	23	Convencionales arriostrados concéntricamente	3	3	2
	24	Arriostrados excéntricamente	7	4	2
	Sistemas Duales. Pórticos No Arriostrados Especiales capaces de resistir al menos el 25% del corte basal, combinados con:				
25	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	5,5	2,5	

Fig. 4.3.1(h): Tabla 5.1 Inpres-Cirsoc 103.

4.3.2 Corte Basal

El esfuerzo de corte en la base o Corte Basal (“V”) viene dado por la siguiente fórmula según Inpres–Cirsoc 103:

$$V_o = C \cdot W$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Siendo “C” el coeficiente sísmico y W el peso del edificio. Así:

Cx =	0.143	
Cy =	0.143	
W =	36823	kN
Vox =	5260.4	kN
Voy =	5260.4	kN

Diseño Estructural 2024	Página 31 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

4.3.3 Distribución de Fuerzas en Altura

Una vez calculados los cortes basales en cada dirección “x” e “y”, ahora se los distribuye en altura según ecuación proporcionada por el reglamento:

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

De esta manera:

Nivel	Masa[Kg]	Altura[m]	m*h[kN*m]	%	Fkx[kN]	Fky[kN]
1	1877491	3.2	58938.2	33.47%	1761	1761
2	1865656	6.4	117133.3	66.53%	3500	3500
Σ [kNm]			176071.5			

Fig. 4.3.3(a): Distribución de fuerzas en “x” e “y”.

A través del programa Etabs se cargan los peines de fuerza según las direcciones en las que tienen que estar aplicadas.

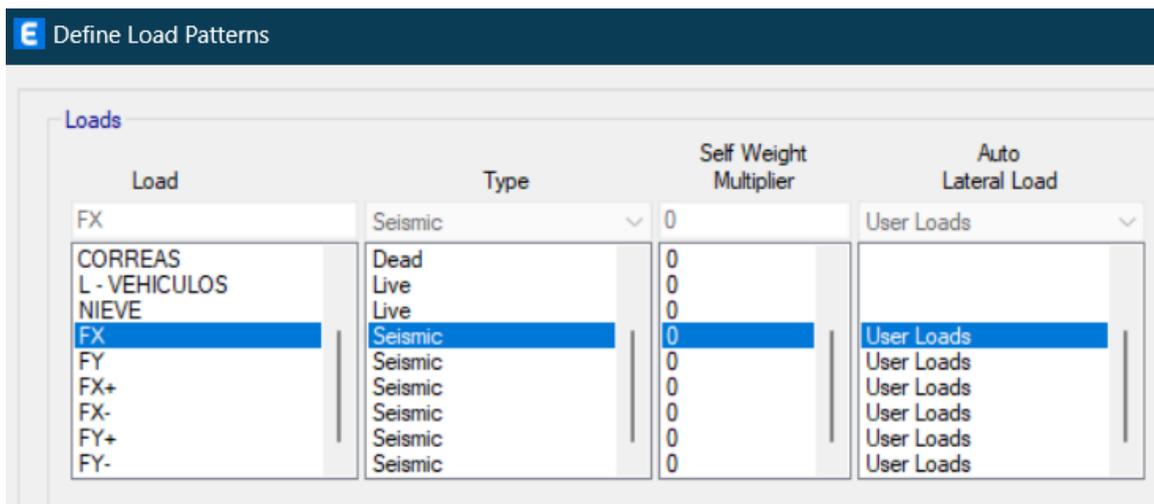


Fig. 4.3.3(b): Casos de carga en Etabs.

Diseño Estructural 2024	Página 32 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Story	Diaphragm	Fx kN	Fy kN	Mz kN-m
Story2	DIAFRAGMA 2	3500	0	0
Story1	DIAFRAGMA 1	1760	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms) 0,05

Fig. 4.3.3(c): Caso de carga en "x" con excentricidad +0,05.

Story	Diaphragm	Fx kN	Fy kN	Mz kN-m
Story2	DIAFRAGMA 2	0	3500	0
Story1	DIAFRAGMA 1	0	1760	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms) 0,05

Fig. 4.3.3(d): Caso de carga en "y" con excentricidad +0,05.

Diseño Estructural 2024	Página 33 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Se puede observar que hay 6 casos de carga diferentes ya que la misma distribución de fuerzas en altura se la aplica en 3 casos, una en el centro de masa y las otras dos con una excentricidad de $\pm 0,05$ de la longitud perpendicular al eje de aplicación. Estas se utilizarán para las diferentes condiciones de regularidad.

4.4 Condiciones de Regularidad

Según Inpres Cirsoc 103 se deben verificar 3 condiciones de regularidad y de no hacerlo se puede llegar al caso de tener que rediseñar el proyecto. Las 3 condiciones antes mencionadas son:

4.4.1 Regularidad en Planta

La regularidad en planta se evaluará a través de la Tabla 2.3 que tiene en cuenta la regularidad torsional, la trayectoria de las acciones horizontales hasta las fundaciones y la perpendicularidad de los elementos resistentes.

Tabla 2.3. Condiciones de regularidad en planta

CONDICIONES		Ver Sección
1a	Son estructuras torsionalmente regulares o con irregularidad torsional baja cuando en todos los niveles o masas se cumple: $\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,2$	
1b	Son estructuras con irregularidad torsional media cuando en algún nivel o masa se cumple: $1,2 < \Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,4$	
1c	Son estructuras con irregularidad torsional extrema cuando en algún nivel o masa se cumple: $\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \geq 1,4$	2.6.3- a)
2a	Son estructuras regulares cuando los elementos resistentes para acción sísmica son continuos en altura y el esfuerzo se mantiene en un único plano vertical	
2b	Son estructuras irregulares todos los casos no incluidos en 2a	2.6.3- b)
3a	Son estructuras regulares los sistemas formados por elementos perpendiculares o con doble simetría	3.2
3b	Son estructuras irregulares todos los casos no incluidos en 3a	3.2.
4a	Son estructuras regulares de esquinas entrantes cuando la proyección de la planta se extiende más allá de la esquina entrante una longitud menor al 15% de las dimensiones de la planta en las direcciones de análisis	
4b	Son estructuras irregulares de esquinas entrantes todas aquellas no incluidas en 4a	2.6.3. e)

Fig. 4.4.1(a): Tabla 2.3 Inpres-Cirsoc 103.

Diseño Estructural 2024	Página 34 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Siendo Δ_{bk} " la diferencia entre desplazamientos horizontales medidos en un borde de la construcción en la dirección analizada y Δ_{mk} " el promedio de la diferencia entre desplazamientos horizontales medidos en bordes opuestos de la construcción en la dirección analizada.

Se realiza una planilla para cada dirección considerando los peines de fuerzas cargados anteriormente:

RX1								
PISO	Ux [mm]		H [m]	Desplazamientos relativos de piso (Drift) [mm]			Regularidad	
	Derecho	Izquierdo		Derecho	Izquierdo	Δ_{mk}	Valor	Denominación
2	16.951	18.116	3.2	2.820	3.003	2.911	1.03	Irregularidad torsional baja
1	7.928	8.508		2.478	2.659	2.568	1.04	Irregularidad torsional baja

RX2								
PISO	Ux [mm]		H [m]	Drift			Regularidad	
	Derecho	Izquierdo		Derecho	Izquierdo	Δ_{mk}	Valor	Denominación
2	18.116	16.951	3.2	3.003	2.820	2.911	1.03	Irregularidad torsional baja
1	8.508	7.928		2.659	2.478	2.568	1.04	Irregularidad torsional baja

Fig. 4.4.1(b): Desplazamientos y condición para estado de carga Fx1 y Fx2.

RY1								
PISO	UY [mm]		H [m]	Drift			Regularidad	
	Derecho	Izquierdo		Derecho	Izquierdo	Δ_{mk}	Valor	Denominación
2	15.283	12.301	3.2	2.197	1.729	1.963	1.12	Irregularidad torsional baja
1	8.253	6.768		2.579	2.115	2.347	1.10	Irregularidad torsional baja

RY2								
PISO	UY [mm]		H [m]	Drift			Regularidad	
	Derecho	Izquierdo		Derecho	Izquierdo	Δ_{mk}	Valor	Denominación
2	12.301	15.283	3.2	1.729	2.197	1.963	1.12	Irregularidad torsional baja
1	6.768	8.253		2.115	2.579	2.347	1.1	Irregularidad torsional baja

Fig. 4.4.1(c): Desplazamientos y condición para estado de carga Fy1 y Fy2.

Dando por resultado regularidad torsional baja para todos los pisos en cualquier estado de carga.

4.4.2 Regularidad en Altura

Se obtiene la rigidez lateral de cada piso considerando la siguiente fórmula:

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta_i - \Delta_{i-1}}$$

Diseño Estructural 2024	Página 35 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Siendo V_i el corte en cada nivel considerado y $\Delta_i - \Delta_{i-1}$ la diferencia de los desplazamientos horizontales obtenidos por el estado de carga F_x en el centro de masa.

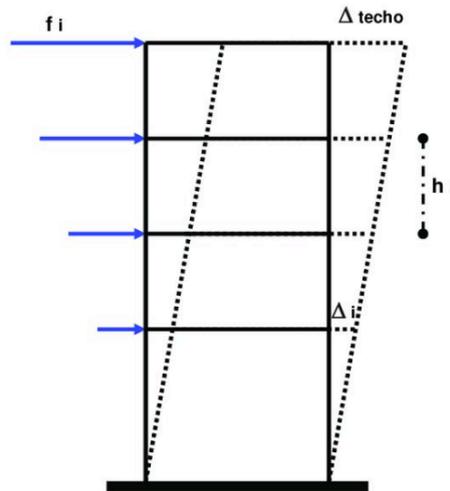


Fig. 4.4.2.(a): Representación gráfica de desplazamientos en altura.

Para el análisis de la regularidad se utiliza la “Tabla 2.4-Condiciones de regularidad en altura” de la Adenda Reglamento Inpres-Cirsoc 103 Parte 1:

Tabla 2.4. Condiciones de regularidad en altura

CONDICIONES		Ver Sección
1a	Irregularidad de Rigidez Leve por Piso Flexible: cuando en un piso la rigidez lateral es menor del 80 % de aquella del piso que está por encima o menos que el 80 % del promedio de rigidez de los tres pisos por encima.	
1b	Irregularidad de Rigidez Media por Piso Flexible: cuando en un piso la rigidez lateral es menor del 70 % de aquella del piso que está por encima o menos que el 75 % del promedio de rigidez de los tres pisos por encima.	
1c	Irregularidad de Rigidez Extrema por Piso Flexible: cuando en un piso la rigidez lateral es menor del 60 % de aquella del piso que está por encima o menos que el 70 % del promedio de rigidez de los tres pisos por encima.	2.6.3- a)
2	Irregularidad de Peso (o Masa): cuando la masa efectiva de cualquier piso es más del 150 % de la masa efectiva de los pisos adyacentes. Esto implica que la relación entre la masa Mayor y la menor es de 1.50 (o que la menor sobre la Mayor es de 0.67). Cuando el último nivel es más liviano que el piso por debajo, esta limitación no aplica (1). Tampoco aplica cuando el edificio tenga una transición, por mayores dimensiones hacia abajo o, por ejemplo, por existencia de basamento en niveles inferiores.	2.7.2.

Fig. 4.4.2.(b): Tabla 2.4 Adenda Inpres-Cirsoc.

Diseño Estructural 2024	Página 36 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

De esta manera se realiza una planilla para cada dirección “x” e “y” en las que se comparan las rigidez de un piso con el respectivo superior.

RX				
PISO	H [m]	Ux [mm]	k [kN/m]	(k/k-1)*100
2	6.4	17.533	189.0	-----
1	3.2	8.218	425.8	225.3

Fig. 4.4.2.(c): Desplazamientos y regularidad en altura para estado de carga Fx.

RY				
PISO	H [m]	Uy [mm]	k [kN/m]	(k/k-1)*100
2	6.4	13.792	280.3	-----
1	3.2	7.51	466.0	166.2

Fig. 4.4.2.(d): Desplazamientos y regularidad en altura para estado de carga Fy.

Donde se verifica que para todos los pisos de que la rigidez lateral es mayor del 80 % de aquella del piso que está por encima.

4.4.3 Distorsión de Piso

Por último, se analiza las deformaciones últimas del edificio; las cuales deben ser menores a cierto valor. utilizando las fórmulas de la sección 6.4 del reglamento tenemos:

Desplazamientos últimos:

$$d_u = C_d d_e / \gamma_r$$

Siendo:

- Cd : Factor de amplificación de deformaciones
- γ_r : Factor de riesgo

•	Cd x =	4	Cd y =	4	$\gamma_r =$	1.3
---	--------	---	--------	---	--------------	-----

Distorsión de Piso Horizontal:

Diseño Estructural 2024	Página 37 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

$$\theta_{sk} = (d_{ubk} - d_{ubk-1}) / h_{sk} = \Delta_{sk} / h_{sk}$$

Siendo:

- d_{ubk} : Desplazamiento último del piso “k”
- d_{ubk-1} : Desplazamiento último del piso inferior “k-1”
- h_{sk} : Altura del piso en análisis

En base a la Tabla 6.4 y considerando categoría “A” y condición “A” para la construcción, se realiza en análisis para el edificio:

Tabla 6.4. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk}

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

Fig. 4.4.3.(a): Tabla 6.4 Inpres-Cirsoc 103.

RX1									
PISO	U _x		U _{xu}		H [m]	Distorsión horizontal de piso θ_{sk}		CONTROL DE DEFORMACIONES	
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo		θ_{sk} Izquierdo	θ_{sk} Derecho	Valor	Denominación
2	0.0170	0.0181	0.052	0.056	3.2	0.00868	0.00924	0.009	< 0,01
1	0.0079	0.0085	0.024	0.026		0.00762	0.00818	0.008	

RX2									
PISO	U _x		U _{xu}		H [m]	Distorsión horizontal de piso θ_{sk}		CONTROL DE DEFORMACIONES	
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo		θ_{sk} Izquierdo	θ_{sk} Derecho	Valor	Denominación
2	0.0181	0.0170	0.056	0.052	3.2	0.00924	0.00868	0.009	< 0,01
1	0.0085	0.0079	0.026	0.024		0.00818	0.00762	0.008	

Fig. 4.4.3.(b): Desplazamientos últimos, distorsión de piso horizontal y condición de regularidad para dirección “x”.

RY1									
PISO	U _y		U _{yu}		H [m]	Distorsión horizontal de piso θ_{sk}		CONTROL DE DEFORMACIONES	
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo		θ_{sk} Izquierdo	θ_{sk} Derecho	Valor	Denominación
2	0.0153	0.0123	0.047	0.038	3.2	0.00676	0.00532	0.007	< 0,01
1	0.0083	0.0068	0.025	0.021		0.00794	0.00651	0.008	

RY2									
PISO	U _y		U _{yu}		H [m]	Distorsión horizontal de piso θ_{sk}		CONTROL DE DEFORMACIONES	
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo		θ_{sk} Izquierdo	θ_{sk} Derecho	Valor	Denominación
2	0.0123	0.0153	0.038	0.047	3.2	0.00532	0.00676	0.007	< 0,01
1	0.0068	0.0083	0.021	0.025		0.00651	0.00794	0.008	

Fig. 4.4.3.(c): Desplazamientos últimos, distorsión de piso horizontal y condición de regularidad para dirección “y”.

Diseño Estructural 2024	Página 38 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Así, se verifican las deformaciones últimas para la condición "D" en todos los pisos y en ambas direcciones. Siendo esta condición dependiente de que existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura. .

4.5 Análisis Modal Espectral

En este punto se realiza un análisis modal espectral, en la cual se obtienen la respuesta máxima de cada uno de los modos y la estructura en si para el espectro de diseño; obteniendo así los máximos de los desplazamientos, momentos, corte, etc.

Del espectro de diseño se crean los casos espectrales a utilizar. Donde el espectro de diseño está en unidades de g sin factor de escala, por lo que para cada dirección se calcula y aplica este factor:

$$C_m "x" = \frac{S_{am} * yr}{R} = \frac{9.81m/s^2 * 1}{7} = 1,822 m/s^2$$

$$C_m "y" = \frac{S_{am} * yr}{R} = \frac{9.81m/s^2 * 1}{7} = 1,822 m/s^2$$

Siendo así los casos espectrales para dirección:

Diseño Estructural 2024	Página 39 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

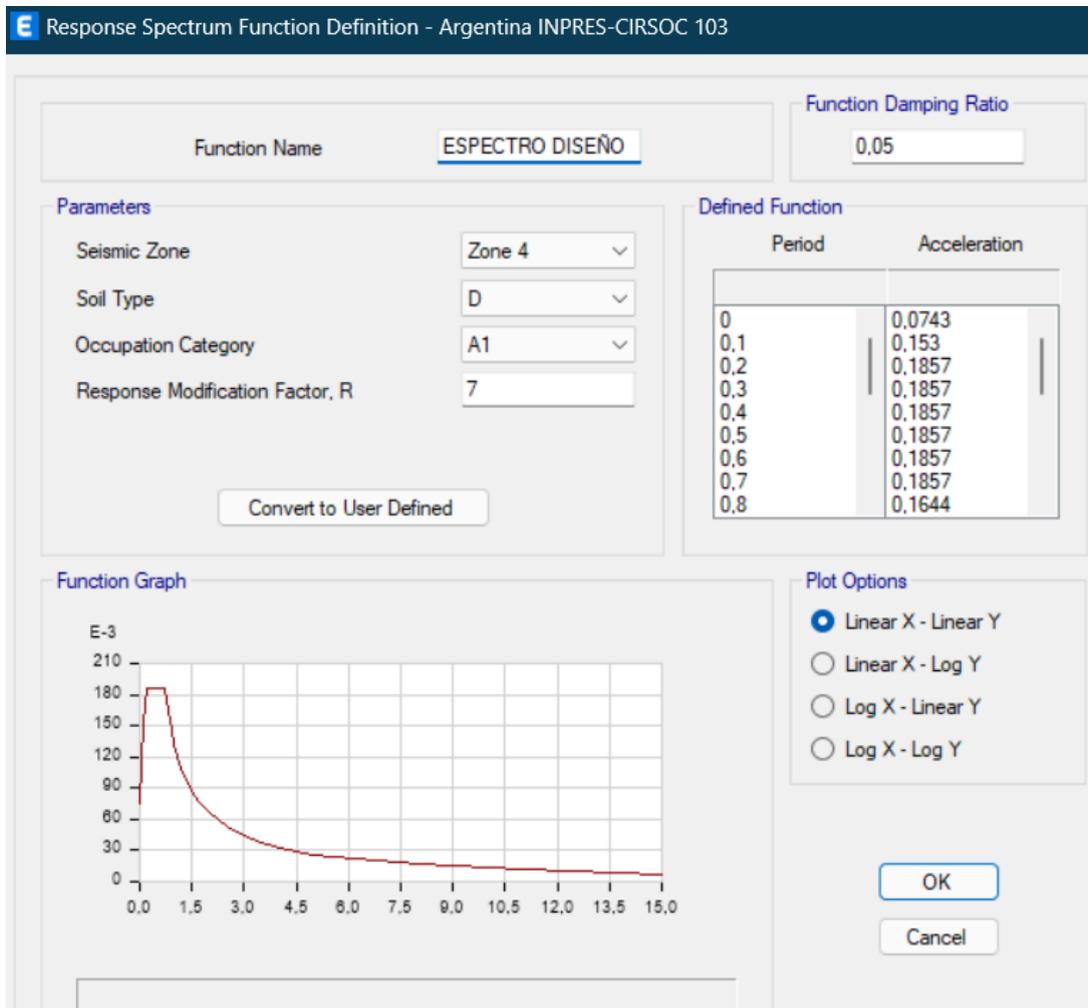


Fig. 4.5: Definición de espectro para dirección "x" e "y".

