Alcaldía Municipal
de Yopal

PROYECTO

ADQUISICION, INSTALACION Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES Y COMPLEMENTARIAS, PARA LA PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DE UN ASCENSOR ELECTROMECANICO DE TRANSPORTE VERTICAL EN EL PALACIO MUNICIPAL DE YOPAL, CASANARE.



CONTENIDO:
MEMORIA ESTRUCTURAL
ASCENSOR

CÉSAR ARNULFO LAGOS NIÑO
ING. CIVIL – ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MP. 25202-409074 CND

YOPAL - CASANARE
MARZO 2026

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN....4
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO....4
3. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL....4
4. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES....5
5. DEFINICION DE CARGAS DE DISEÑO....5
5.1. ASIGNACIÓN DE CARGAS DE DISEÑO AL MODELO....6
6. MODELO TORRE ASCENSOR SAP 2000....7
7. ANALISIS SISMICO....7
7.1. ZONA DE AMENAZA SISMICA....8
7.2. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA....9
7.3. TIPO DE PERFIL DE SUELO....9
7.4. ESPECTRO DE DISEÑO....10
7.5. DESCRIPCIÓN DE IRREGULARIDADES....11
7.5.1. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DICIPACIÓN DE ENERGIA R....11
7.6. ESPECTRO INELASTICO DE DISEÑO....12
7.7. EVALUACION SISMICA....12
7.7.1. PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN....12
7.7.2. FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE....14
7.8. COMBINACIONES DE CARGA....14
7.9. VERIFICACION DE DERIVAS....15
8. DISEÑO ESTRUCTURAL....17
8.1. DISEÑO DE ESTRUCTURA....18
8.2. DISEÑO DE CONEXIONES....21
8.3. DISEÑO FOSO ASCENSOR....22
8.3.1. CALCULO EMPUJE LATERAL Y VERTICAL DEL SUELO....24
8.3.2. ASIGNACIÓN DE CARGAS AL MODELO....25
8.3.3. ENVOLVENTE SOLICITACIONES....27
8.3.4. DISEÑO ESTRUCTURAL MUROS....28
8.3.5. DISEÑO PLACA INFERIOR....29
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES....31

LISTADO DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Asignación de carga muerta - fuente SAP2000 6
Ilustración 2. Asignación de carga viva - fuente SAP2000 6
Ilustración 3. Isométrico Estructura Torre Ascensor 7
Ilustración 4 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño 10
Ilustración 5. Espectro inelástico de diseño reducido 12
Ilustración 6. Punto de análisis de derivas puntos 5 -8-4 y 9 – Fuente SAP2000 15
Ilustración 7. Reacciones en la base generadas por Carga Muerta D 22
Ilustración 8. Reacciones en la base generadas por Carga Viva L 22
Ilustración 9. Reacciones en la base generadas por Sismo X 23
Ilustración 10. Reacciones en la base generadas por Sismo Y 23
Ilustración 11. Asignación de cargas por Empuje del suelo 25
Ilustración 12. Asignación cargas muertas 25
Ilustración 13. Asignación cargas vivas 26
Ilustración 14. Asignación cargas sismo 26
Ilustración 15. Envolvente solicitaciones -Cortante 27
Ilustración 16. Envolvente solicitciones - Momentos 27

RESUMEN DE TABLAS

Tabla 1. Valores de Aa, Av, Ae y Ad y definición de la zona de amenaza sísmica departamento de Casanare 8
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo según tabla A.2.4-1 de la NSR-10 9
Tabla 3. Parámetros para la construcción del espectro de diseño 10
Tabla 4. Valores del coeficiente Ro según el tipo de estructura 11
Tabla 5. Obtención del periodo de la estructura 13
Tabla 6. Periodo Fundamental de la estructura 13
Tabla 7. Análisis fuerza horizontal equivalente 14
Tabla 8. Combinaciones de diseño 15
Tabla 9. Verificación derivas punto de control 16
Tabla 10. Índices de esfuerzo de cada elemento 20

1. INTRODUCCIÓN

La presente memoria de cálculo estructural corresponde al diseño de la estructura metálica de soporte y del foso del ascensor, desarrollados para el proyecto cuyo objeto es la adquisición, instalación y construcción de obras civiles y complementarias para la puesta en funcionamiento de un ascensor electromecánico de transporte vertical en el Palacio Municipal de Yopal, Casanare.

El diseño estructural contempla el análisis, dimensionamiento y verificación de los elementos que conforman la estructura metálica del ascensor y las obras civiles asociadas al foso, considerando las cargas propias, cargas de operación del equipo y las acciones correspondientes.

Los cálculos y verificaciones estructurales se realizaron conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, garantizando condiciones adecuadas de seguridad, estabilidad y servicio para la estructura proyectada.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La estructura proyectada corresponde a un sistema metálico autoportante conformado por perfiles en tubo estructural cuadrado con uniones soldadas, el cual constituye el marco resistente para el soporte del ascensor.

El sistema se complementa con un foso en concreto reforzado conformado por placas de concreto de 0.20 m de espesor, donde la placa inferior o placa de fondo actúa como elemento de cimentación, encargada de recibir y transmitir las cargas de la estructura metálica hacia el suelo.

3. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El análisis estructural fue realizado mediante el programa SAP2000 versión 24, el cual permite la modelación y análisis de estructuras mediante métodos numéricos avanzados para la evaluación del comportamiento estructural.

El método de diseño utilizado corresponde al de estados límite y resistencia última, empleando el módulo de análisis del software y hojas electrónicas de cálculo para la verificación de los elementos estructurales.

El diseño se desarrolló con base en los lineamientos establecidos en las normas AISC 360-10 (LRFD) para estructuras en acero, AWS D1.1 para uniones soldadas, ACI 318 para elementos de concreto y la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, Títulos A, B, C y F.

4. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

Platinas:	A-36 Fy=25.36 kg/mm2
Tubería:	ASTM A-500-C Fy=345 MPa
Anclajes:	Acero ASTM F1554, grado 50 o ASTM A307.
Soldadura:	E70XX
Concreto:	21 MPa
Acero de Refuerzo:	420 MPa - PDR 60

5. DEFINICION DE CARGAS DE DISEÑO

ANALISIS DE CARGAS ESTRUCTURAL GENERAL					
CARGAS MUERTAS					
Cerramiento en vidrio (2 m alto)	0.5	kN/m^2 =		1.00	kN/m
Peso perfiles				0.18	kN/m^2
			W_D	1.18	kN/m^2
CARGAS VIVAS					
Montaje vigas ascensor				1.00	kN/m^2
			W_L	1.00	kN/m^2

CARGAS MUERTAS VIGAS IPE			
Peso del ascensor		8.00	kN/m
	W_D	8.00	kN/m^2
CARGAS VIVAS VIGAS IPE			
Capacidad del ascensor		4.00	kN/m^2
	W_L	4.00	kN/m^2

Nota 1: Las cargas correspondientes al peso propio de los elementos estructurales fueron consideradas automáticamente por el software SAP2000, mediante la activación de la función de peso propio (self-weight), la cual calcula dichas cargas a partir de las propiedades geométricas y del peso específico de los materiales asignados al modelo estructural.

Nota 2: Las cargas correspondientes a las vigas tipo IPE se distribuyen entre dos elementos estructurales, debido a que dichas cargas son soportadas por ambas vigas.