Además, se elige la combinación CQC para los parámetros últimos.

4.5.1 Corte Basal

Para cada uno de los casos explicados y cargados anteriormente se obtiene el cortante basal en la base:

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN
FX	LinStatic		-5260	0
FY	LinStatic		0	-5260

Diseño Estructural 2024	Página 40 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Fig. 4.5.1.(a): Cortante basal para sismo en "x" e "y".

Story	Output Case	Location	VX kN	VY kN
Story2	FX	Top	-3500	0
Story2	FX	Bottom	-3500	0
Story1	FX	Top	-5260	0
Story1	FX	Bottom	-5260	0

Fig. 4.5.1.(b): Cortante basal por nivel para sismo en "x".

Story	Output Case	Location	VX kN	VY kN
Story2	FY	Top	0	-3500
Story2	FY	Bottom	0	-3500
Story1	FY	Top	0	-5260
Story1	FY	Bottom	0	-5260

Fig. 4.5.1.(c): Cortante basal por nivel para sismo en "y".

4.6 Amortiguadores Sísmicos

Los amortiguadores sísmicos y los aisladores sísmicos son dispositivos utilizados para proteger estructuras durante un sismo, pero funcionan de manera diferente.

- Los amortiguadores están diseñados para disipar la energía generada por las vibraciones sísmicas, reduciendo la amplitud de los movimientos y disminuyendo las fuerzas internas en la estructura. Actúan como disipadores de energía, convirtiendo la energía cinética en calor o absorbiéndola mediante mecanismos como fluidos viscosos o fricción.
- En contraste, los aisladores sísmicos separan físicamente la estructura del suelo mediante materiales o sistemas flexibles, como elastómeros, deslizadores o rodamientos, permitiendo que la base del edificio se mueva independientemente del

Diseño Estructural 2024	Página 41 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

suelo. Esto reduce significativamente la transmisión de las aceleraciones del terreno hacia la superestructura.

En resumen, los amortiguadores controlan y reducen la energía transmitida, mientras que los aisladores limitan directamente la transmisión del movimiento sísmico al edificio.

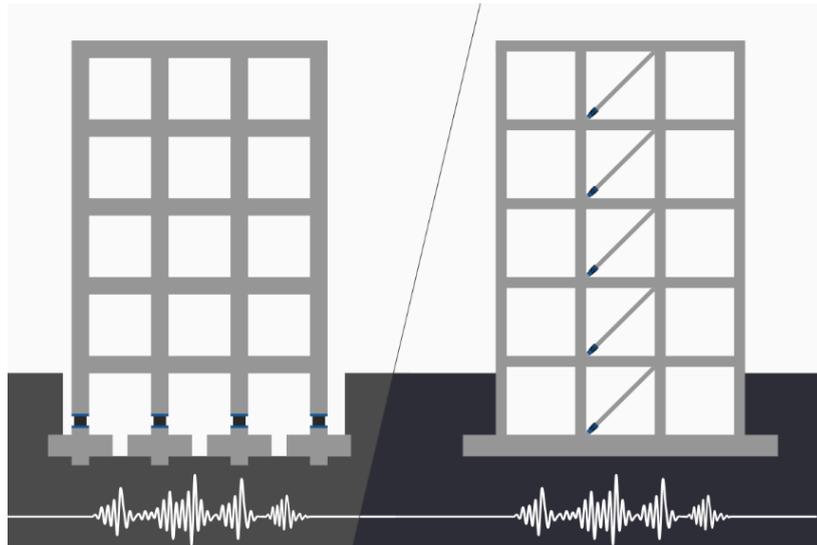


Fig 4.6: a la izquierda sistema con aisladores sísmicos; a la derecha sistema con amortiguadores

4.6.1 Alternativas

Para el edificio de estacionamiento se optó por el empleo de amortiguadores sísmicos, para los cuales se contemplaron distintas alternativas:

- Riostras de Pandeo Restringido
- Disipadores Viscosos
- Disipadores por Fricción

Existen diferencias importantes entre las opciones de amortiguadores sísmicos mencionados, debido a sus principios de funcionamiento, aplicación y beneficios específicos:

Riostras de Pandeo Restringido (BRBs)

Utilizan un núcleo metálico que resiste tracción y compresión. La camisa externa restringe el pandeo del núcleo bajo carga de compresión, asegurando un comportamiento simétrico en ambas fases.

Presentan las siguientes ventajas:

- Excelente capacidad de disipar energía.

Diseño Estructural 2024	Página 42 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

- Mantienen su capacidad de resistencia en ciclos sísmicos severos.
- Alta durabilidad en comparación con otros sistemas.

Son ideales para estructuras que requieren refuerzo o para mejorar la ductilidad en edificios nuevos o existentes.

Disipadores Viscosos

Utilizan un fluido viscoso en un cilindro cerrado. La energía sísmica se disipa mediante el movimiento relativo entre pistones, generando calor por fricción interna del fluido.

Presentan las siguientes ventajas:

- Responden rápidamente a movimientos sísmicos.
- Reducen tanto desplazamientos como aceleraciones.
- No requieren grandes modificaciones estructurales.

Son eficientes para rascacielos, puentes y estructuras flexibles o con requisitos estrictos de confort. Han sido usados en la Torre Mayor y Reforma 222 en Ciudad de México.

Disipadores por Fricción

Disipan energía mediante el movimiento controlado entre superficies en contacto que generan fricción, diseñados para activarse al alcanzar un nivel específico de carga.

Presentan las siguientes ventajas:

- Simplicidad en el diseño y bajo costo de mantenimiento.
- Excelente capacidad de disipar energía desde fases iniciales del sismo.

Para el proyecto se escoge la opción de riostras de pandeo restringido, las cuales presentarán un comportamiento histerético estable tanto en compresión como en tracción.

Diseño Estructural 2024	Página 43 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

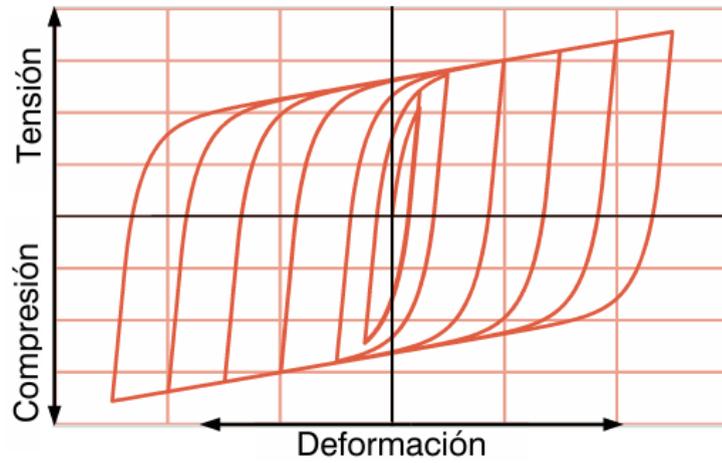
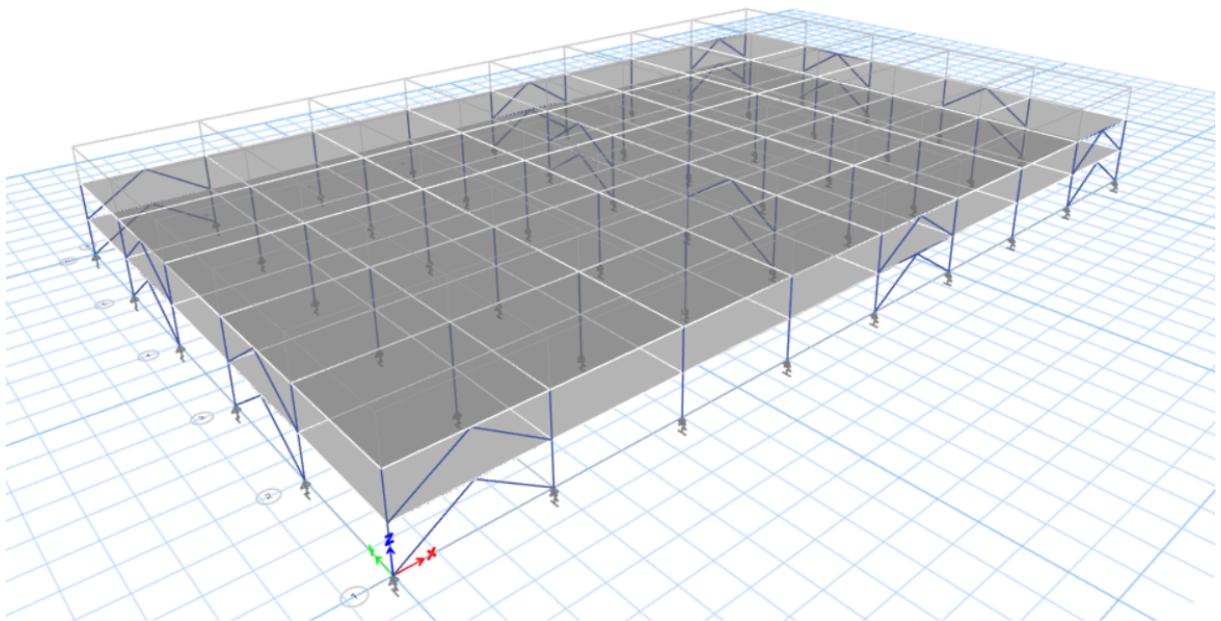


Fig 4.6: Curva de histéresis

5. **MODELACIÓN EN ETABS**

La modelación estructural es un paso fundamental en el diseño de edificaciones, pues permite evaluar el comportamiento de la estructura bajo diversas condiciones de carga y escenarios sísmicos. Este capítulo describe el proceso de modelación utilizando ETABS. A través de esta modelación, se pueden obtener resultados esenciales para la toma de decisiones en el diseño y construcción, garantizando la seguridad y optimización de los recursos estructurales.



Diseño Estructural 2024	Página 44 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

5.1. Elementos Estructurales

5.1.1. Materiales

Ya que el edificio en análisis es puramente conformado de acero, a excepción de la losa de Steel Deck, el único material a definir es el mencionado. Considerando que el acero con designación F24 es semejante al A36 incluido en el programa, se define el material como “Define > Material Properties > Add New Material.

Fig 5.1.1.a: Definición de Material

5.1.2. Sección Transversal de lo Elementos

Los elementos estructurales a cargar en el programa son las vigas principales, las vigas secundarias o correas, las columnas y las riostras de pandeo restringido, en representación de estas últimas se carga una sección adoptada que no es la real, pero se le otorga un comportamiento similar al real.

Respecto a las correas, se incluyen en el programa aquellas que cumplen la función de vigas secundarias entre columnas, las correas que sólo cumplen la función de apoyo de la chapa galvanizada no se modelan sino que se incluye su peso en la losa modelada.

Para la definición de los elementos se sigue el siguiente procedimiento “Define > Section Properties > Frame Sections > Add New Frame Sections”:

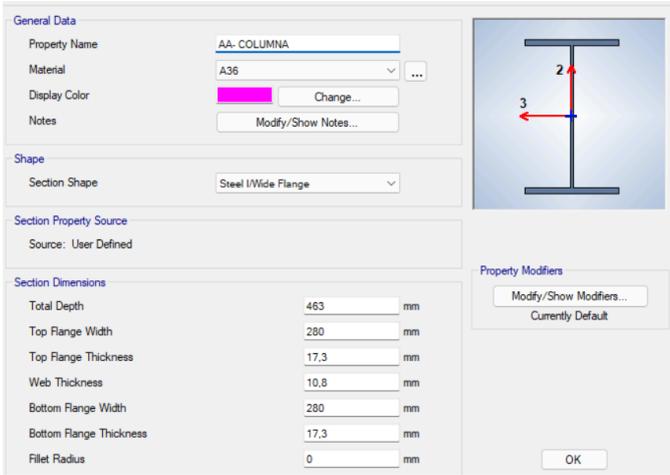


Fig 5.1.2.a: Sección Columna

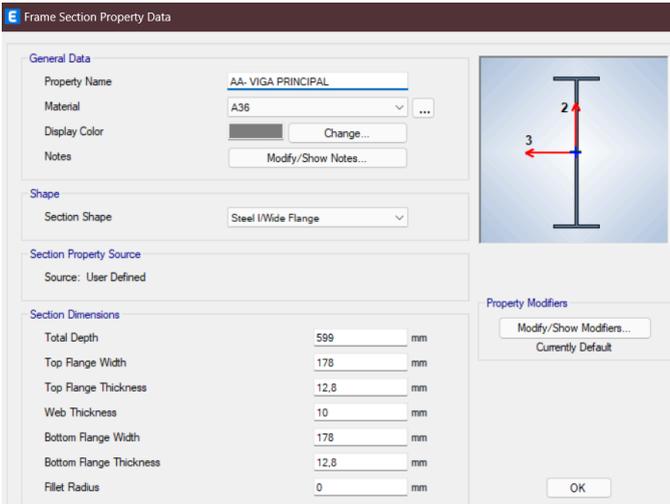


Fig 5.1.2.b: Sección Viga Principal

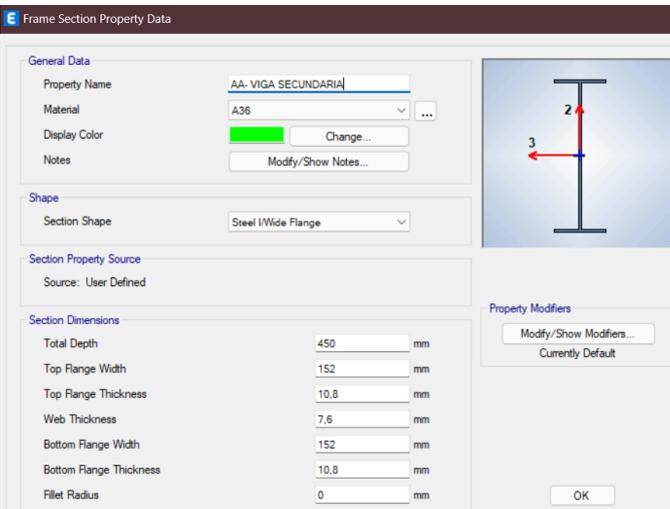


Fig 5.1.2.c: Sección Viga Secundaria/Correa

Diseño Estructural 2024	Página 46 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

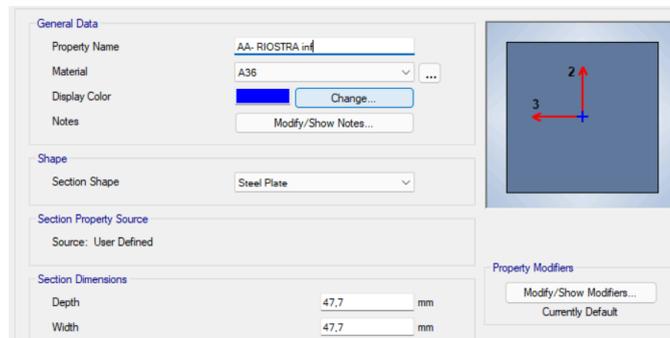


Fig 5.1.2.d: Sección Riostra Inferior

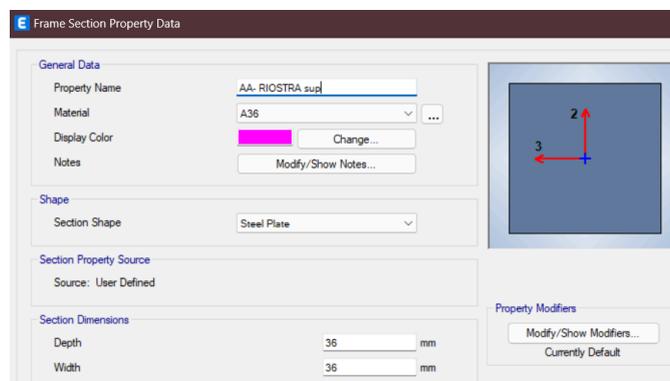


Fig 5.1.2.e: Sección Riostra Superior

5.1.3. Comportamiento No Lineal para Riostras

La hipótesis principal con respecto a la respuesta sísmica del edificio es que las riostras colocadas en la estructura van a poder estar en condiciones de desarrollar una respuesta dúctil, esto es gracias al conjunto del núcleo de acero de la riostra y su “encamisado” en hormigón para restringir el pandeo del elemento.

Esta condición se logra colocando una rótula plástica en la barra con respecto a los esfuerzos axiales siguiendo los siguientes pasos “Define > Section Properties > Frame Nonlinear Hinges > Add New Properties”.

Diseño Estructural 2024	Página 47 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

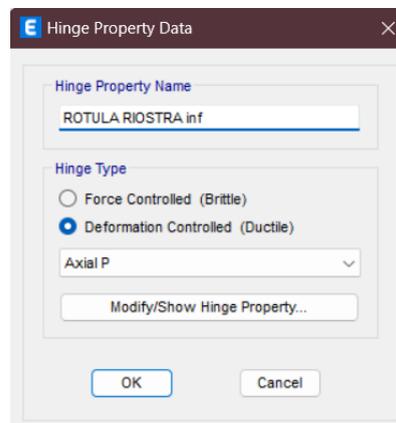


Fig 5.1.3.a: Asignación de Rótula Plástica

5.1.4. Comportamiento de los Elementos

No todos los elementos tienen la condición de ser estables por sí mismos sino que el comportamiento global de la estructura es lo que proporciona esa característica.

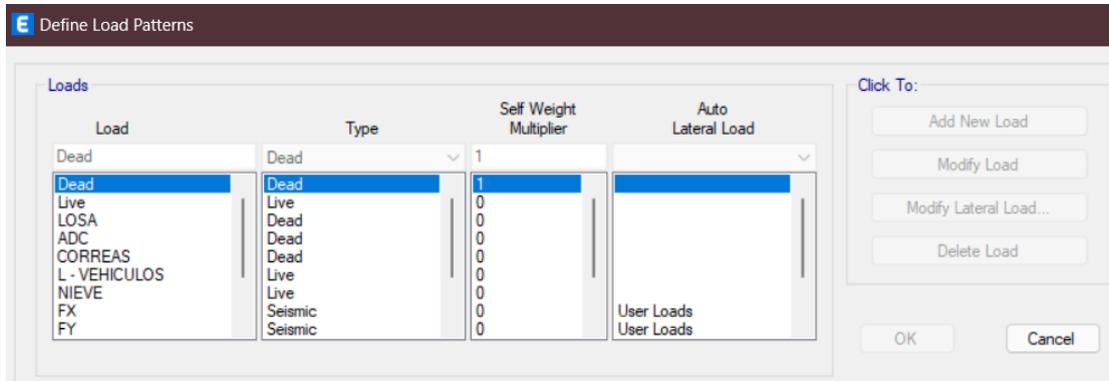
La condición de estos elementos es la siguiente:

- Viga Principal: Empotramiento Doble.
- Viga Secundaria/Correa: Simplemente Apoyada en ambos extremos.
- Riostra: Doblemente Articulada.
- Columna: Articulada en la Base.

5.2. Combinaciones de Carga

5.2.1. Casos de Carga

Las cargas a las que va a estar sometido el edificio en análisis son principalmente el peso propio de los elementos, carga adicional por elementos de revestimiento, acción de la nieve y la carga viva de los vehículos. Las mismas se cargan al programa como *“Define > Load Patterns > Add new Load”*, de esa manera definimos las correspondientes a nuestro caso:

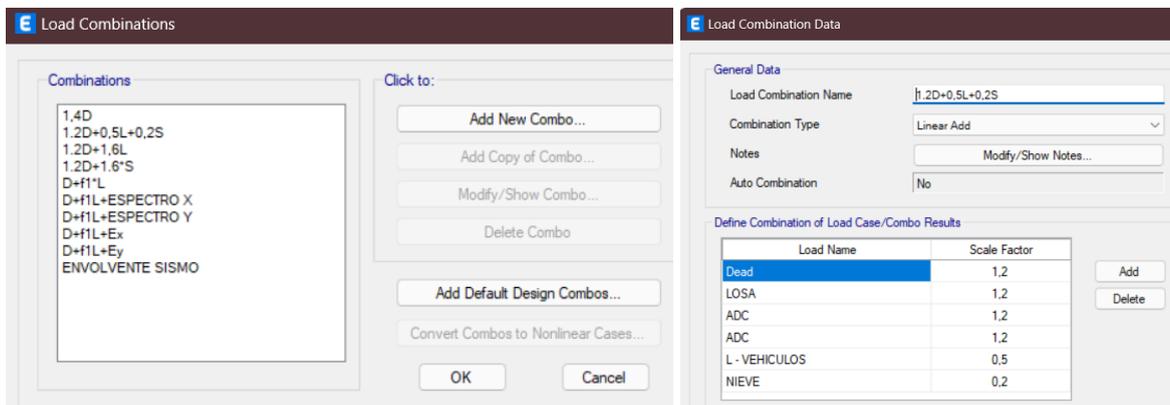


5.2.2. Combinaciones

Las combinaciones de carga son las correspondientes a la impuestas por el reglamento "CIRSOC 201", siendo estas:

- $U = 1,4 (D+F)$
- $U = 1,2 (D +F+T) + 1,6 (L+ H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$
- $U = 1,2 D + 1,6 W + f_1 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $U = 1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S$
- $U = 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H$
- $U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$

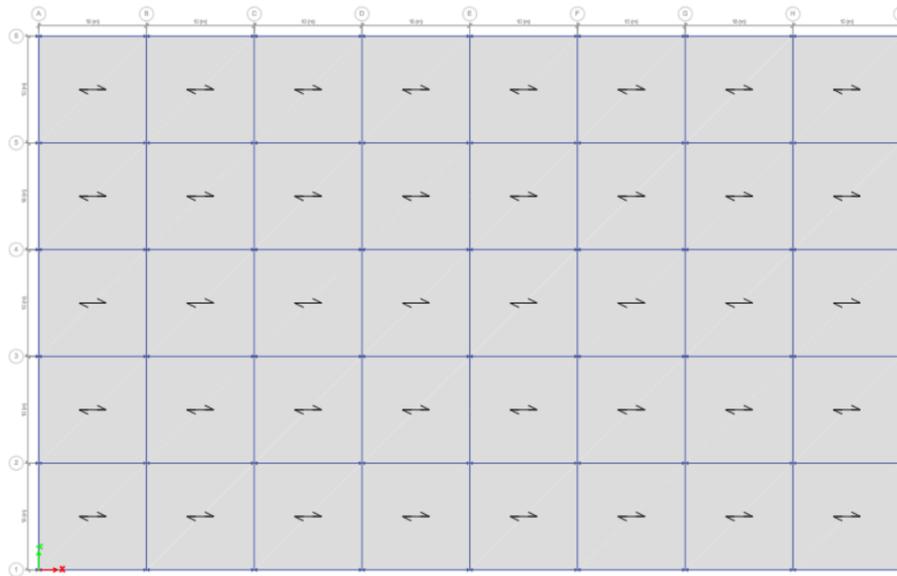
Tomando como criterio que las combinaciones posibles son bastantes, se seleccionan las que tienen mayor influencia sobre las solicitaciones finales en los elementos. Siguiendo los siguiente pasos se cargan las combinaciones al modelo "Define > Load Combinations > Add New Combo":



Diseño Estructural 2024	Página 49 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

5.2.3. Asignación a Elementos

Las cargas correspondiente a asignar son las antes mencionadas en los casos de carga y van a estar actuando en forma distribuida sobre las losas en los niveles 1 y 2, donde las losas están únicamente apoyadas sobre las vigas principales en un solo sentido.



Los pasos a seguir para la asignación de carga es “Assign > Shell Load > Uniform”, donde se coloca el caso de carga que le quiera asignar al elemento con su respectivo valor:



En este caso se observa las cargas correspondiente a una losa en el piso superior, la cual está sometida a la acción de la nieve, a diferencia del nivel inferior.

Una vez termina el modelado del edificio se corre el programa para obtener las solicitaciones tenidas en cuenta en el diseño.

Diseño Estructural 2024	Página 50 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

6. DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento de los elementos estructurales es un proceso crítico que garantiza la seguridad y funcionalidad del edificio de estacionamiento. Este apartado se enfoca en el diseño de correas, vigas, columnas y fundaciones, siguiendo las normativas establecidas en el reglamento argentino CIRSOC 301. Se considerarán tanto las cargas permanentes como las variables, incluyendo las solicitaciones sísmicas, para garantizar un diseño robusto y seguro.

En las secciones siguientes se determinará la resistencia nominal de los elementos frente a distintos estados límite, verificando que la menor de ellos resulte en una resistencia de diseño mayor a la máxima requerida según corresponda.

Todas las solicitaciones y deformaciones tenidas en cuenta en el dimensionamiento de los elementos se obtuvieron del modelo, excepto por las correas.

6.1. Correas

Dadas las características de las mismas, únicamente resisten esfuerzos de flexión. Las mismas fueron predimensionadas para el estado límite de plastificación y estados límites de servicio, por lo tanto se verificará su resistencia de diseño frente a los siguientes estados límites, según el procedimiento de cálculo presentado por la ref [1] en el capítulo F:

- Estados límites últimos
 - Pandeo lateral-torsional
 - Pandeo local del ala y pandeo local del alma
 - Fluencia por corte
 - Pandeo local del alma por corte

6.1.1. Solicitaciones

El siguiente esquema representa los esfuerzos que solicitan a las correas.

Diseño Estructural 2024	Página 51 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

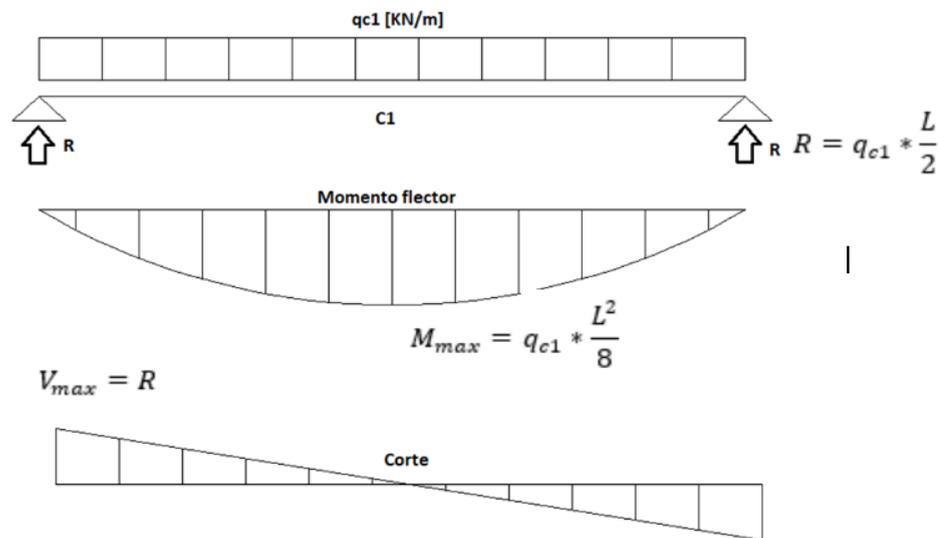


Fig. 6.1.1: Esfuerzos sobre correas de losa

6.1.2. Pandeo lateral-torsional

Según las especificaciones del artículo F.1.2. de la ref [1] se tiene que

$$M_d = 0.9 \cdot M_n \geq M_u$$

Siendo M_n la resistencia nominal a la flexión, determinada según las especificaciones del reglamento. Para el perfil **W18x46** en particular se tiene:

- Distancia entre puntos de arriostamiento L_b
- Longitud lateralmente no arriestrada límite $L_r = 359\text{cm}$ (para carga en el ala superior)
- Longitud lateralmente no arriestrada límite $L_p = 152\text{cm}$ (para carga en el ala superior)

Las correas se ven solicitadas por momento positivo en toda su longitud, sólo el ala superior se comprime, la cual está unida a la losa por conectores de corte; suponiendo que los mismos se encuentran separados por 40cm. Si el sistema compuesto se comporta como una unidad rígida y que la conexión entre correa y hormigón es efectiva, se vería restringida la torsión de la sección, por lo que podría considerarse $L_b=0,4\text{m}$.

Dado que se trata de una sección doblemente simétrica para la cual $L_b < L_r$, se dará la plastificación primero. Según el apartado F.1.2.(a) se determina M_n según:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Siendo M_r el momento límite de pandeo lateral-torsional, determinado según la ecuación (F.1.7.a) del reglamento.

Diseño Estructural 2024	Página 52 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

$$L_r = 1,28 \frac{r_y X_1}{F_L}$$

$$M_r = F_L S_x (10^{-3})$$

Los cálculos resultan:

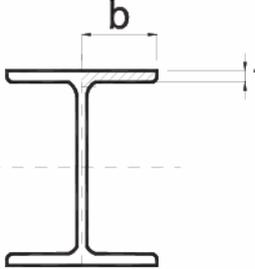
DISEÑO A FLEXIÓN				
Pandeo lateral-torsional				
E	210000 [MPa]		Mr	220.76 [kNm]
G	80769.23 [MPa]		Mp	356.64 [kNm]
J	50.8 [cm ⁴]		Mn	1118.41 [kNm]
A	87.1 [cm ²]		Md	320.98 [kNm]
Sx	1291 [cm ³]		Mu	225.61 [kNm]
Cb	2.6			
ry	3.28 [cm]			
X1	14906.72			
FL	171			
Lb	40 [cm]			
Lp	152 [cm]			
Lr	359.00 [cm]			

Resulta entonces $M_n > M_p = 356.64$, por lo tanto el diseño lo gobierna la plastificación.

$$M_d = 0.9 * M_p = 320,98 > 225.61 = M_u$$

6.1.3. Pandeo local del ala

El ala de las correas se corresponde al caso 1 de la Tabla B.5.1. de la ref [1].



Relación ancho/espesor	λ_{pp} (j)	λ_p	λ_r
b/t	$0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (a)	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (b)	$0,83 \sqrt{\frac{E}{F_L}}$ (c)

Resulta para la sección:

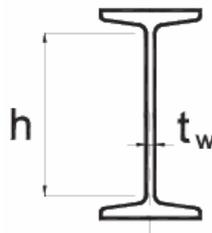
Diseño Estructural 2024	Página 53 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

DISEÑO A FLEXIÓN	
Pandeo local del ala	
b	95.00
t	14.50
b/t	6.55
λ_{pp}	8.87
λ_p	11.24
λ_r	24.55

Dado que la sección es compacta según el artículo 5.2.1 de la ref [1], y como resulta $\frac{b}{t} < \lambda_p$, se concluye que no habrá pandeo local del ala antes que se dé la plastificación de la sección.

6.1.4. Pandeo local del alma

El alma de las correas se corresponde al caso 9 de la Tabla B.5.1. de la ref [1].



Relación ancho/espesor	λ_{pp} (j)	λ_p	λ_r
h/t_w	$3,06 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (l)	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (e) (k)	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (f)

Resulta para la sección:

DISEÑO A FLEXIÓN	
Pandeo local del alma	
h	394.00
tw	9.00
h/tw	43.78
λ_{pp}	90.52
λ_p	111.22
λ_r	168.61

Dado que la sección es compacta según el artículo 5.2.1 de la ref [1], y como resulta $\frac{h}{t_w} < \lambda_p$, se concluye que no habrá pandeo local del ala antes que se dé la plastificación de la sección.

Diseño Estructural 2024	Página 54 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

6.1.5. Fluencia por corte

En la sección F.2. de la ref [1] se dan los lineamientos para determinar la resistencia de diseño al corte de almas no rigidizadas. Para el caso resulta:

$$Vd = 0.9 \cdot Vn \geq Vu$$

Siendo

$$Vn = 0,6F_{yw}A_w(10^{-1}) \text{ para } h/t_w \leq 2,45\sqrt{E/F_{yw}}$$

y $Vu = \frac{qL}{2}$, siendo q la carga lineal obtenida de la combinación de acciones 1,2D+1,6L.

Se presentan los resultados a continuación:

DISEÑO A FLEXIÓN	
Resistencia a corte	
h/tw	43.78
cond.	72.47
Fyw	240.00 [MPa]
Aw	3546.00 [cm2]
Vn	51062.40 [kN]
Vd	45956.16 [kN]
Vu	90.24 [kN]

La sección resiste al corte. ($Vd \gg Vu$)

6.1.6. Pandeo local del alma por corte

Según las disposiciones de la sección A-F.2.3. (apéndice F) de la ref [1], no se requieren rigidizadores transversales cuando $h/t_w \leq 2,45\sqrt{E/F_{yw}}$, que es el caso.