5.1. ASIGNACIÓN DE CARGAS DE DISEÑO AL MODELO

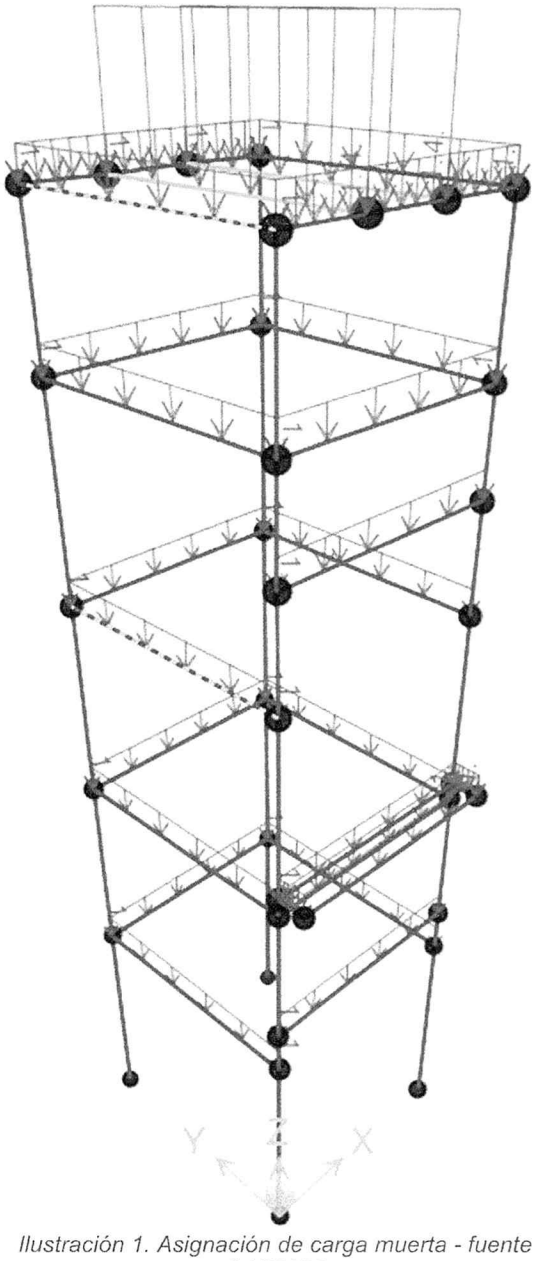


Ilustración 1. Asignación de carga muerta - fuente SAP2000

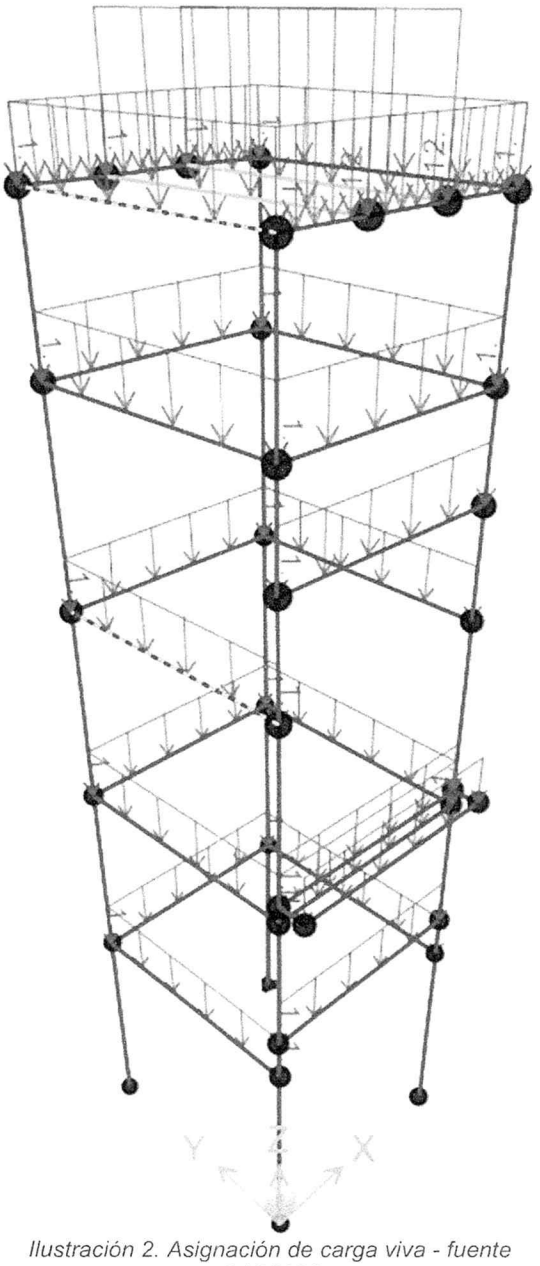


Ilustración 2. Asignación de carga viva - fuente SAP2000

6. MODELO TORRE ASCENSOR SAP 2000

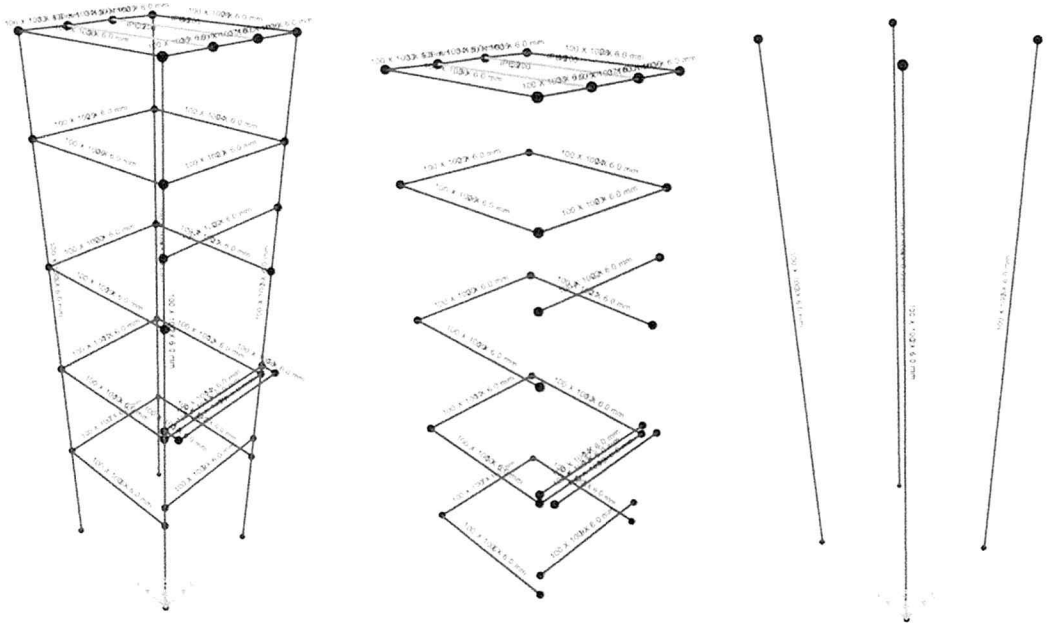


Ilustración 3. Isométrico Estructura Torre Ascensor

La torre del ascensor se modela juntamente con las vigas de la plataforma, conformando un sistema estructural autoportante que se apoya únicamente en la base, a través de la placa de fondo del ascensor, mediante la cual se transfieren las cargas hacia el suelo de cimentación.

7. ANALISIS SISMICO

Para la evaluación del comportamiento sísmico de la estructura correspondiente, se adopta el método de la fuerza horizontal equivalente, conforme a lo establecido en el Capítulo A.4 de la NSR-10.