6.1.7. Sección adoptada

Se diseñan las correas de la losa con perfiles W18x46

6.2. Vigas

Las vigas fueron predimensionadas para el estado límite de plastificación y estados límites de servicio, por lo tanto se verificará su resistencia de diseño frente a los siguientes estados límites, según el procedimiento de cálculo presentado por la ref [1] en el capítulo F:

Diseño Estructural 2024	Página 55 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

- Estados límites últimos
 - Pandeo lateral-torsional
 - Pandeo local del ala y pandeo local del alma
 - Fluencia por corte
 - Pandeo local del alma por corte

6.2.1. Solicitaciones

Del análisis de cargas resultan los siguientes esfuerzos máximos:

- $M^+ = 425,16 \text{ kNm}$
- $M^- = 670,25 \text{ kNm}$
- $V^+ = 404,84 \text{ kN}$
- $V^- = 404,84 \text{ kN}$

6.2.2. Plastificación

La resistencia de diseño para la plastificación ya no supera la sollicitación según los nuevos valores, por lo que se redimensiona para el perfil **W24x76**. La verificación:

Perfil	ELU: Plastificación				ELS: flecha máxima			
	Mu [kNm]	Zxreq [cm ³]	Zx [cm ³]	Pp [kg/m]	q [N/m]	I [cm ⁴]	f _{máx} [cm]	f(L) [cm]
W24x68	670.25	3103.0	2900	101.2	72.38	76170	1.18	0.78
W24x76	670.25	3103.0	3277	113.1	72.50	87409	1.03	0.68
W21x73	681.11	3153.29	2819	108.6	72.46	66597	1.35	0.89

6.2.3. Pandeo lateral-torsional

Según las especificaciones del artículo F.1.2. de la ref [1] se tiene que

$$M_d = 0.9 \cdot M_n \geq M_u$$

Siendo M_n la resistencia nominal a la flexión, determinada según las especificaciones del reglamento. Para el perfil **W24x76** en particular se tiene:

- Distancia entre puntos de arriostamiento $L_b = 10\text{m} = 1000\text{cm}$, ya que las alas inferiores de la viga, las cuales se comprimen frente al esfuerzo $M^- = 670,25 \text{ kNm}$ no se encuentran arriostradas.
- Longitud lateralmente no arriostrada límite $L_r = 456\text{cm}$ (para carga en el ala superior)
- Longitud lateralmente no arriostrada límite $L_p = 226\text{cm}$ (para carga en el ala superior)

Diseño Estructural 2024	Página 56 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Dado que se trata de una sección doblemente simétrica para la cual $L_r < L_b$, se dará el pandeo elástico, según el apartado F.1.2.(b) se determina $M_n = M_{cr} \leq M_p$, siendo M_{cr} el momento crítico elástico determinado según:

$$M_{cr} = \frac{(10^{-3}) 1,28 C_b S_x X_1}{L_b / r_y}$$

[Caso (2)(a)]

Siendo

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

- G: módulo de elasticidad transversal del acero (G=80769MPa)
- J: módulo de torsión para la sección
- A: área de la sección transversal
- Sx: módulo resistente elástico de la sección con respecto al eje principal de mayor inercia
- Cb: coeficiente de flexión dependiente del diagrama de momento flexor (para correa simplemente apoyada de longitud de 10m soportando una carga lineal uniforme de 17,91kN resulta Cb=2,6)
- ry: radio de giro de la sección con respecto al eje principal de menor inercia

A continuación se presenta las características del perfil.

DISEÑO A FLEXIÓN	
Pandeo lateral-torsional	
E	210000 [MPa]
G	80769.23 [MPa]
J	112 [cm ⁴]
A	144.5 [cm ²]
Sx	2884 [cm ³]
Cb	1.32
ry	4.88 [cm]
X1	12761.90
Lb	1000 [cm]
Lp	226 [cm]
Lr	456 [cm]

Resulta entonces $M_{cr} = 303,47 < M_p = 786,48$, por lo tanto

Diseño Estructural 2024	Página 57 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

$$M_n = 303,47 \rightarrow M_d = 0,9 * M_n = 273 < 670,25 = M_u$$

Se impedirá el desplazamiento lateral de ambas alas arriostrado las mismas, de tal manera que se disminuya la longitud entre puntos de arriostramiento a 2,5m (coincidente con la separación entre correas).

Ahora $L_b < L_r$, según los lineamientos del artículo F.1.2.(a). de la ref [1] se tiene:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Siendo M_r el momento límite de pandeo lateral-torsional, determinado según la ecuación (F.1.7.a) del reglamento.

$$L_r = 1,28 \frac{r_y X_1}{F_L}$$

$$M_r = F_L S_x (10^{-3})$$

Los cálculos resultan:

DISEÑO A FLEXIÓN			
Pandeo lateral-torsional			
E	210000 [MPa]	Mr	493.16 [kNm]
G	80769.23 [MPa]	Mp	786.48 [kNm]
J	112 [cm ⁴]	Mn	997.75 [kNm]
A	144.5 [cm ²]	Md	707.83 [kNm]
Sx	2884 [cm ³]	Mu	670.25 [kNm]
Cb	1.32		
ry	4.88 [cm]		
X1	12761.90		
FL	171		
Lb	250 [cm]		
Lp	226 [cm]		
Lr	456.00 [cm]		

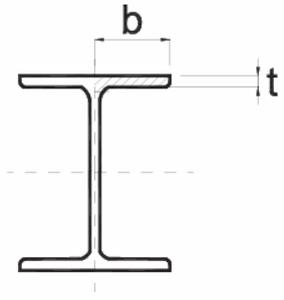
Resulta entonces $M_n = 997,75 > M_p = 786,48$, por lo tanto

$$M_d = 0,9 * M_n = 707,83 > 670,25 = M_u$$

Diseño Estructural 2024	Página 58 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

6.2.4. Pandeo local del ala

El ala de las correas se corresponde al caso 1 de la Tabla B.5.1. de la ref [1].



Relación ancho/ espesor	λ_{pp} (j)	λ_p	λ_r
b/t	$0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (a)	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (b)	$0,83 \sqrt{\frac{E}{F_L}}$ (c)

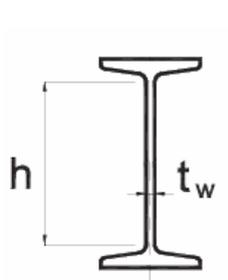
Resulta para la sección:

DISEÑO A FLEXIÓN	
Pandeo local del ala	
b	114.00
t	17.30
b/t	6.59
λ_{pp}	8.87
λ_p	11.24
λ_r	24.55

Dado que la sección es compacta según el artículo 5.2.1 de la ref [1], y como resulta $\frac{b}{t} < \lambda_p$, se concluye que no habrá pandeo local del ala antes que se dé la plastificación de la sección.

6.2.5. Pandeo local del alma

El alma de las correas se corresponde al caso 9 de la Tabla B.5.1. de la ref [1].



Relación ancho/ espesor	λ_{pp} (j)	λ_p	λ_r
h/t _w	$3,06 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (l)	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (e) (k)	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (f)

Resulta para la sección:

Diseño Estructural 2024	Página 59 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

DISEÑO A FLEXIÓN	
Pandeo local del alma	
h	608.00
tw	11.20
h/tw	54.29
λ_{pp}	90.52
λ_p	111.22
λ_r	168.61

Dado que la sección es compacta según el artículo 5.2.1 de la ref [1], y como resulta $\frac{h}{tw} < \lambda_p$, se concluye que no habrá pandeo local del ala antes que se dé la plastificación de la sección.

6.2.6. Fluencia por corte

En la sección F.2. de la ref [1] se dan los lineamientos para determinar la resistencia de diseño al corte de almas no rigidizadas. Para el caso resulta:

$$V_d = 0.9 \cdot V_n \geq V_u$$

Siendo

$$V_n = 0,6 F_{yw} A_w (10^{-1}) \text{ para } h/t_w \leq 2,45 \sqrt{E/F_{yw}}$$

Se presentan los resultados a continuación:

DISEÑO A FLEXIÓN	
Resistencia a corte	
h/tw	54.29
cond.	72.47
F_{yw}	240.00 [MPa]
A_w	6809.60 [cm ²]
V_n	98058.24 [kN]
V_d	88252.42 [kN]
V_u	404.84 [kN]

La sección resiste al corte. ($V_d \gg V_u$)

6.2.7. Pandeo local del alma por corte

Según las disposiciones de la sección A-F.2.3. (apéndice F) de la ref [1], no se requieren rigidizadores transversales cuando $h/t_w \leq 2,45 \sqrt{E/F_{yw}}$, que es el caso.

Diseño Estructural 2024	Página 60 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

6.2.8. Sección adoptada

Se diseñan las vigas principales con perfiles W24x76

6.3. Columnas

El predimensionamiento se realizó a partir del ELU de pandeo flexional, además de verificarse la esbeltez límite $kL/r < 200$, por lo tanto en este apartado se verificará su resistencia de diseño frente a los siguientes estados límites, según el procedimiento de cálculo presentado por la ref [1] en el capítulo E:

- Estados límites últimos
 - Pandeo torsional o flexo-torsional
 - Pandeo local o abollamiento

6.3.1. Solicitaciones

Del modelo se obtiene el máximo esfuerzo a la compresión:

$$\text{➤ } N^- = 1622,51 \text{ kN}$$

6.3.2. Pandeo torsional o flexo-torsional

La resistencia de diseño será $P_d = 0.85 \cdot P_n$, siendo $P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1})$ la resistencia nominal a compresión, A_g la sección bruta de la sección transversal y F_{cr} obtenida según el apartado A-E.3. de la ref [1].

Para $\lambda_e \sqrt{Q} \leq 1,5$

$$F_{cr} = Q \left(0,658^{Q \cdot \lambda_e^2} \right) F_y$$

Para $\lambda_e \sqrt{Q} > 1,5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_e^2} \right) F_y$$

con
$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Diseño Estructural 2024	Página 61 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

a) Para secciones doblemente simétricas

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L)^2} + G J \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

Se presentan los resultados a continuación:

DISEÑO A COMPRESIÓN			
Pn=Fcr*Ag*(10^ Pd=0.85*Pn		λeraiz/Q)	0.76
Ag	143.9 [cm2]	λc<1.5	188.10
Pc	113.1 [Kg/m]		
k	2	Fcr	188.10 [MPa]
r	6.63 cm	Pn	2706.72 [kN]
Fy	240 [MPa]	Pd	2300.71 [kN]
E	210000 [MPa]	Pu	1620.00 [kN]
G	80769.23 [MPa]		
J	118 [cm4]		
Ix	55359 [cm4]		
Iy	6327 [cm4]		
Cw	3141870 [cm6]		
L	320 [cm]		
Q	1		
Fe	412.23		

6.3.3. Pandeo local o abollamiento

No se produce para la sección compacta.

6.3.4. Tracción

La

6.3.5. Sección adoptada

Se diseñan las vigas principales con perfiles W18x76

6.4. Uniones

Para el diseño de la uniones se consideran todas las uniones apernadas con el siguiente dimensionamiento de los bulones a corte, realizado para conocer la cantidad de pernos necesarios en dicha unión. Se siguen los lineamientos de la ref [1].

Diseño Estructural 2024	Página 62 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Valores Generales		
-------------------	--	--

Fy	240	Mpa
Fu	370	Mpa

d	2	cm
t	1.283	cm
Lc	6	cm

Rn cal	427	kN
Rn <	285	kN
Rn adop	285	kN

Viga Empotrada		
----------------	--	--

Mu	670	kN m
h platina	0.6094	m
V por Mu	1099	kN
Vu	404	kN

Bolunes Necesarios		
--------------------	--	--

Esfuerzo	Momento	Corte
N° cal	5.15	1.89
N° adop	6	2

Siendo 6 la cantidad de pernos en cada platina para la unión a momento y 2 para la unión a corte.

Diseño Estructural 2024	Página 63 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Valores Generales		
-------------------	--	--

Fy	240	Mpa
Fu	370	Mpa

d	0.8	cm
t	1	cm
Lc	6	cm

Rn cal	333	kN
Rn <	89	kN
Rn adop	89	kN

Viga Simplemente Apoyada		
--------------------------	--	--

Vu	90.24	kN
----	-------	----

Bolunes Necesarios		
--------------------	--	--

Esfuerzo	Momento	Corte
N° cal	/////	1.36
N° adop	/////	2

Siendo 2 la cantidad de pernos para la unión a corte.

Valores Generales		
-------------------	--	--

Fy	240	Mpa
Fu	370	Mpa

d	1.2	cm
t	1.208	cm
Lc	6	cm

Rn cal	402	kN
Rn <	161	kN
Rn adop	161	kN

Riostra		
---------	--	--

Vu = N	680	kN
--------	-----	----

Bolunes Necesarios		
--------------------	--	--

Esfuerzo	Momento	Corte
N° cal	/////	2.39
N° adop	/////	4

Diseño Estructural 2024	Página 64 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Siendo 4 la cantidad de pernos para la unión a tracción/compresión.

6.4.1. *Viga - Columna*

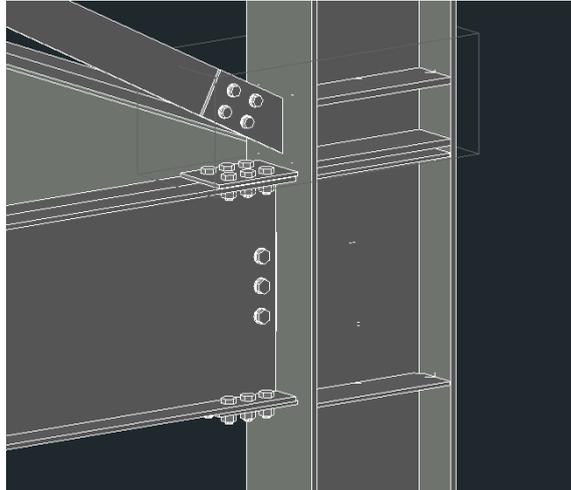


Fig 6.4.1.1. Unión Viga-Columna (Empotramiento)

6.4.2. *Correa - Columna*

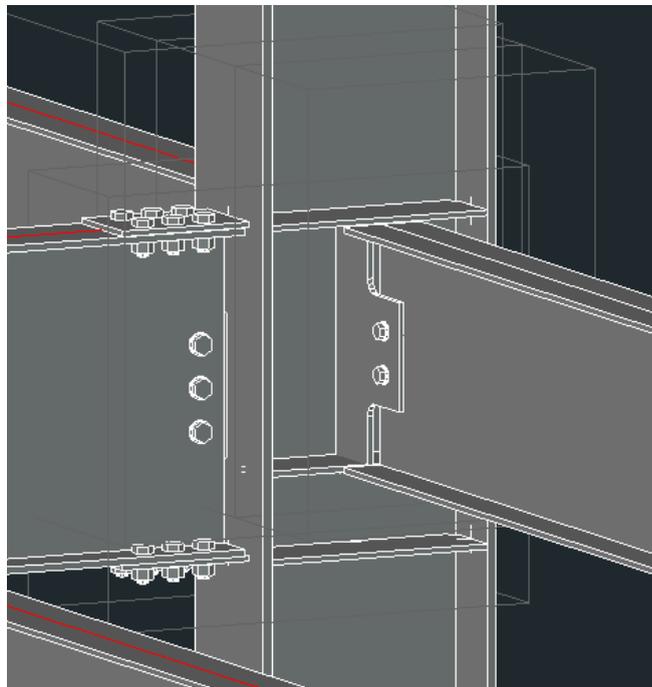


Fig 6.4.2.1. Unión Correa-Columna (Apoyo doble/Articulación)

6.4.3. *Correa Viga*

Diseño Estructural 2024	Página 65 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

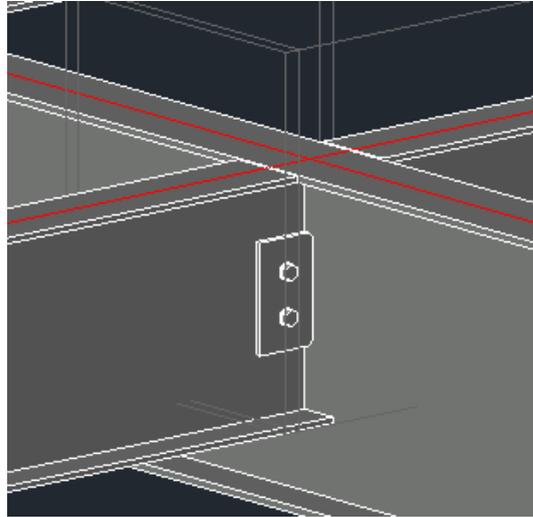


Fig 6.4.3.1. Unión Correa-Viga (Apoyo doble/Articulación)

6.4.4. *Columna - Fundación*

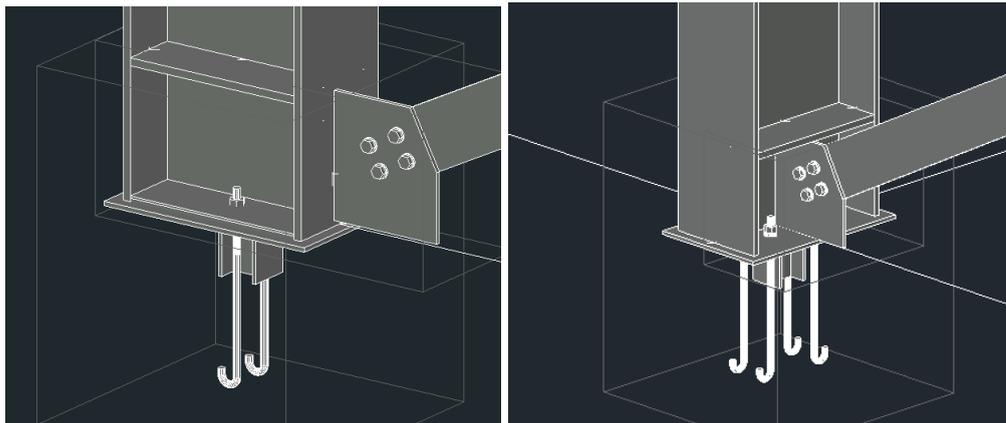


Fig 6.4.4.1 y 2. Unión Columna-Fundación (Apoyo Doble/Articulación)

6.4.5. *Riostra*

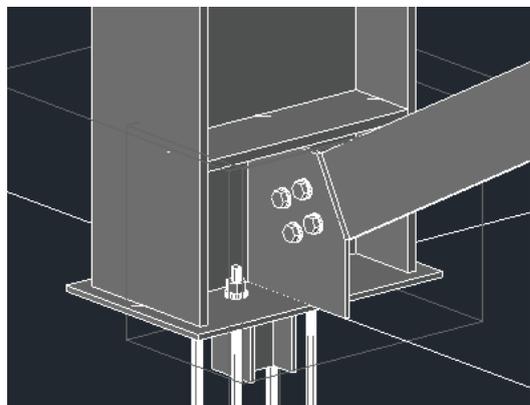


Fig 6.4.5.1. Unión Riostra.

Diseño Estructural 2024	Página 66 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

6.5. Fundaciones

El diseño de las fundaciones de un edificio de estacionamiento es un componente crítico que garantiza la seguridad y durabilidad de la estructura. Este documento presenta una visión general de los principios de ingeniería aplicados en la creación de una base sólida para el estacionamiento, considerando factores como la carga estructural y las condiciones del suelo.

Se obtuvo acceso al estudio de suelos realizado para la construcción de un edificio ubicado en Calle Belgrano N°473; dado que el mismo se encuentra a 1Km de distancia aproximadamente, se considera como hipótesis que las características del suelo en la zona de emplazamiento del estacionamiento son las mismas, por lo tanto se diseñan las fundaciones en base a los resultados obtenidos en dicho estudio.

6.5.1. Características del Suelo

Se presentan a continuación los resultados de los ensayos realizados en el sitio, y las conclusiones respecto a dichos resultados.

6.5.1.1. Ensayo SPT

PROF. [m]	NÚMERO DE GOLPES N	
	P-1	P-2
1.00	-	5
2.00	4	4
3.00	5	5
4.00	5	5
5.00	4	5
6.00	4	4
7.00	20	5
8.00	6	14
9.00	7	6
10.00	7	6
11.00	23	20
12.00	34	31
13.00	>50	>50
14.00	>50	>50
15.00	>50	>50

Fig 3.3.1.1. N es el número de golpes para los últimos 30cm

Diseño Estructural 2024	Página 67 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Los registros en los suelos finos son en general bajos ($N = 4-5-6-7$). Puede definirse cualitativamente su consistencia como blanda a medianamente blanda, con escaso poder portante y sujetos a sufrir asentamiento.

En cambio, en los horizontes granulares más profundos los valores del ensayo son elevados y aumentan progresivamente ($N=20-23-31-34->50$), demostrando que en profundidad son densos, resistentes y evidentemente los más aptos para soportar las cargas de las estructuras.

6.5.1.2. Parámetros Geotécnicos

Se presentan los parámetros geotécnicos de los suelos investigados, descartando las lentejas granulares que se intercalan en el limo **ML**:

- Entre **1,00-1,70/10,00-11,00 m**:
 - **ML:** $\gamma = 1,52 \text{ Tn/m}^3$ $\varphi = 10^\circ$ $E_o = 400 \text{ Tn/m}^2$
 $K_s = 2,00 \text{ Kg/cm}^3$

- Entre **10,00/11,00-12,50/12,70 m**:
 - **SP-SM:** $\gamma = 1,72 \text{ Tn/m}^3$ $\varphi = 25^\circ$ $E_o = 800 \text{ Tn/m}^2$
 $K_s = 6,00 \text{ Kg/cm}^3$

- A partir de **12,50/12,70 m**:
 - **GW:** $\gamma = 2,17 \text{ Tn/m}^3$ $\varphi = 40^\circ$ $E_o = 2.000 \text{ Tn/m}^2$
 $K_s = 10,00 \text{ Kg/cm}^3$

6.5.1.3. Conclusiones

- Aparece una secuencia de suelos finos inorgánicos y arenosos. Se define a partir de 12,50-12,70 m el suelo granular mezcla de grava y arena bien graduada con rodados de hasta 20-30 cm tipo GW.
- Los suelos finos poseen contenido de humedad natural bajo y no están afectados por sales agresivas.

Diseño Estructural 2024	Página 68 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

- Los valores del ensayo de penetración S.P.T. son pequeños en los estratos finos y aumentan sustancialmente en el horizonte GW de gravas con arena.
- Para este edificio es conveniente el tipo de fundación indirecta.

6.5.2. Tipo de Fundación

En función de la caracterización de los suelos y los resultados del S.P.T., con los horizontes de suelos finos de escaso poder portante hasta que aparece el estrato granular denso más profundo, es recomendable para este edificio el tipo de fundación indirecta diseñando columnas que descarguen en pozos romanos (conformando en su extremo la llamada pata de elefante) empotrados en el granular **GW**.

6.5.3. Modelación de fundaciones

Como se mencionó, la profundidad del suelo portante obliga a fundar con pilas. En el documento COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS FUNDADOS SOBRE PILAS DE HORMIGÓN ARMADO. ASPECTOS ESTRUCTURALES (2001, Francisco J. Crisafulli, Leonardo Grippi) [3] se menciona, *“la presencia de los cilindros de fundación disminuye la rigidez global de la estructura y también puede variar la rigidez lateral relativa entre los distintos elementos resistentes. Como consecuencia, el período de vibración, y por lo tanto las fuerzas sísmicas, pueden modificarse, al igual que la distribución de fuerzas laterales entre los distintos elementos resistentes que conforman la estructura.”*

Por ello, se considerará el efecto de las pilas sobre la estructura y su respuesta sísmica, añadiendo al modelo resortes cuya rigidez está asociada a las características de las pilas, para representar las modificaciones que presenta este tipo de fundación sobre la estructura. La rigidez de los resortes es obtenida según se describe en el documento anteriormente mencionado.

6.5.3.1. Modelo considerado

Partiendo del modelo propuesto por Winkler en 1867, el cual permite representar una viga sobre un apoyo elástico continuo mediante la resolución de una ecuación diferencial de cuarto orden (Belluzzi, 1971), podría aplicarse al caso de pilotes y cilindros de fundación (Pender, 1993)

Diseño Estructural 2024	Página 69 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

considerando, al imponer las condiciones de borde para resolver la ecuación diferencial, que en el extremo superior actúan una fuerza horizontal, H , y un momento flector, M (ver Figura 3.3.3.1(a)), donde el comportamiento elástico del suelo es caracterizado por el coeficiente de reacción del terreno, k_s , que representa la presión necesaria a ejercer sobre el suelo para producir un desplazamiento unitario.

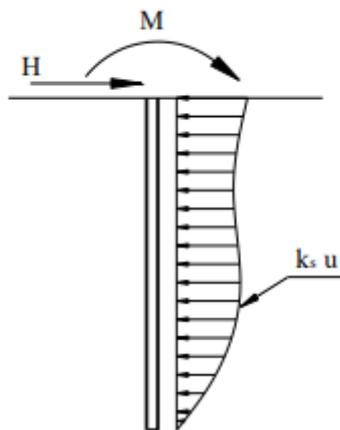


Fig 3.3.3.1.a. Modelo de Winkler aplicado al caso de cilindros de fundación

Es posible aplicar los conceptos del modelo de Winkler y discretizar la pila de hormigón armado en una serie de elementos tipo viga y el terreno circundante en resortes equivalentes que se conectan en los nodos de la pila, como se indica en la Figura 3.3.3.1.(b)

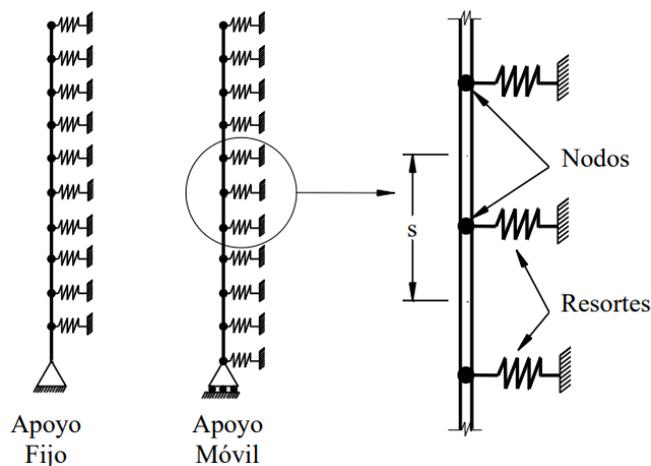


Fig 3.3.3.1.b: Modelo de Winkler discretizando la pila en elementos viga y representando el efecto del suelo mediante resortes.

Diseño Estructural 2024	Página 70 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Dada la poca practicidad de aplicar este modelo a los numerosos cilindros de fundación de la estructura, es posible simplificar el método reemplazando completamente la pila de hormigón armado y el terreno circundante por tres resortes equivalentes (ver Figura 3.3.3.1.c). Estos resortes representan la rigidez lateral, K_h , y rotacional, K_r , evaluada en el extremo superior del cilindro de fundación, mientras que la rigidez axial de la fundación se representa con un resorte vertical K_v . Se asume que este resorte tiene una respuesta independiente de la de los otros resortes.

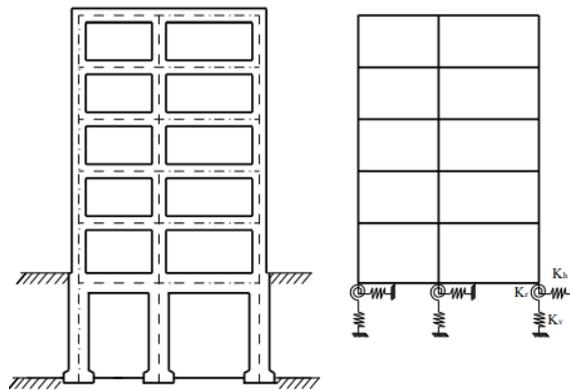


Fig 3.3.3.1.c: Representación de los cilindros de fundación mediante resortes equivalentes.

6.5.3.2. Rigidez axial

La rigidez axial del cilindro de fundación K_v se determina en función de la rigidez de la pila K_p , considerada como una columna de hormigón armado, y de la rigidez de la fundación K_z

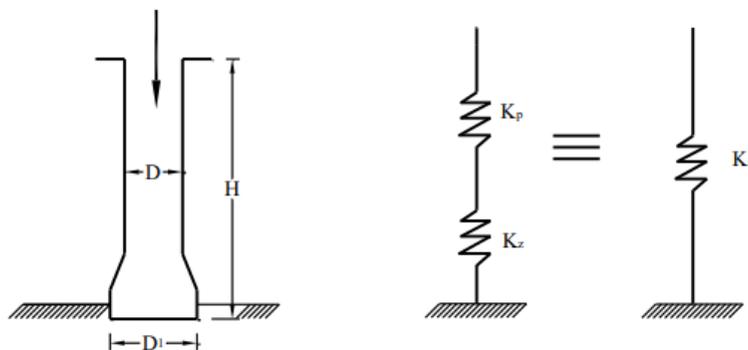


Fig ??: Modelo para la determinación de la rigidez axial del cilindro de fundación.

$$K_v = \frac{K_z \cdot K_p}{K_z + K_p}$$

Diseño Estructural 2024	Página 71 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

La rigidez axial de la pila de hormigón armado se determina como:

$$K_p = \frac{E_h \cdot A_p}{H}$$

Donde

- E_h es el módulo de elasticidad del hormigón, calculado en base a lo estipulado en el apartado 8.5.1 del Reglamento CIRSOC (2005). Considerando que para las pilas se utiliza hormigón H-20, resulta $E_h = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{20 \text{MPa}} = 21019 \text{MPa}$
- A_p es el área de la pila. Dado que el diámetro de la pila está condicionado por las técnicas constructivas que se utilizan para realizar la excavación, y teniendo en cuenta que esta tarea se ejecuta en forma manual, se ha adoptado $D = 1.0 \text{ m}$. Así, resulta $A_p = \frac{\pi D^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$
- H es la profundidad del cilindro, se adopta $H = 12 \text{ m}$

Resulta así

$$K_p = \frac{21019 \text{MPa} \cdot 0.785 \text{ m}^2}{12 \text{ m}} = 1375,7 \frac{\text{MN}}{\text{m}} = 1375700 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Por otro lado, para determinar la rigidez de la fundación es necesario determinar las deformaciones inducidas en el suelo por la carga axial. Se utiliza la ecuación desarrollada por Barkan para una zapata rectangular rígida sobre un semiespacio elástico (ver Lambe y Whitman, 1996, Código de Construcciones Sismorresistente de la Provincia de Mendoza, 1987).

$$K_z = \frac{G}{1-\mu} \beta_z (BL)^{\frac{1}{2}} = \frac{E_s}{2(1-\mu^2)} \beta_z (BL)^{\frac{1}{2}}$$

Donde E_s es el módulo edométrico del estrato de fundación, G es el módulo de corte, μ es el coeficiente de Poisson, B y L son el ancho y largo de la base, respectivamente, y β_z es un coeficiente que depende de la relación L/B .

Diseño Estructural 2024	Página 72 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Asumiendo comportamiento lineal y elástico, y determinando una base rectangular equivalente de longitud L y un momento de inercia equivalente I , iguales a los de la base circular, se puede expresar finalmente la rigidez axial como: (Para más detalles de la obtención de la ecuación consultar la ref. [3])

$$K_z = \frac{1.68 \cdot G \cdot D_1}{1-\mu} = \frac{0.84 \cdot E_s \cdot D_1}{(1-\mu)^2}$$

Donde

- E_s es el módulo de deformación del terreno, obtenido del estudio de suelos para la profundidad de 12m. $E_s = 800 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 7.8 \text{MPa}$
- D_1 es el diámetro de la base del cilindro, el cual esta condicionado por las características del terreno. Es una práctica usual ensanchar el extremo inferior del cilindro de fundación con el objeto de aumentar la superficie de apoyo y mejorar la resistencia al arrancamiento del cilindro. Se considera $D_1 = 1.5 \text{m}$
- μ es el coeficiente de Poisson, y puede estimarse como $\mu = 0.35$ para suelos poco saturados, como es el caso.
- G es el módulo de corte, para comportamiento lineal y elástico resulta

$$G = \frac{E_s}{2(1+\mu)} = 2.9 \text{MPa}$$

Se tiene entonces que

$$K_z = \frac{1.68 \cdot 2.9 \text{MPa} \cdot 1.5 \text{m}}{(1-0.35)} = 11.27 \frac{\text{MN}}{\text{m}} = 11270 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Finalmente, es posible calcular la rigidez axial del cilindro de fundación como

$$K_v = \frac{K_z \cdot K_p}{K_z + K_p} = \frac{11270 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1375700 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{11270 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1375700 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 11170 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Diseño Estructural 2024	Página 73 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

6.5.3.3. Rigidez lateral y rotacional

Para determinar las rigideces K_h y K_r se representa el cilindro aislado con el modelo de Winkler en el software SAP2000, se utilizan elementos tipo viga de dos nodos y el terreno se representa mediante resortes de rigidez lateral K . Se tiene:

- Profundidad del cilindro de fundación: $H = 12m$
- Diámetro del cilindro: $D = 1m$
- Área del cilindro: $A_p = 0.785m^2$
- Diámetro de la base inferior del cilindro: $D_1 = 1.5m$
- Coeficiente de reacción del terreno: $k_s = 2 \frac{kg}{cm^3} = 2000 \frac{t}{m^3}$
- Módulo de deformación: $E_s = 400 \frac{t}{m^2}$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.35$

Se considera que el cilindro se apoya en 12 resortes laterales, como se indica en la figura (6.5.3.3.). La rigidez de cada resorte se calcula con la ecuación

$$K = k_s * D * s$$

Siendo D el diámetro de la pila y s la distancia entre los puntos medios de los elementos adyacentes al nodo donde se coloca el resorte, siendo $s = 1m$ para los resortes interiores y $s = 0.5m$ para los dos resortes extremos. Resulta el siguiente modelo:

Diseño Estructural 2024	Página 74 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa



Fig 6.5.3.3: Modelo de Winkler para determinación de K_h y K_r

Utilizando el programa de análisis estructural, se aplica una fuerza unitaria en la parte superior del cilindro y se obtiene un desplazamiento igual a 0,15 m. En forma similar, aplicando un momento unitario se obtiene una rotación igual a 0,021. De modo que las rigideces de los dos resortes equivalentes son:

$$K_h = \frac{1}{f_h} = \frac{1}{0,15} = 6,7 \frac{t}{m}$$

$$K_r = \frac{1}{f_r} = \frac{1}{0,021} = 47,6 \frac{t}{m}$$

Se tiene finalmente

$$\rightarrow K_h = 6,7 \frac{t}{m}$$

$$\rightarrow K_r = 47,6 \frac{t}{m}$$

Diseño Estructural 2024	Página 75 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

$$\rightarrow K_v = 11170 \frac{kN}{m}$$

En el modelo estructural se añaden los resortes correspondientes en la base de cada columna.

6.5.4. Verificación al arrancamiento

Algunas columnas presentan esfuerzos de tracción ante la acción sísmica, por lo tanto se requiere verificar la resistencia al arrancamiento. El mayor esfuerzo de tracción es:

$$T=615kN$$

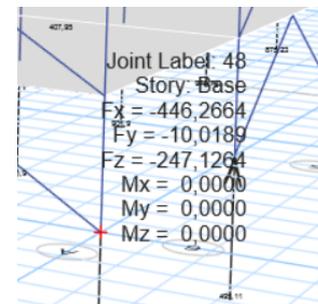


Fig 5.1.2.a: Columna más solicitada a tracción

De los criterios propuestos para determinar la resistencia al arrancamiento, se considera aquel que contempla una superficie de falla en el terreno circundante, la cual es equilibrada por el peso de volumen de terreno circundante a la pila, P_s , el peso propio de la pila de hormigón armado, P_p (ver Figura 5.1.1 (a)), más la resistencia por corte que se genera a lo largo de las superficies friccionantes. Esta última fuerza va disminuyendo a medida que la pila se levanta por efecto de la tracción, hasta llegar al caso límite, esto es el estado último, en que las superficies de terreno pierden contacto y la resistencia por corte es nula. Por lo tanto se debe cumplir que:

$$T \leq \frac{P_s + P_p}{\gamma}$$

Donde γ es un coeficiente de seguridad (según la ref. 6, dicho coeficiente no debe ser inferior a 1.5 para el caso de acciones sísmicas).