El análisis se realiza utilizando un modelo matemático linealmente elástico que representa adecuadamente las características del sistema estructural, incluyendo su geometría, condiciones de apoyo, rigideces relativas y configuración de los elementos resistentes. Este modelo se elabora de acuerdo con los principios de la mecánica estructural y tiene en cuenta, como mínimo, los siguientes aspectos exigidos por el numeral A.4.4.1:

- Las condiciones de apoyo de la estructura, especialmente considerando la posible presencia de elementos verticales con rigideces significativamente diferentes.
- El efecto del diafragma ya sea rígido o flexible, en la distribución del cortante sísmico a los elementos verticales del sistema resistente.
- Las variaciones en las fuerzas axiales inducidas por los momentos de vuelco originados por las fuerzas sísmicas.

- Los efectos torsionales que puedan generarse, conforme a lo indicado en el artículo A.3.6.7 de la NSR-10.
- La dirección de aplicación de la carga sísmica, considerando las exigencias del artículo A.3.6.3.
- Se verifican también los requisitos del artículo A.3.4.3 de la NSR-10.

Como resultado del análisis, se obtienen los parámetros exigidos por el artículo A.4.4.2, incluyendo:

- Los desplazamientos horizontales de la estructura, incorporando efectos torsionales, para evaluar el cumplimiento de las derivas admisibles según el Capítulo A.6.
- La distribución del cortante de piso entre los elementos verticales del sistema resistente, incluyendo efectos torsionales.
- Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación.
- Las fuerzas internas (momentos flectores, cortantes, axiales y torsionales) en cada uno de los elementos que conforman el sistema estructural.

7.1. ZONA DE AMENAZA SISMICA

Tabla 1. Valores de Aa, Av, Ae y Ad y definición de la zona de amenaza sísmica departamento de Casanare

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Yopal	85001	0.30	0.20	Alta	0.15	0.06
Aguazul	85010	0.30	0.20	Alta	0.14	0.06
Chámeza	85015	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Hato Corozal	85125	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Salina	85136	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Maní	85139	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Monterrey	85162	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Nunchía	85225	0.20	0.15	Intermedia	0.09	0.04
Orocué	85230	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Paz de Ariporo	85250	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Pore	85263	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Recetor	85279	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Sabanalarga	85300	0.35	0.30	Alta	0.13	0.05
Sácama	85315	0.35	0.20	Alta	0.16	0.08
San Luis de Palenque	85325	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Támara	85400	0.35	0.15	Alta	0.16	0.08
Tauramena	85410	0.15	0.20	Alta	0.06	0.03
Trinidad	85430	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Villanueva	85440	0.20	0.20	Alta	0.06	0.03

7.2. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

Grupo I — Estructuras de ocupación normal — Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV. I =1.0
Subrayado fuera de texto.

7.3. TIPO DE PERFIL DE SUELO

Para la determinación del perfil del suelo, se emplea el numeral A.2.4.2 — Tipos de Perfil de Suelo, junto con el numeral A.2.4.4 — Definición del Tipo de Perfil de Suelo y la tabla de Clasificación de los Perfiles de Suelo. De acuerdo con el estudio geotécnico, se considera un perfil de suelo tipo D, dado que el valor de N obtenido en el ensayo de penetración estándar es mayor a 15.

Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo según tabla A.2.4-1 de la NSR-10

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{Vs} \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{Vs} \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $\overline{Vs} \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\bar{S}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{Vs} \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{S}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{Vs}$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **W**≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{S}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: **F1** — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales	

	como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. **F2** — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). **F3** — Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con índice de Plasticidad **IP** > 75). **F4** — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)

7.4. ESPECTRO DE DISEÑO

Para la determinación de los valores de Fa y Fv, se consideran los valores de Aa, Av y el tipo de perfil de suelo, de acuerdo con la NSR-10. Para ello, se emplean la figura A.2.4-1 — Coeficiente de amplificación Fa del suelo para la zona de períodos cortos del espectro y la figura A.2.4-2 — Coeficiente de amplificación Fv del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro. Con estos valores, se establecen las relaciones necesarias para determinar el Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño.

Tabla 3. Parámetros para la construcción del espectro de diseño

Parámetros según amenaza sísmica			
Fa	1.2	**Fv**	2
Aa	0.3	**Av**	0.2
I	1	**Tc**	0.53
TL	4.8	**Sa**	0.9

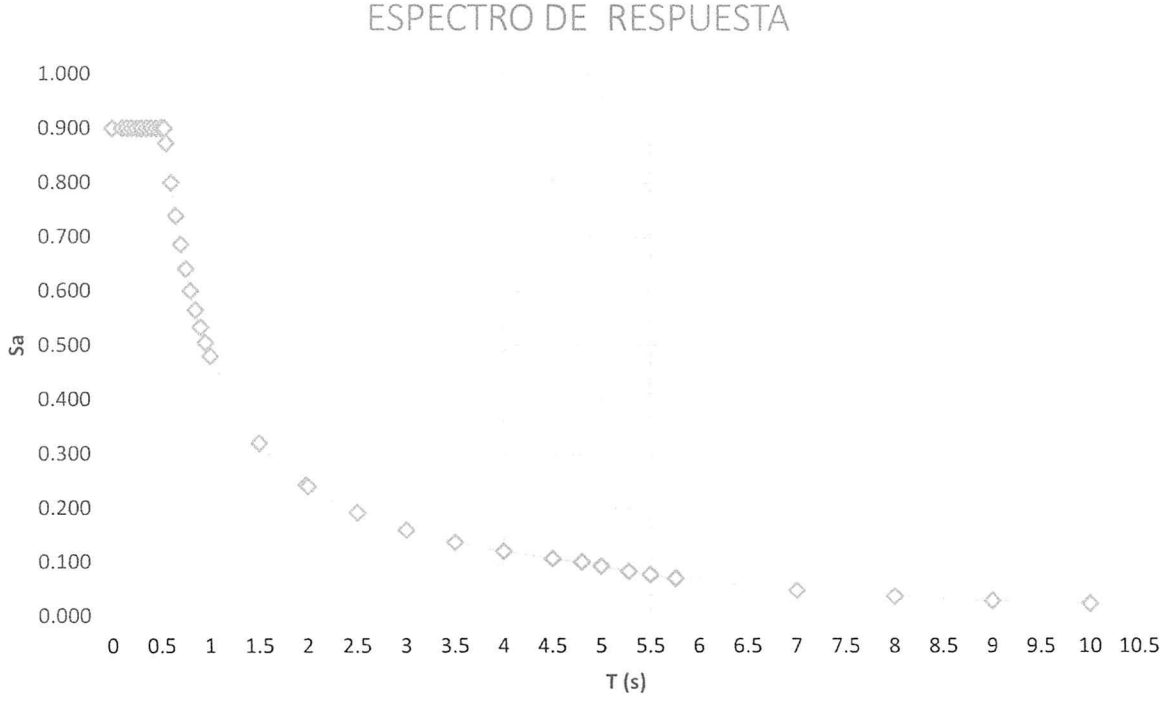


Ilustración 4 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño

1.1. COEFICIENTE DE DISIPACION DE ENERGIA

Tabla 4. Valores del coeficiente Ro según el tipo de estructura

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite

Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de $\mathbf{R_o}$ debe multiplicarse por 0.90.

7.5. DESCRIPCIÓN DE IRREGULARIDADES

RREGULARIDAD EN PLANTA	Irregularidad torsional	1.00
	Irregularidad torsional extrema	1.00
	Retrocesos en las esquinas	1.00
	Irregularidad del diafragma	1.00
	Desplazamiento de los planos de acción	1.00
	Sistemas no paralelos	1.00
	Irregularidad en planta ($Ø_p$)	1.00
IRREGULARIDAD EN ALTURA	Piso flexible	1.00
	Irregularidad en la distribución de la masa	1.00
	Irregularidad geométrica	1.00
	Desplazamiento dentro del plano de acción	1.00
	Piso débil - discontinuidad de resistencia	1.00
	Irregularidad en altura ($Ø_a$)	**1.00**
AUSENCIA DE REDUNDANCIA	Ausencia de redundancia ($Ø_r$)	1.00

7.5.1. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DICIPACIÓN DE ENERGIA R

COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA		
R_O	7	Pórticos de acero DES
Φ_p	1.0	Coeficiente irregularidades en planta
Φ_a	1.0	Coeficiente irregularidades en altura
Φ_r	1.0	Ausencia de redundancia
R	**6.3**	$R_o = \Phi_p * \Phi_a * \Phi_r$

7.6. ESPECTRO INELASTICO DE DISEÑO

A continuación, se presenta el espectro inelástico de aceleración de diseño reducido, aplicando el coeficiente de capacidad de disipación de energía (Sa/R).

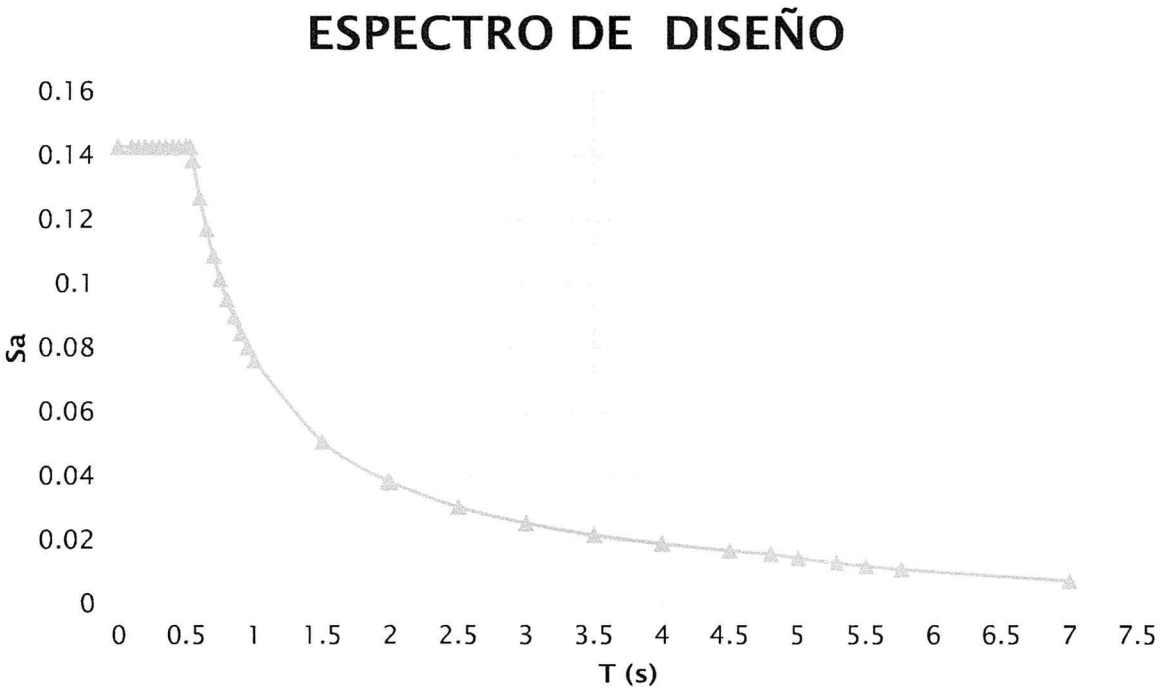


Ilustración 5. Espectro inelástico de diseño reducido

7.7. EVALUACION SISMICA

7.7.1. PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN

Según A.4.2.1 el valor del período fundamental de la edificación, T, debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura.

Se realiza el cálculo de los parámetros siguiendo los lineamientos del reglamento NSR-10, en este caso se obtuvo un **Cu** mayor a 1.2 por tanto se toma el valor calculado y se obtiene el valor de **CuTa**, la norma establece en el numeral A.4.2.3 que el valor de T obtenido al utilizar las ecuaciones A.4.2-1, A.4.2-3 o A.4.2-5 es un estimativa inicial razonable del período estructural para predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, debe calcularse el valor ajustado de T mediante la aplicación de análisis modal o de la ecuación A.4.2-1 para compararlo con el estimado inicial.

Tabla 5. Obtención del periodo de la estructura

PARAMETROS PARA OBTENCIÓN DEL PERIODO		
Ct	0.072	Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas. .
α	0.8	
h	8.3	Altura de la estructura en metros
Ta	0.39	Período fundamental aproximado
k	1.00	Exponente relacionado con el período fundamental de la edificación
Cu	1.27	Coeficiente utilizado para calcular el período máximo permisible la estructura
Cu*Ta	0.497	Periodo maximo de la estructura

Tabla 6. Periodo Fundamental de la estructura

TABLE: Modal Periods And Frequencies

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.298384	3.351383099	21.05736104	443.4124541
MODAL	Mode	2	0.290036	3.447844844	21.66344807	469.3049821
MODAL	Mode	3	0.23688	4.221545761	26.5247543	703.5625908
MODAL	Mode	4	0.093354	10.71196236	67.30524452	4529.99594
MODAL	Mode	5	0.091283	10.95498869	68.83222397	4737.875057
MODAL	Mode	6	0.076334	13.10036883	82.31204494	6775.272743
MODAL	Mode	7	0.043814	22.82368954	143.4054708	20565.12905
MODAL	Mode	8	0.042044	23.7845866	149.4429651	22333.19981
MODAL	Mode	9	0.035871	27.87785671	175.1617397	30681.63504
MODAL	Mode	10	0.029955	33.38366384	209.7557461	43997.47304
MODAL	Mode	11	0.02968	33.69293548	211.6989572	44816.44847
MODAL	Mode	12	0.027318	36.60632485	230.0043224	52901.98833

Se cumple con lo establecido en A.4.2.3 — El valor de T obtenido al utilizar las ecuaciones A.4.2-1, A.4.2-3 o A.4.2-5 es un estimativa inicial razonable del período estructural para predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, debe calcularse el valor ajustado de T mediante la aplicación de análisis modal o de la ecuación A.4.2-1 para compararlo con el estimado inicial; si el período de la estructura diseñada difiriera en más del 10% con el período estimado inicialmente, debe repetirse el proceso de análisis, utilizando el último período calculado como nuevo estimado, hasta que se converja en un resultado dentro de la tolerancia del 10% señalada.

7.7.2. FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

A continuación, se presenta el análisis de la fuerza horizontal equivalente utilizando el subcapítulo A.4.3, que trata sobre las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes.

Para llevar a cabo este análisis, es fundamental obtener la masa de la edificación, la cual se extrae del software SAP2000 y cumple con el apartado A.5.2.2. de la NSR 10, establece que las masas utilizadas en el análisis dinámico deben reflejar las masas reales presentes en la edificación durante los movimientos sísmicos de diseño.

Tabla 7. Análisis fuerza horizontal equivalente

NIVEL	h [m]	m [KN]	$m.h^k$	Cvx	Fx [kN]
N+8.30	8.30	79.1	656.53	1.00	71.190
SUMATORIA		**79.10**	**656.53**	**1.00**	**71.19**

7.8. COMBINACIONES DE CARGA

Deben tenerse en cuenta todas las cargas indicadas a continuación actuando en las combinaciones que se dan. El diseño debe hacerse para la combinación que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, en su cimentación, o en el elemento estructural bajo consideración. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúen.