La superficie de falla adoptada es la propuesta por Balla (Jiménez Salas, 1980), ver Figura 5.1.1 (b),

Diseño Estructural 2024	Página 76 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

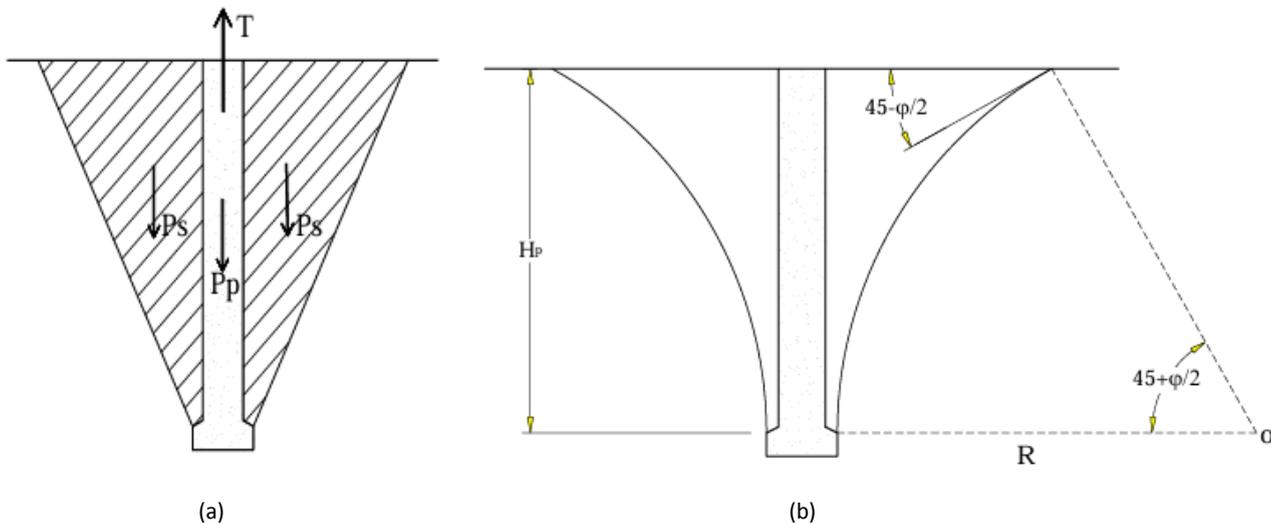


Fig 5.1.2.b: Mecanismo de resistencia al arrancamiento en cilindros de fundación.

La ref.[4] presenta los resultados para la capacidad al arrancamiento del cilindro en función de su profundidad H (Figura 5.1.1 (c)), considerando el cilindro de 12m y el ángulo de fricción interna del suelo hasta esa profundidad de 10° , se obtiene $P_s + P_p = 170t$.

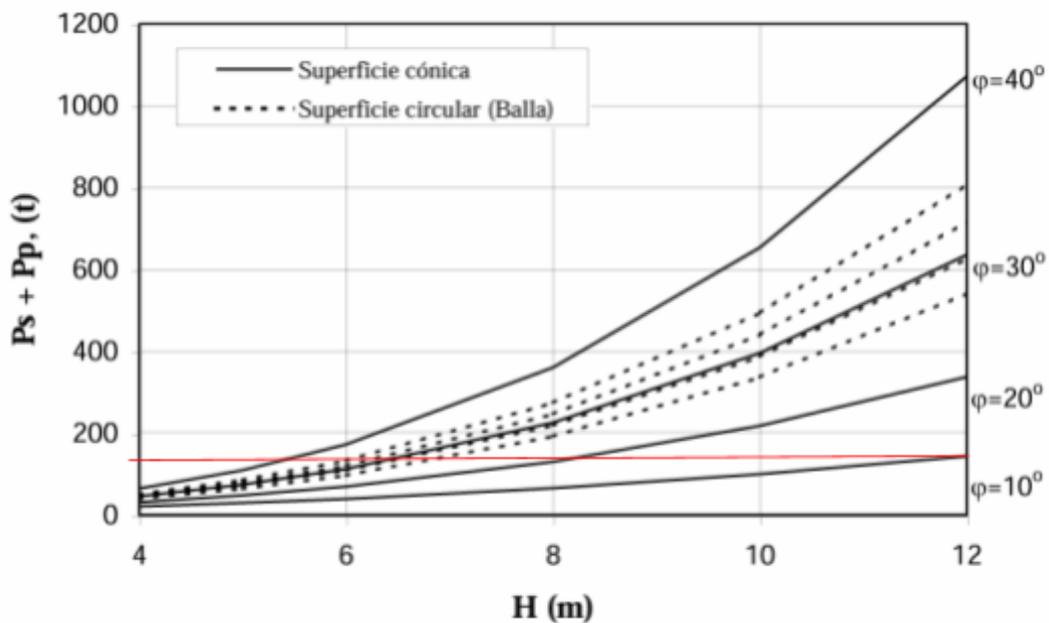


Fig 5.1.2.c: Variación de la resistencia al arrancamiento de la pila en función de la profundidad y del ángulo de fricción.

Diseño Estructural 2024	Página 77 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Teniendo en cuenta $\gamma = 1.5$ resulta $T = 113t = 1110kN > 615kN$, concluyendo que los cilindros verifican al arrancamiento.

6.6. Riostras

6.6.1. Solicitaciones

Del modelo se obtienen las siguientes solicitaciones:

- Para el nivel inferior $N = 615,7 kNm$
- Para el nivel superior $N = 401,7 kNm$

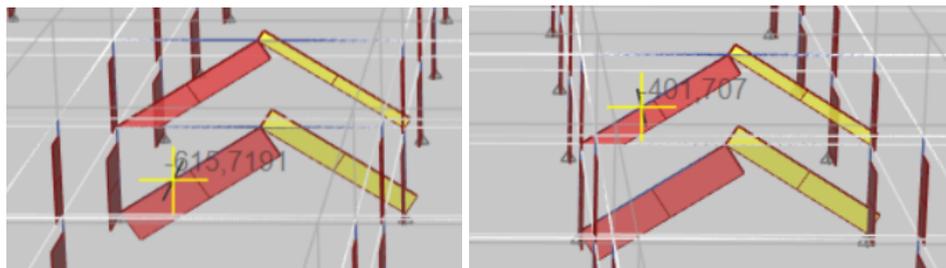


Fig 6.6.1: Solicitaciones sobre riostras del nivel inferior y superior, respectivamente

6.6.2. Dimensionamiento

La longitud de eje de columna a eje de viga (desde la base de la primera al centro de la segunda) es de 5,46m, se adopta una longitud de 5m para el dimensionamiento de las mismas.

En base al siguiente cuadro proporcionado por un proveedor, se define el modelo de riostra requerido.

	Long.	Fuerza de diseño	Fuerza de fluencia esperada	Fuerza máxima esperada	Despl. de fluencia	Despl. máximo	Factor de rigidez	Rigidez axial	Camisa	Peso
Modelo	L (m)	F_d (t)	F_{fe} (t)	F_{max} (t)	d_y (mm)	d_{max} (mm)	f_k	k_d (kg/mm)	Sección	W_d (kg)
10/5	5.0	10	11	17	6.2	37.3	1.27	1642	4 x 4	177
20/5	5.0	20	22	33	6.2	37.3	1.27	3280	5 x 5	268
30/5	5.0	30	33	50	6.2	37.3	1.27	4928	6 x 6	372
40/5	5.0	40	44	67	6.2	37.1	1.27	6594	6 x 6	385
50/5	5.0	50	56	83	6.1	36.3	1.30	8431	6 x 6	419
60/5	5.0	60	67	100	6.0	36.2	1.30	10136	7 x 7	539
70/5	5.0	70	78	117	5.9	35.4	1.33	12100	7 x 7	550

Fig 6.6.2: Modelo de riostra en función de la longitud y solicitación.

Diseño Estructural 2024	Página 78 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Se emplean los siguientes modelos:

Modelo	Fuerza de Diseño [t]	Fuerza de Fluencia [t]	Desplazamiento de Fluencia [mm]	Desplazamiento Maximo [mm]	Factor de Rigidez	Rigidez [kN/m]	Peso [kg]
60/5	70	78	5.9	35.4	1.33	121000	550
40/5	40	44	6.2	37.1	1.27	65940	385

Riostra	Area del Nucleo de Acero [cm ²]	Diseño Rectangular [cm]
60/5	22.74	4.77
40/5	12.98	3.60

6.7. Alternativa de Sección Compuesta

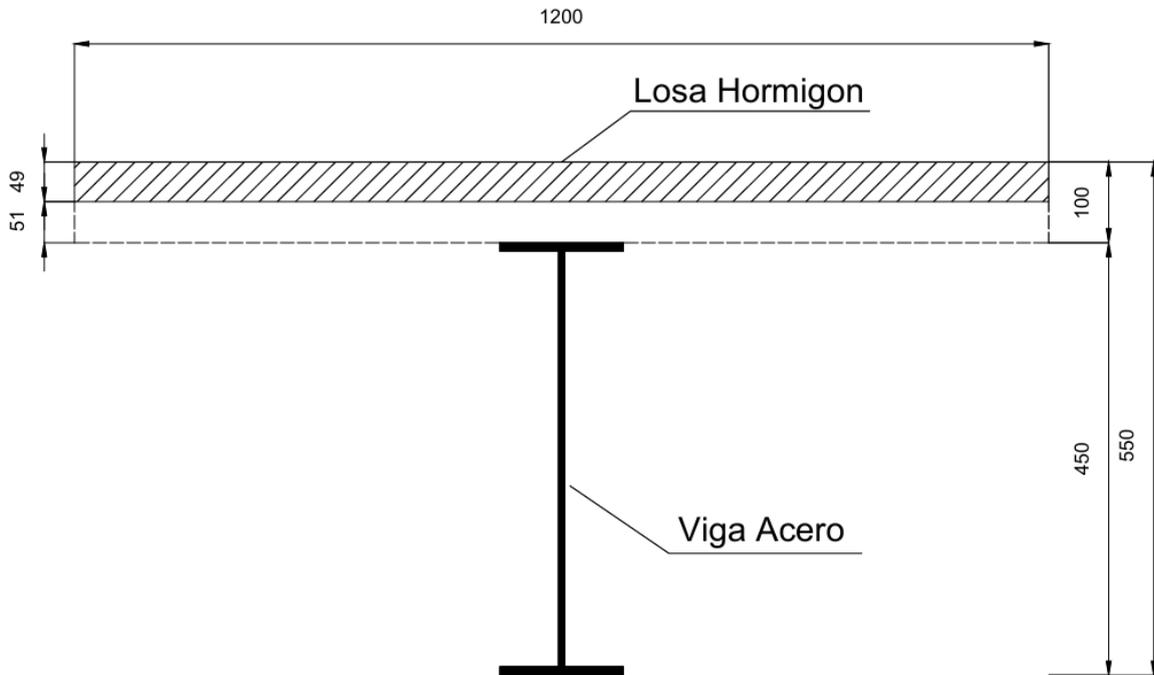
Considerando que el hormigón presente en la losa de steel deck y la viga de acero trabajan en conjunto a flexión, se puede realizar un análisis en conjunto a través de una sección compuesta.

Esta sección compuesta, a momento positivo, va a tener una resistencia a flexión mayor. Esto se debe a que se aprovecha el buen comportamiento del hormigón a compresión y del acero a tracción.

6.7.1.1. Análisis de la Sección

A modo de ejemplo se analizará la sección compuesta correspondiente a las vigas simplemente apoyadas denominadas como correas, siendo estas un perfil W18x35 y con la losa correspondiente la cual apoya en las mismas. Se muestra un detalle simple de la sección:

Diseño Estructural 2024	Página 79 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa



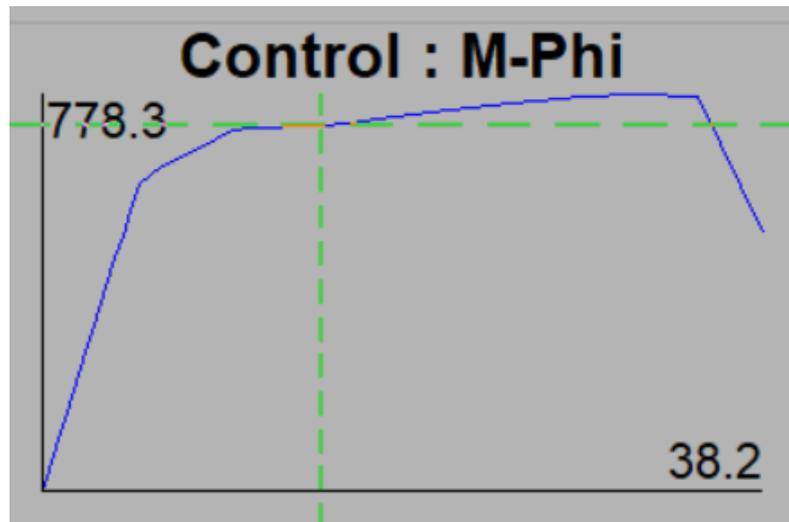
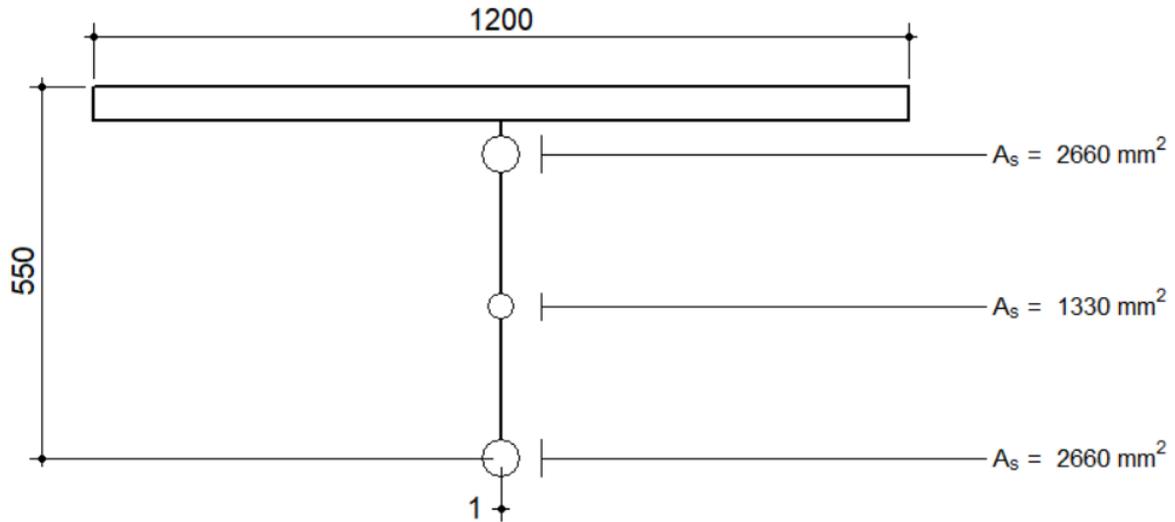
En la figura anterior se puede observar que el ancho efectivo considerado de hormigón es de 1200 mm o 120 cm. El mismo se obtiene a partir de elegir el menor de los tres siguientes:

Ancho Efectivo Losa			
bf	12*hl	1200	mm
	L/8	2500	mm
	b disp.	2500	mm
	b adop	1200	mm

Donde "hl" es la altura de la losa, "L" la longitud de la viga y "b disp" es el ancho disponible de hormigón o separación de las vigas.

Para el cálculo de la resistencia a flexión nominal de la sección se utilizará el programa "Response-2000". Teniendo en cuenta que el mismo no está diseñado para elementos de sección compuesta, se realiza una sección que simula serla.

Diseño Estructural 2024	Página 80 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa



En la cual se considera el área de acero aportada por el perfil distribuido en tres puntos (ala superior e inferior y el medio), dando como resultado un momento nominal M_n igual a 718 kNm. El máximo mostrado por el gráfico $M-\phi$ no se lo considera ya que las deformaciones para el mismo no son reales en la práctica.

Comparando las resistencias a momento positivo del perfil de acero y la sección compuesta se da como conclusión que la contribución del hormigón es considerable a causa de la diferencia entre los

Diseño Estructural 2024	Página 81 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

momentos nominales para ambos casos. Esto debió haberse considerado en el dimensionamiento inicial para aprovechar al máximo los recursos disponibles y así economizar lo que es la parte de los perfiles utilizados como correas.

7. DISEÑO ARQUITECTÓNICO FINAL

7.1. Distribución interna - Planos

El estacionamiento tiene la entrada y salida separada lo que surge de la ubicación y del estacionamiento anterior. Cerca de la entrada se encuentra la rampa para subir y cerca de la salida la rampa para bajar. Las rampas se ubican en los dos niveles en el mismo lugar para no perder lugar para estacionar. Cada nivel cuenta con un espacio para más o menos 120 autos. La mayoría de los carriles son de una mano, solo el carril del medio cuenta con dos manos que facilita el recorrido en el estacionamiento. En las esquinas hay espacios muertos porque los autos no pueden salir desde ahí. Esos espacios se pueden utilizar para escaleras o ascensor.