Las fuerzas sísmicas reducidas, **E,** utilizadas en las combinaciones B.2.3-6, B.2.3-8 y B.2.3-10 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, **Fs** , de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Título A, divididos por **R**(**E = Fs/ R**)

Tabla 8. Combinaciones de diseño

COMBINACIONES DE DISEÑO B.2.4.2								
	D	H	F	L	T	E		W
						Sx	Sy	
COMB 1	1.4		1.4					
COMB 2	1.2		1.2	1.6				
COMB 3	1.2			1		0.16	0.05	
COMB 4	1.2			1		0.05	0.16	
COMB 5	0.9					0.16	0.05	
COMB 6	0.9					0.05	0.16	

7.9. VERIFICACION DE DERIVAS

La verificación de la deriva lateral de la estructura se realizó conforme a lo establecido en la NSR-10, Título A, sección A.6.4. Para esta evaluación se consideró la acción sísmica completa obtenida del análisis estructural, y los desplazamientos resultantes fueron comparados con el límite permisible para estructuras metálicas ($\Delta \leq 0.010$ h), verificando el cumplimiento de los requisitos de la norma.

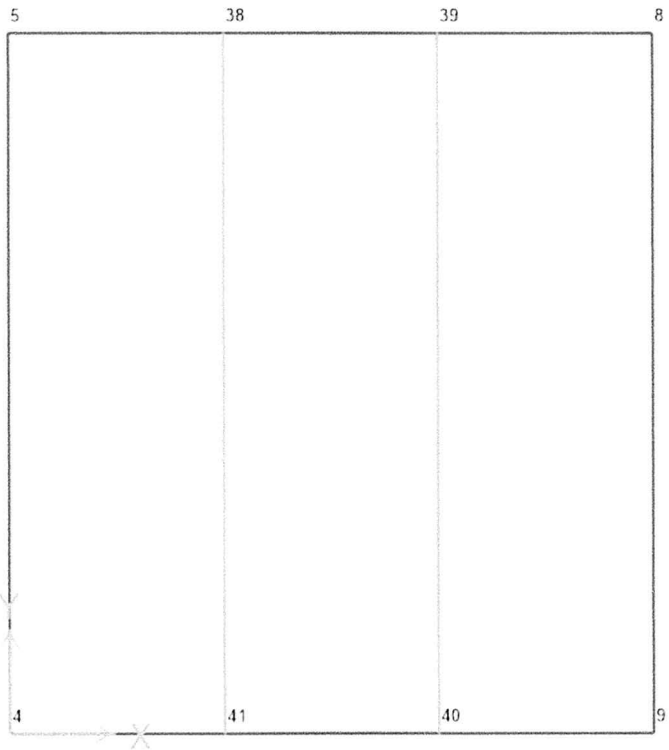


Ilustración 6. Punto de análisis de derivas puntos 5 -8-4 y 9 – Fuente SAP2000

Tabla 9. Verificación derivas punto de control

PISO	PUNTO	hpi (m)	COMBINACIÓN	DEFORMACIONES		Δ PISO	% DERIVA MAXIMA	Δ Piso permitida A.6 NSR - 10
				δ x (mm)	δ y (mm)	(mm)		(mm)
N+8.30	4	8.3	Ex	26.23	9.25	27.81	0.34%	83.00
N+0.00	4	0	Ex	0	0	0.00	0.00%	0.00
N+8.30	4	8.3	Ey	8.69	28.09	29.40	0.35%	83.00
N+0.00	4	0	Ey	0.000	0.000	0.00	0.00%	0.00

PISO	PUNTO	hpi (m)	COMBINACIÓN	DEFORMACIONES		Δ PISO	% DERIVA MAXIMA	Δ Piso permitida A.6 NSR - 10
				δ x (mm)	δ y (mm)	(mm)		(mm)
N+8.30	5	8.3	Ex	27.63	9.25	29.13	0.35%	83.00
N+0.00	5	0	Ex	0	0	0.00	0.00%	0.00
N+8.30	5	8.3	Ey	8.69	28.09	29.40	0.35%	83.00
N+0.00	5	0	Ey	0.000	0.000	0.00	0.00%	0.00

PISO	PUNTO	hpi (m)	COMBINACIÓN	DEFORMACIONES		Δ PISO	% DERIVA MAXIMA	Δ Piso permitida A.6 NSR - 10
				δ x (mm)	δ y (mm)	(mm)		(mm)
N+8.30	8	8.3	Ex	27.63	7.97	28.75	0.35%	83.00
N+0.00	8	0	Ex	0	0	0.00	0.00%	0.00
N+8.30	8	8.3	Ey	7.39	29.28	30.20	0.36%	83.00
N+0.00	8	0	Ey	0.000	0.000	0.00	0.00%	0.00

PISO	PUNTO	hpi (m)	COMBINACIÓN	DEFORMACIONES		Δ PISO	% DERIVA MAXIMA	Δ Piso permitida A.6 NSR - 10
				δ x (mm)	δ y (mm)	(mm)		(mm)
N+8.30	9	8.3	Ex	26.23	7.97	27.41	0.33%	83.00
N+0.00	9	0	Ex	0	0	0.00	0.00%	0.00
N+8.30	9	8.3	Ey	8.69	29.28	30.55	0.37%	83.00
N+0.00	9	0	Ey	0.000	0.000	0.00	0.00%	0.00

En ninguno de los casos analizados la deriva supera los 83 mm, valor correspondiente al límite máximo permitido. De acuerdo con los resultados del análisis estructural, la deriva máxima obtenida es de 30.55 mm, por lo cual la estructura cumple con el chequeo de derivas establecido en la NSR-10.

8. DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño de los elementos estructurales, se consideran los efectos ortogonales de la fuerza sísmica, representada por el espectro de diseño. En este análisis, se asume la ocurrencia simultánea del 100% de la fuerza sísmica en una dirección principal y el 30% de la fuerza sísmica en la dirección perpendicular, en cumplimiento con los lineamientos establecidos en la Norma Sismo-Resistente NSR-10.

La metodología empleada para el análisis estructural consiste en la modelación tridimensional de la estructura mediante el software SAP2000, el cual permite obtener los valores de fuerzas de corte, momentos flectores y fuerzas axiales en los distintos elementos estructurales.

Una vez realizado el análisis estructural, el programa lleva a cabo el diseño automático del refuerzo en los elementos de concreto, verificando el cumplimiento de los requisitos de capacidad y resistencia. Para ello, se consideran las distintas combinaciones de carga, aplicando los factores de mayoración de carga y reducción de resistencia especificados en la NSR-10.

Las respuestas máximas modales obtenidas del análisis, tales como deflexiones, derivas y esfuerzos, se comparan con los valores límite admisibles establecidos en la NSR-10, asegurando que la estructura cumpla con los criterios de seguridad y servicio.

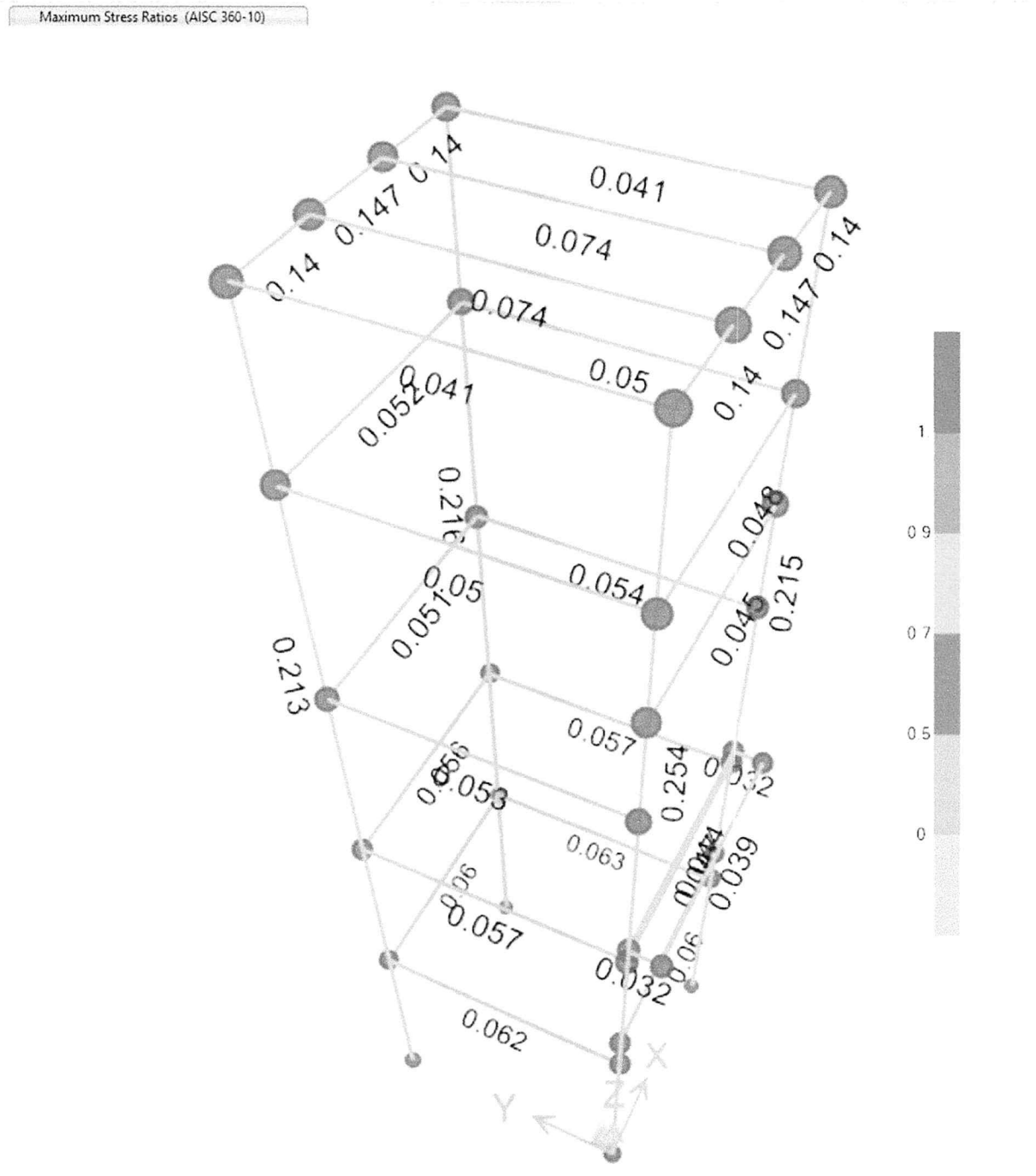
Posteriormente, se procede al diseño detallado del refuerzo de los elementos estructurales, basado en los resultados del análisis de esfuerzos. Para las vigas y columnas, el refuerzo se diseña considerando los momentos flectores en los ejes respectivos, de acuerdo con los resultados obtenidos del software.

Para el diseño de los elementos estructurales de concreto reforzado, se utilizan los coeficientes de reducción de resistencia (φ) según lo establecido en la Norma Sismo-Resistente Colombiana NSR-10. A continuación, se presentan los coeficientes utilizados en el diseño estructural:

	φ
Flexión sin carga axial	0.90
Tracción axial, con o sin flexión	0.90
Compresión axial, con o sin flexión	
→ Refuerzo transversal en espiral	0.75
→ Otro tipo de refuerzo transversal	0.65
Cortante y torsión	0.75
Contacto sobre concreto (Aplastamiento)	0.65

8.1. DISEÑO DE ESTRUCTURA

A continuación, se presentan los índices de esfuerzo en los elementos del modelo



A continuación se indican los label de cada elemeto y se anexa la tabla de resultados por cada elemento