Diseño Estructural 2024	Página 82 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Planta Baja

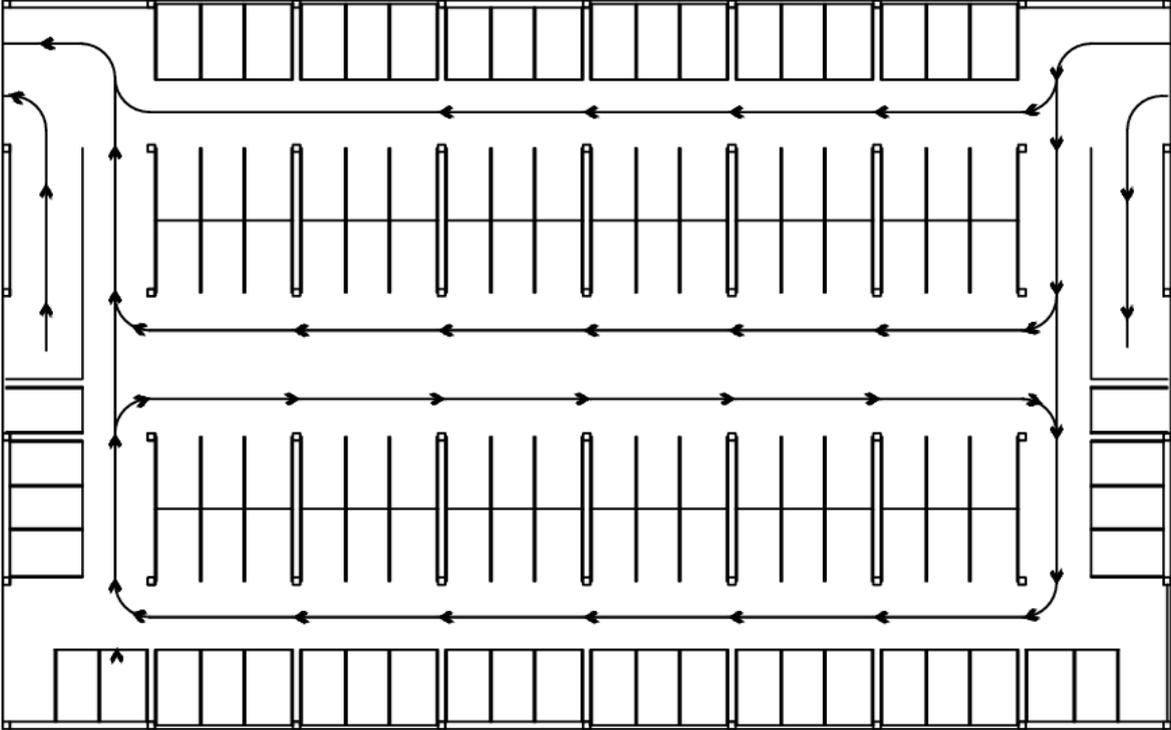


Fig 7.1(a): planta baja

Diseño Estructural 2024	Página 83 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Rierner Melissa

Planta Alta 1 y 2

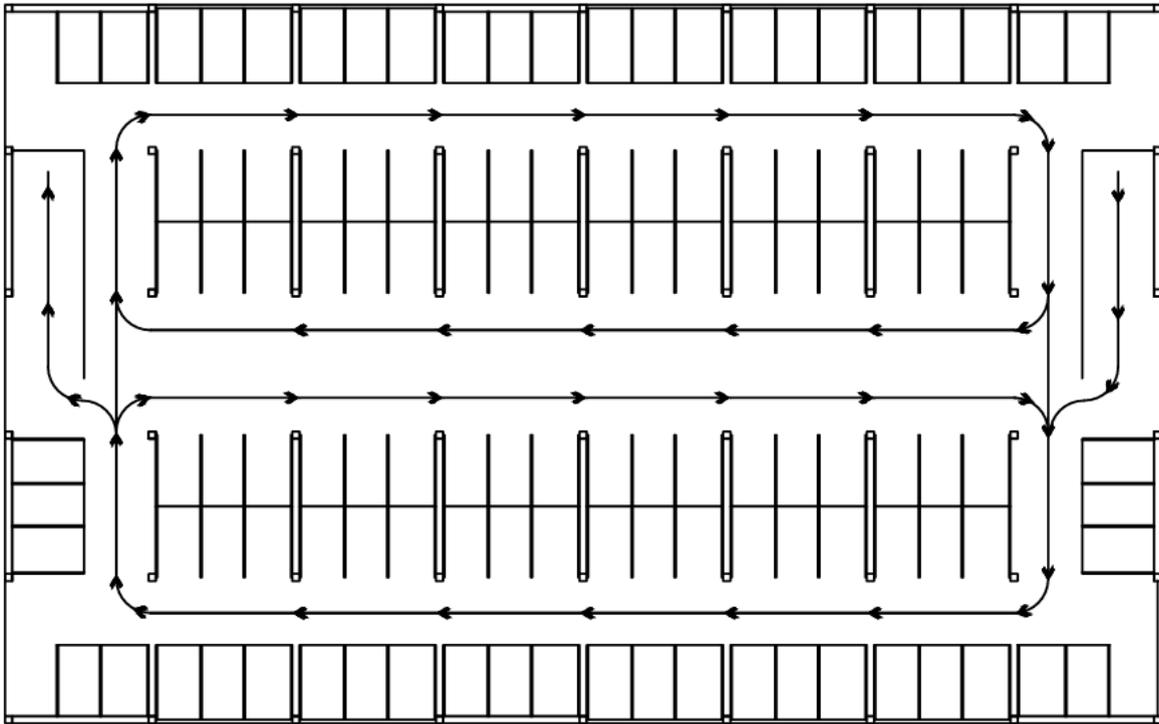


Fig 7.1(b): plantas altas

7.2. Cerramientos

El cerramiento simplemente cumpliría la función de seguridad ante robos. Se prevé un cerramiento liviano y simple similar al que se presenta en las figuras.

Diseño Estructural 2024	Página 84 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa



Fig 7.2: Ejemplo del cerramiento

8. PRESUPUESTO PRELIMINAR

El cómputo se realizó para los materiales usando precios en dólares y en pesos. Para el cambio se usó el cambio oficial del día 24.10.2024 con 1 usd a 1005.5 \$. Al final se cuenta con un valor de la obra de casi 1,86 mil millones de pesos que es equivalente a 1,85 millones de dólares.

Los precios son estimativos, el precio de las riostras no se consiguió de una empresa real, por lo que se adoptó un valor aproximado.

Item:	Cantidad	Dimension [m]	Total	Unidades de pernos	Total de Pernos	Peso [kg/m]	Total [kg]	Precio en Dolares	Precio en Pesos	Precio Total	Porcentaje
Losas	80	10 x 10	8000 m2					22 [usd/m²]	22121 [\$/m²]	176968000	9.52%
Contrapiso	80	10 x 10 x 0,1	800 m3						383341 [\$/m²]	306673104	16.49%
Fundaciones	54	ø1 x 12	509 m3						383341 [\$/m²]	195120762	10.49%
Acero Armadura			260652 kg				260652		1700 [\$/m²]	443108400	23.83%
Vigas Principales	90	10	900 m	30	2700	101	90900		2000 [\$/m²]	181800000	9.78%
Vigas Secundarias	336	10	3360 m	4	1344	52.1	175056		2000 [\$/m²]	350112000	18.83%
Total Columnas	54	6.4	345.6 m			113.1	39087		2000 [\$/m²]	78174720	4.20%
Columnas con Riostras	24			4	96						
columna sin Riostras	30			2	60						
Riostras	24		24 u	8	192			5000 [usd/unidad]	5027500 [\$/u]	120660000	6.49%
Pernos					4392			1.5 [usd/unidad]	1508.25 [\$/m²]	6624234	0.36%
									total:	1859241220	100.00%

Fig 8.(a): Cómputo

Diseño Estructural 2024	Página 85 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

A continuación se presenta gráficos de torta para facilitar el análisis de el peso de cada material en el presupuesto.

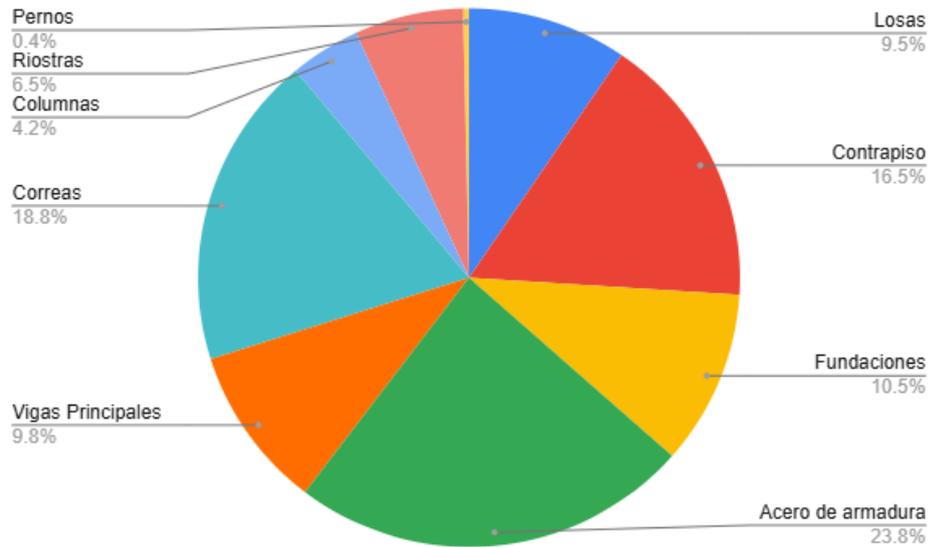


Fig 8.(b): Materiales discriminados

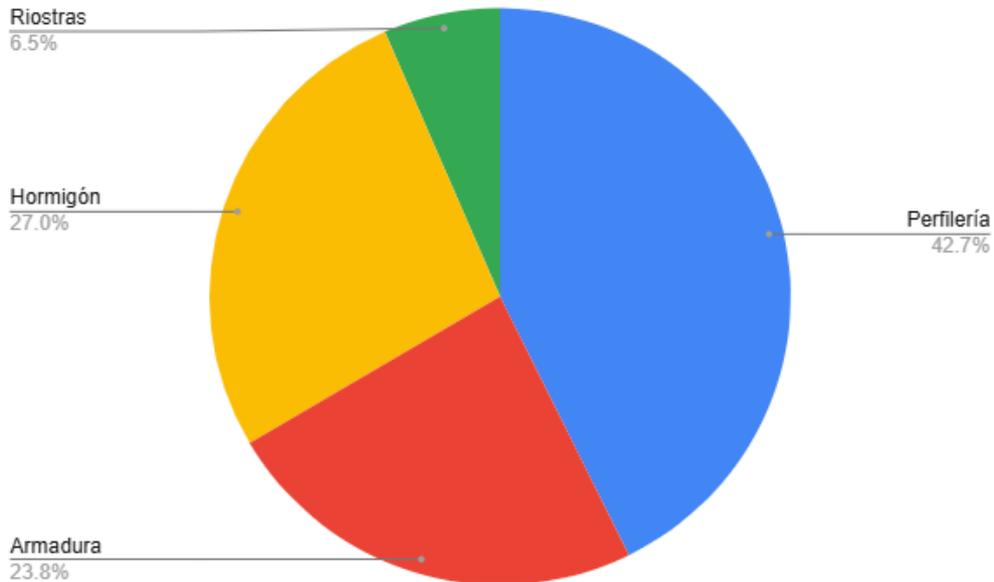


Fig 8.(c): Representación hormigón-acero-elementos especiales

Como puede observarse en los gráficos, en esta obra en particular casi el 70% del presupuesto se debe a los elementos de acero.

Diseño Estructural 2024	Página 86 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

9. HONORARIOS PROFESIONALES

9.1. Equipo de trabajo

A los fines de la determinación de los aportes y contribuciones, se calculará el honorario profesional según Decreto N° 4761/51, N° 1052/72, y las reglamentaciones que al respecto emitan el Colegio de agrimensura; el Colegio de Arquitectos; el Colegio de Técnicos Y el Consejo de Ingenieros Y Geólogos:

Valor total de la Obra	\$	1,859,241,220
Monto honorario	\$	51,129,134

Trabajos	%	Honorarios	Aporte
Proyecto (calculo) Completo	45	\$ 23,008,110	\$ 1,446,646
Verificación Sísmica	45	\$ 23,008,110	\$ 1,446,646
Presupuesto y Cómputos Métricos	5	\$ 2,556,457	\$ 260,564
Dirección y Liquidación (Direc. Estructura)	20	\$ 10,225,827	\$ 806,866
Totales :		\$ 58,798,504	\$ 3,960,722

Fig 9.1: Honorarios y aportes en función del monto honorario, el cual representa el 2,75% del valor total de la obra.

10. CRONOGRAMAS DE TRABAJO

10.1. Cronograma inicial

Una vez se propuso el proyecto, también fué propuesto un cronograma a seguir durante las semanas de trabajo disponibles hasta la fecha de entrega. El mismo se presenta a continuación:

Diseño Estructural 2024	Página 87 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

Semana	Diseño Conceptual		Análisis y Diseño Estructural	
	Definición de Requisitos	Esquema de Diseño	Modelado y Simulación	Cálculo de la Estructura
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				

10.2. Cronograma final

Las tareas realizadas se representan en el siguiente cronograma:

Semana	Diseño Conceptual		Análisis y Diseño Estructural			Presentación		
	Definición de Requisitos	Esquema de Diseño	Predimensionado	Modelado y Simulación	Cálculo Estructural	Informe final	Presupuesto	Exposición de Proyecto
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								

Se incluyeron tareas de presentación que no fueron contempladas inicialmente. El celeste representa tareas de modelación y cálculo estructural que en un inicio no se previó realizarlas, como modelación de las uniones y análisis de la sección compuesta.

Diseño Estructural 2024	Página 88 de 88	Fernández Nicolás
Trabajo Práctico Integrador: Diseño de edificio de estacionamiento	Grupo Kassel	Manoni Agustina Riemer Melissa

REFERENCIAS

[1] INTI-CIRSOC 301. (2005). Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios

[2] INTI-CIRSOC 101. (2005). Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.

[3] Troglia, G. R., Troglia, D., & Godoy, B. L. (n.d.). Tablas de perfiles laminados y tubos estructurales para aplicación de los reglamentos CIRSOC 301/2005 y CIRSOC 301/2005. IRAM-IAS.

[3] Municipalidad de Guatemala. (2010) Guía de aplicación: Dotación y diseño de estacionamientos. Dirección de Planificación Urbana. <https://www.pot.muniguate.com>

[4] Crisafulli, F. J., & Grippi, L. (2001). Comportamiento sísmico de edificios fundados sobre pilas de hormigón armado. Aspectos estructurales. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo.

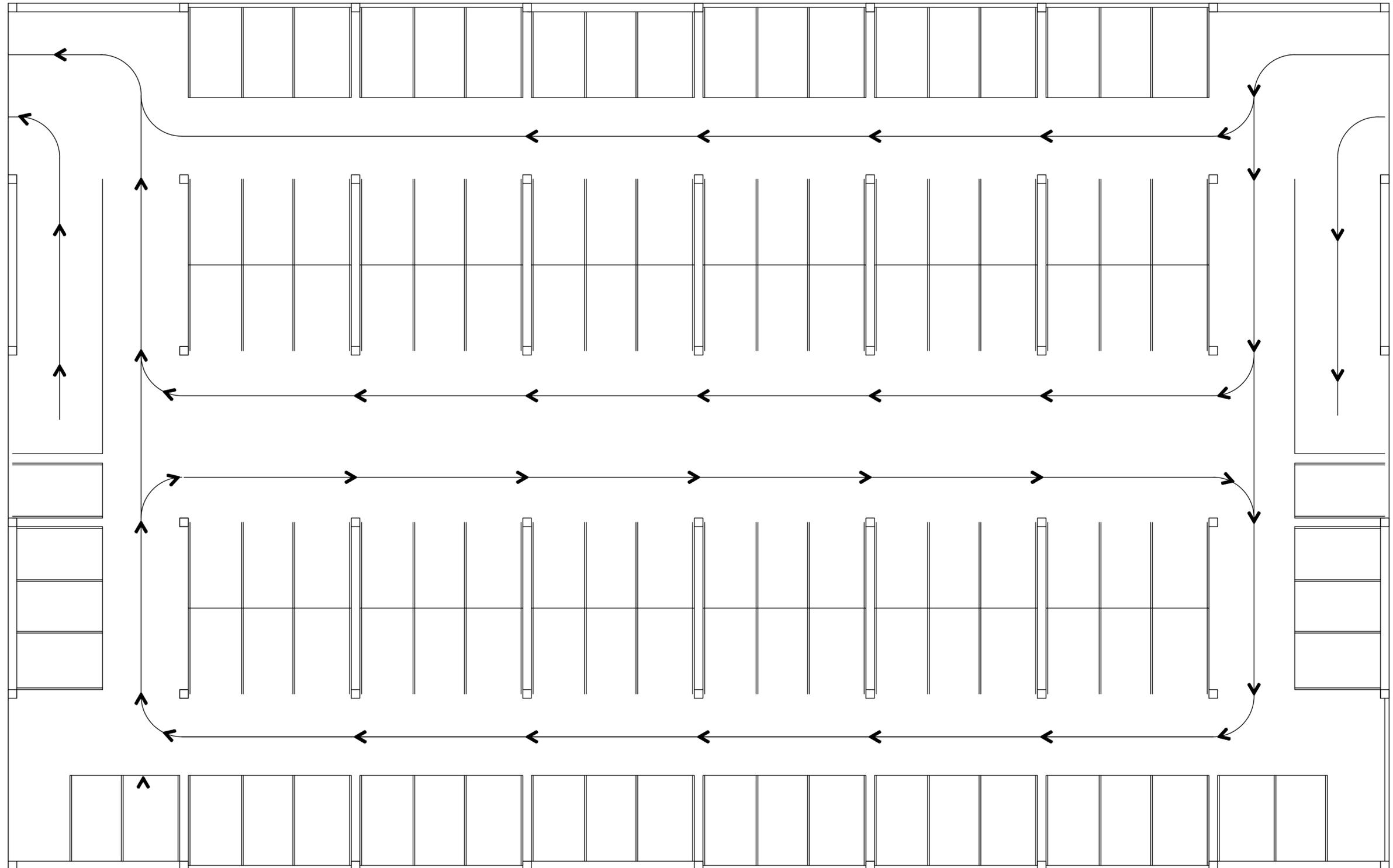
[5] Prieto, J. R., & Prieto, J. A. (2022) Estudio geotécnico: Construcción edificio Instituto Provincial de la Vivienda, Calle Belgrano N° 473, Ciudad de Mendoza.

[6] Gobierno de Mendoza. Código de Construcciones Sismo Resistentes para la Provincia de Mendoza.