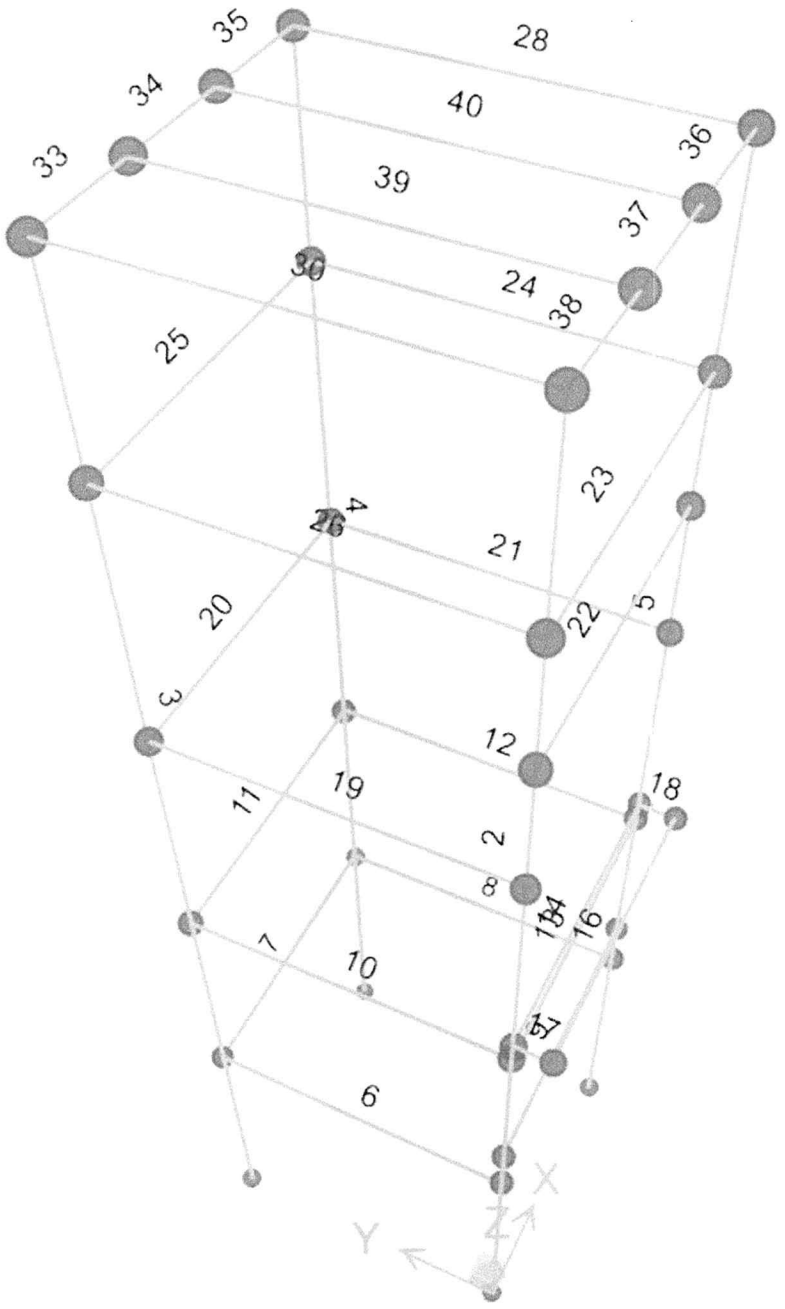


Tabla 10. Índices de esfuerzo de cada elemento

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-10

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	mm	Text	Text
2	100 X 100 X 6.0 mm	Column	No Messages	0.253574	PMM	COMB3 (Sp)	0	No Messages	No Messages
3	100 X 100 X 6.0 mm	Column	No Messages	0.21273	PMM	COMB2	50	No Messages	No Messages
4	100 X 100 X 6.0 mm	Column	No Messages	0.216471	PMM	COMB3 (Sp)	0	No Messages	No Messages
5	100 X 100 X 6.0 mm	Column	No Messages	0.214863	PMM	COMB2	50	No Messages	No Messages
6	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.061692	PMM	COMB4	2200	No Messages	No Messages
7	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.059586	PMM	COMB3	2020	No Messages	No Messages
8	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.063054	PMM	COMB4	0	No Messages	No Messages
9	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.059896	PMM	COMB3	2020	No Messages	No Messages
10	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.056773	PMM	COMB2	0	No Messages	No Messages
11	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.056089	PMM	COMB3	2020	No Messages	No Messages
12	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.056773	PMM	COMB2	2200	No Messages	No Messages
13	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.047066	PMM	COMB3	0	No Messages	No Messages
14	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.043782	PMM	COMB3	2020	No Messages	No Messages
16	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.038986	PMM	COMB2	808	No Messages	No Messages
17	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.032487	PMM	COMB2	250	No Messages	No Messages
18	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.032487	PMM	COMB2	250	No Messages	No Messages
19	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.052957	PMM	COMB4	2200	No Messages	No Messages
20	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.050667	PMM	COMB3	2020	No Messages	No Messages
21	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.05383	PMM	COMB4	0	No Messages	No Messages
22	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.044758	PMM	COMB3	2020	No Messages	No Messages
23	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.048151	PMM	COMB3	2020	No Messages	No Messages
24	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.049875	PMM	COMB4	2200	No Messages	No Messages
25	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.052378	PMM	COMB3	0	No Messages	No Messages
26	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.049562	PMM	COMB4	0	No Messages	No Messages
28	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.041398	PMM	COMB2	1310	No Messages	No Messages
30	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.041398	PMM	COMB2	890	No Messages	No Messages
33	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.140095	PMM	COMB2	673.33	No Messages	No Messages
34	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.146987	PMM	COMB2	336.67	No Messages	No Messages
35	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.140095	PMM	COMB2	0	No Messages	No Messages
36	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.139662	PMM	COMB2	673.33	No Messages	No Messages
37	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.146555	PMM	COMB2	336.67	No Messages	No Messages
38	100 X 100 X 6.0 mm	Beam	No Messages	0.139662	PMM	COMB2	0	No Messages	No Messages
39	IPE 200	Beam	No Messages	0.074309	PMM	COMB2	1320	No Messages	No Messages
40	IPE 200	Beam	No Messages	0.074309	PMM	COMB2	1320	No Messages	No Messages

8.2. DISEÑO DE CONEXIONES

Datos del proyecto

Nombre del proyecto	ASCENSOR ALCALDIA DE YOPAL
Número del Proyecto	N-001
Autor	CLN
Descripción	
Fecha	5/03/2026
Normativa de cálculo	AISC 360-16

Material

Acero	A36, A500, Gr. C, shaped

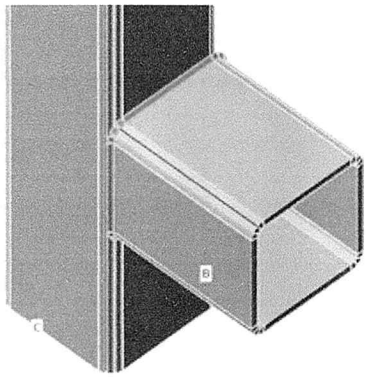
Ítem del proyecto CON1

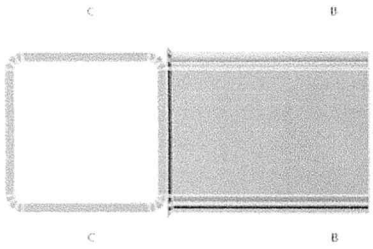
Diseño

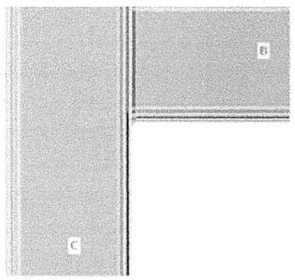
Nombre	CON1
Descripción	
Análisis	Tensión, deformación/ Carga simplificada
Normativa de cálculo	AISC - LRFD 2016

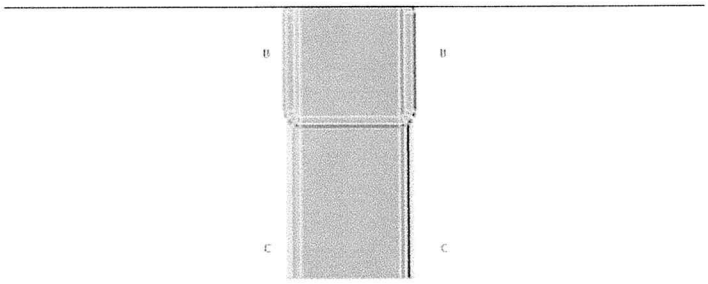
Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]	Fuerzas en
C	3 - RHS100x100	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Nodo
B	3 - RHS100x100	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Nodo




C
B
C
B

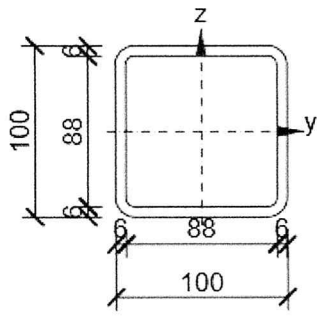

B
C



Secciones

Nombre	Material
3 - RHS100x100	A500, Gr. C, shaped

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
3 - RHS100x100	A500, Gr. C, shaped	

Cargas (No se requiere el equilibro)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B	0.0	0.0	-3.3	0.0	-1.0	0.0

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	0.0 < 5.0%	OK
Soldaduras	48.2 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	
GMNA	Calculado	

Placas

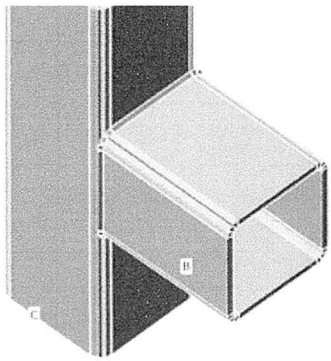
Nombre	f_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	σc_{Ed} [MPa]	Estado de la verificación
C	344.7	6.0	LE1	44.1	0.0	0.0	OK
B	344.7	6.0	LE1	51.4	0.0	0.0	OK