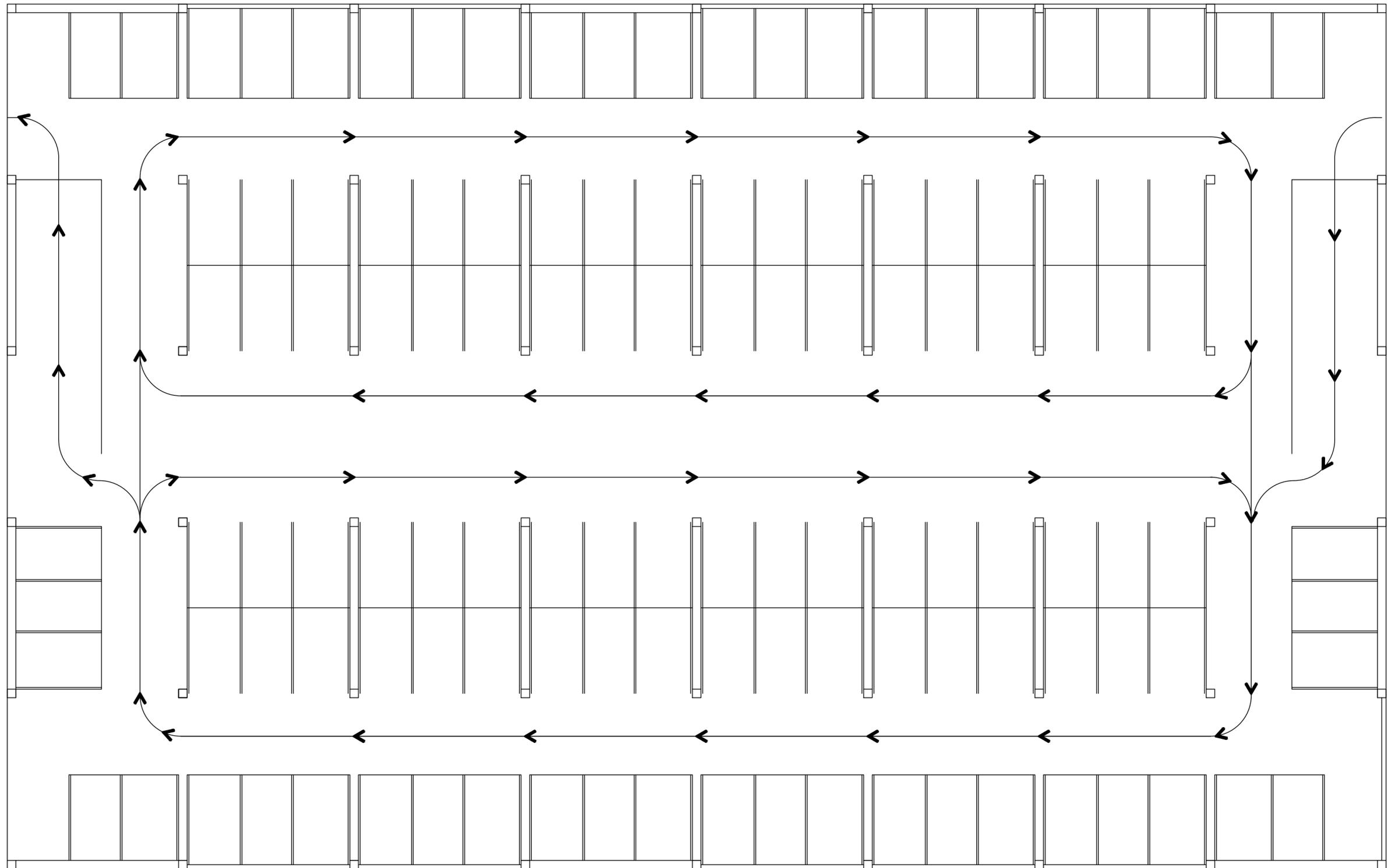
[7] Jiménez Salas, J. A., & de Justo Alpañez, J. L. (1975) Propiedades de los suelos y de las rocas (2ª ed.). Editorial Rueda.

[8] GAPLAC. (2024). Sistema Constructivo con Placa Colaborante: Manual del Producto. Buenos Aires, Argentina.

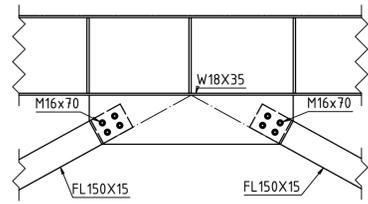
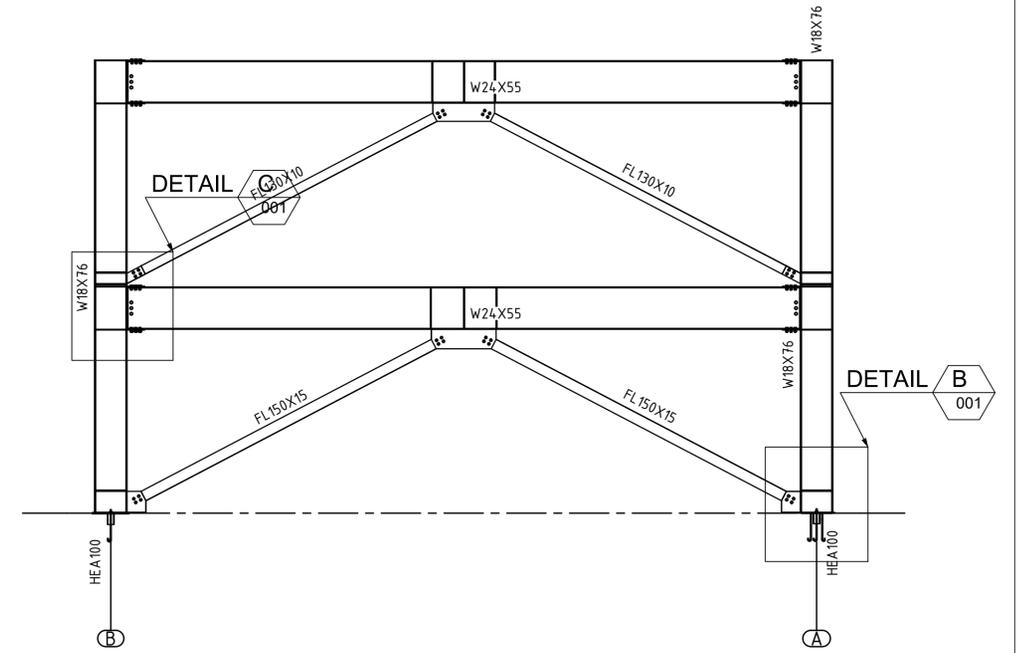
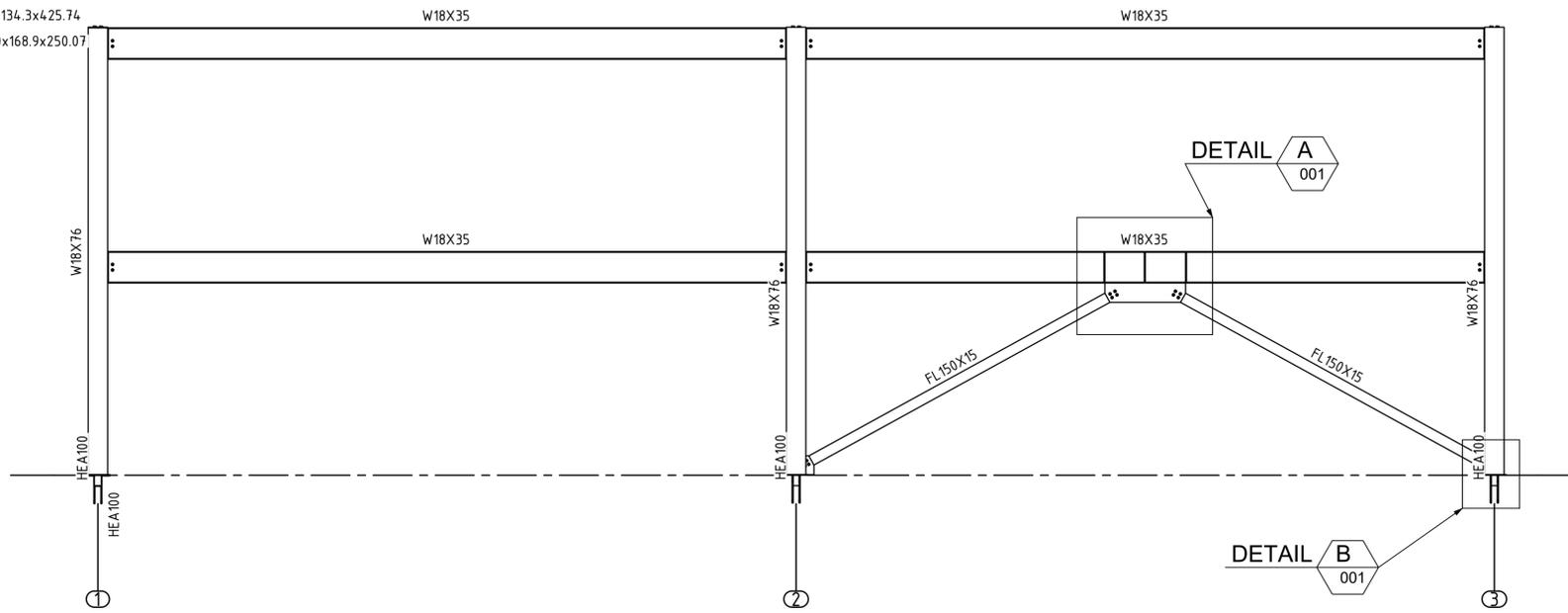
Planta (planta baja)



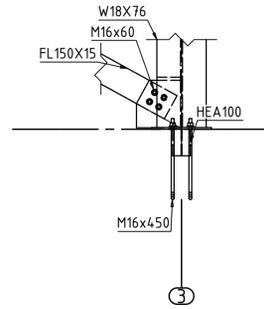
Planta (nivel 1 y 2)



PL 10x134.3x425.74
 PL 10x168.9x250.07

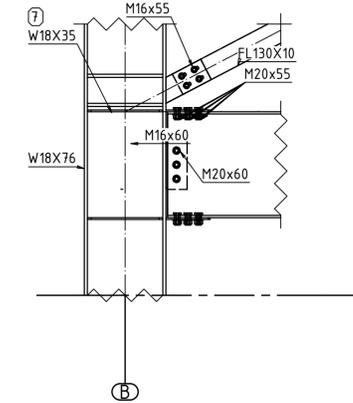


A DETAIL
 001 Scale: 1:20

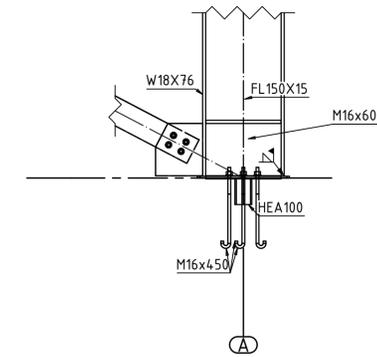


B DETAIL
 001 Scale: 1:20

3D view



C DETAIL
 001 Scale: 1:20

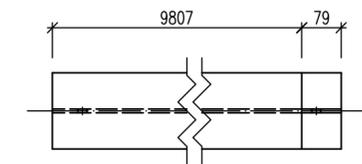
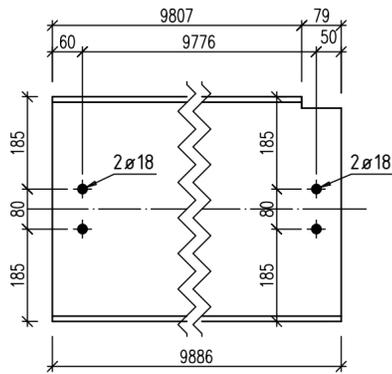


B DETAIL
 001 Scale: 1:20

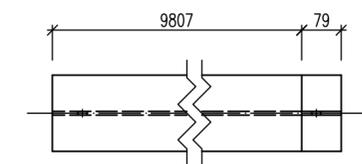
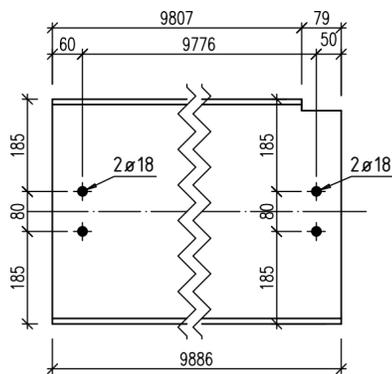
3D view

Building EDIFICIO ESTACIONAMIENTO		
Location		
Client:		
Project TRABAJO PRACTICO INTEGRADOR		
Model DWG DETALLE SIMPLIFICADO DE UNIONES		Date : 7/11
Status	Comment	
Date	Name	
Order		
Designer		
Detailer 31/10/2024		
Coating		
Material		
Scale 1:20, 1:50	Project No. 1	Drawing Num. 001
<small>This drawing may not be copied, reproduced, or disclosed to third parties - This drawing was made with ADVANCE STEEL edited by Autodesk</small>		

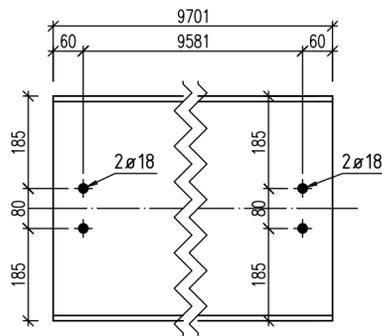
1x **16** W18X35
A36 - 1:10



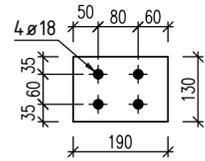
1x **17** W18X35
A36 - 1:10



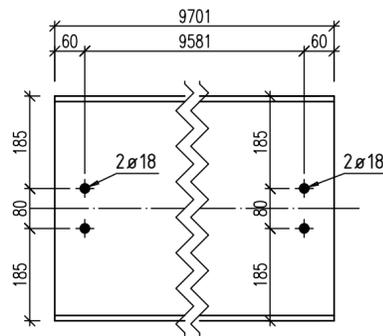
1x **18** W18X35
A36 - 1:10



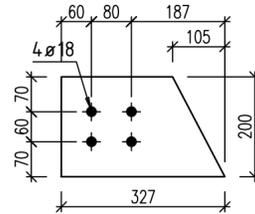
4x **38** PL 10x130x190
S355JR - 1:10



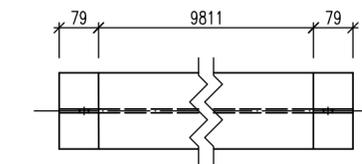
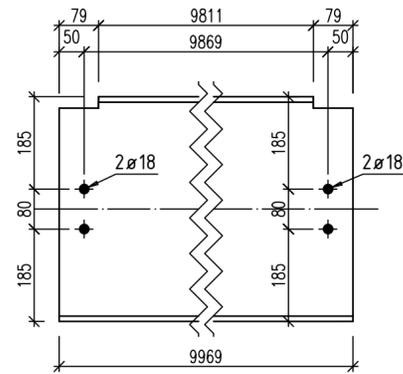
4x **48** W18X35
A36 - 1:10



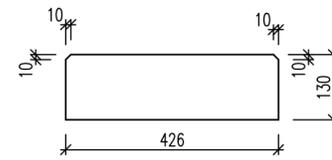
1x **41** PL 10x200x327.08
S355JR - 1:10



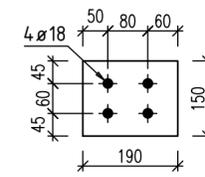
2x **49** W18X35
A36 - 1:10



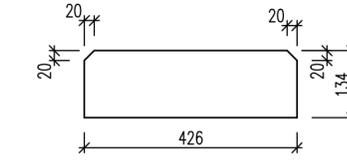
7x **53** PL 10.79x130x425.74
S355JR - 1:10



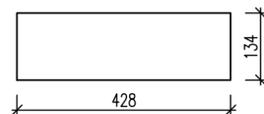
8x **106** PL 10x150x190
S355JR - 1:10



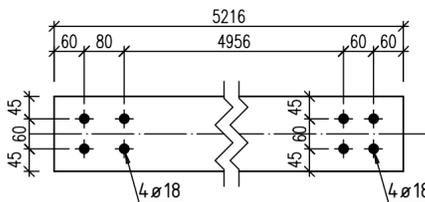
32x **90** PL 10x134.3x425.74
S355JR - 1:10



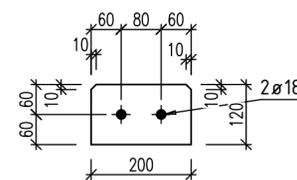
2x **39** PL 18x134.3x427.74
S355JR - 1:10



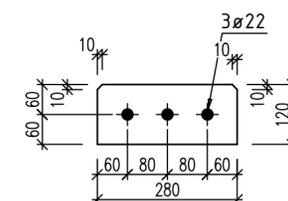
2x **45** FL150X15
S355JR - 1:10



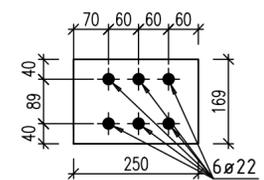
4x **61** PL 10x119.99x200
S355JR - 1:10



8x **68** PL 10x120x280
S355JR - 1:10



14x **113** PL 10x168.9x250.07
S355JR - 1:10



Mark	Quantity	in Assembly
16	1	16
17	1	17
18	1	18
38	4	38
39	2	39
40	2	40
45	2	45
48	4	48
49	2	49
53	7	53
61	4	61
68	8	68
90	32	90
106	8	106
113	14	113

Autodesk

SINGLE PART DRAWING

Project : TRABAJO PRACTICO INTEGRADOR N° : 2		Pos Num :	Scale : 1:10
Status :	Comment :	Material : A36	Detailer :
Date : 31/10/2024	Client :		Revision Date
			Index
			Rev0