Datos de diseño

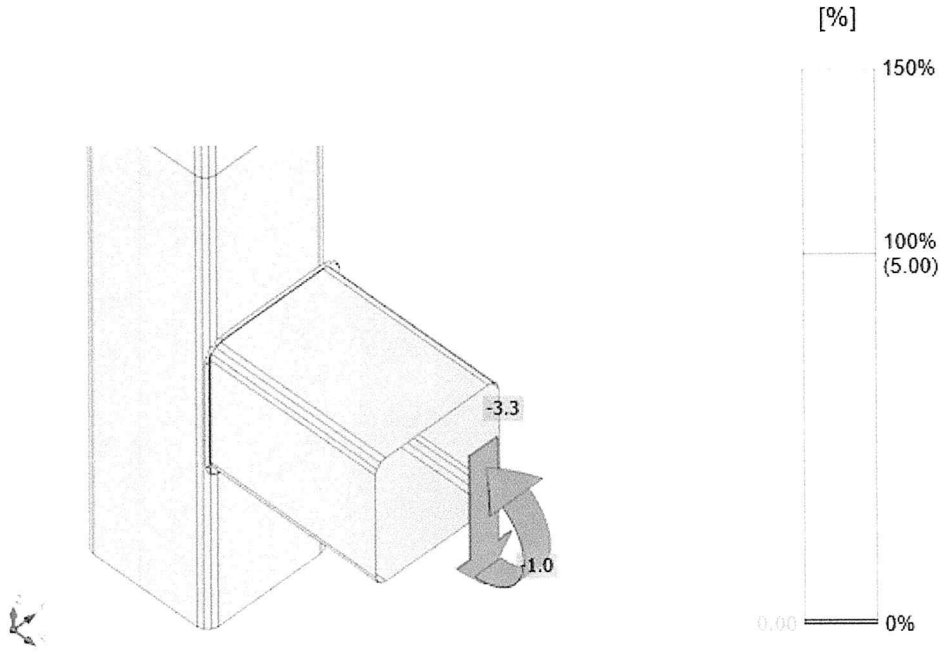
Material	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
A500, Gr. C, shaped	344.7	5.0

Explicación del símbolo

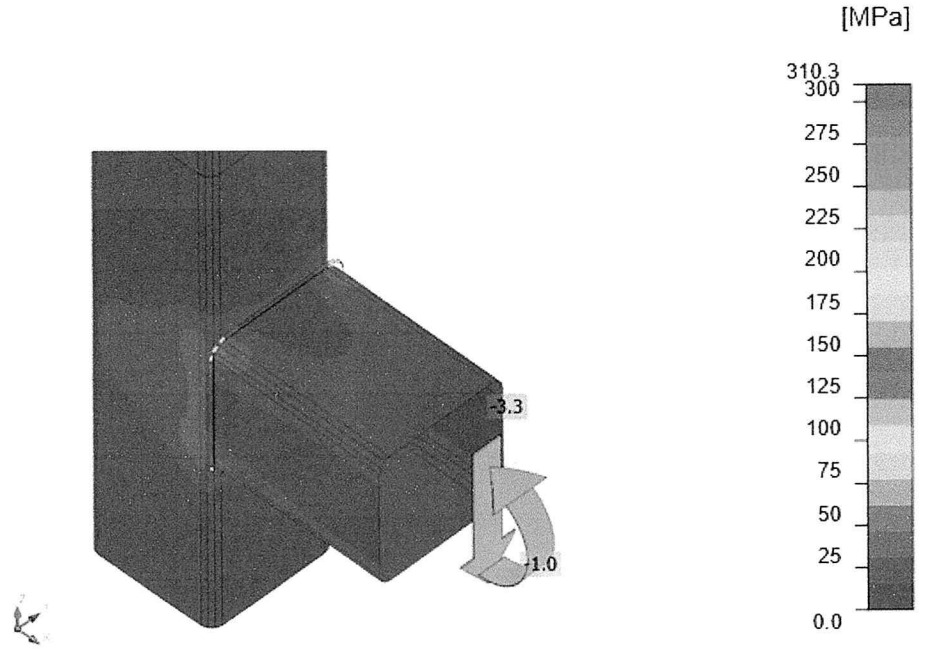
ε_{Pl}	Deformación plástica
σc_{Ed}	Tensiones de Contacto
σ_{Ed}	Ec. tensión
f_y	Límite elástico
ε_{lim}	Límite de la deformación plástica



Verificación general, LE1



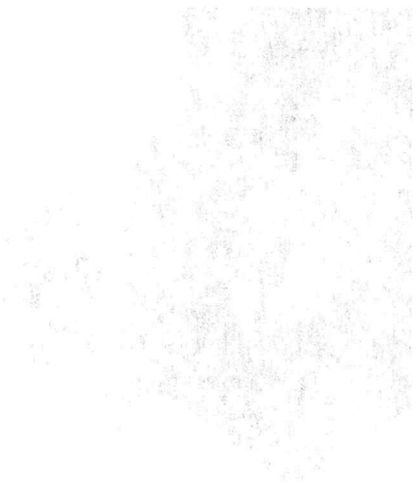
Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Weld sections

Ítem	Borde	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	Cargas	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Estado
C-w 1	B	E70xx	◢2.1	◢3.0	360	4	LE1	1.3	2.8	48.2	OK



Explicación del símbolo

T_h	Espesor de garganta de soldadura
L_s	Tamaño de la soldadura
L	Longitud de la soldadura
L_c	Longitud del elemento crítico de la soldadura
F_n	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
ϕR_n	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4
Ut	Utilización

Resultado detallado para C-w 1 / B

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} =$ 2.8 kN ≥ $F_n =$ 1.3 kN

Donde:

$F_{nw} =$ 422.7 MPa – resistencia nominal del material de aportación:

- $F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}\theta)$, donde:
  - $F_{EXX} =$ 482.6 MPa – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada
  - $\theta =$ 71.0° – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$A_{we} =$ 9 mm^2 – área eficaz del elemento de soldadura crítico

$\phi =$ 0.75 – factor de resistencia para conexiones soldadas

Pandeo

El análisis de pandeo no se ha calculado.

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
CUT2				tendón de soldadura simple: a = 2.1	361.7		

Soldaduras

Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
tendón de soldadura simple	E70xx	2.1	3.0	361.7

Configuración de la norma

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coeficiente de fricción - hormigón	0.40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Coeficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0.30	-	AISC 360-16 J3.8
Deformación plástica límite	0.05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribución plástica		
Detallado	No		
Distancia entre tornillos [d]	2.66	-	AISC 360-16 – J3.3

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Distancia entre tornillos y el borde [d]	1.25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ambos		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de la soldadura	No		AISC 360-16: J2-2
Hormigón fisurado	Sí		ACI 318-14 – Chapter 17
Comprobación de la deformación local	No		
Deformación límite local	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para secciones huecas

StatiCa®
Calculate yesterday's estimates

Datos del proyecto

Nombre del proyecto	ASCENSOR ALCALDIA DE YOPAL
Número del Proyecto	N-001
Autor	CLN
Descripción	
Fecha	5/03/2026
Normativa de cálculo	AISC 360-16

Material

Acero	A36, A500, Gr. C, shaped
Hormigón	4000 psi, 3000 psi

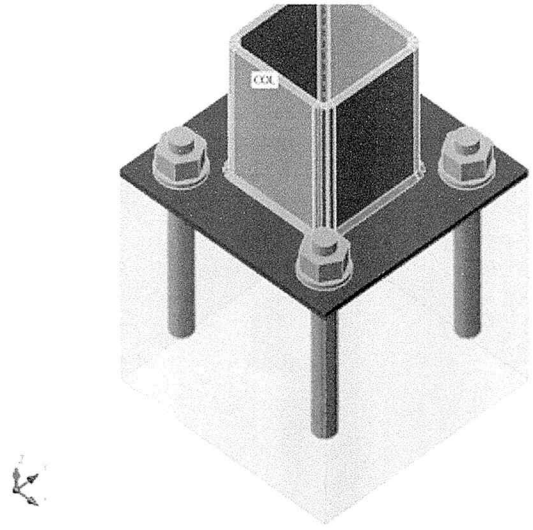
Ítem del proyecto CON2

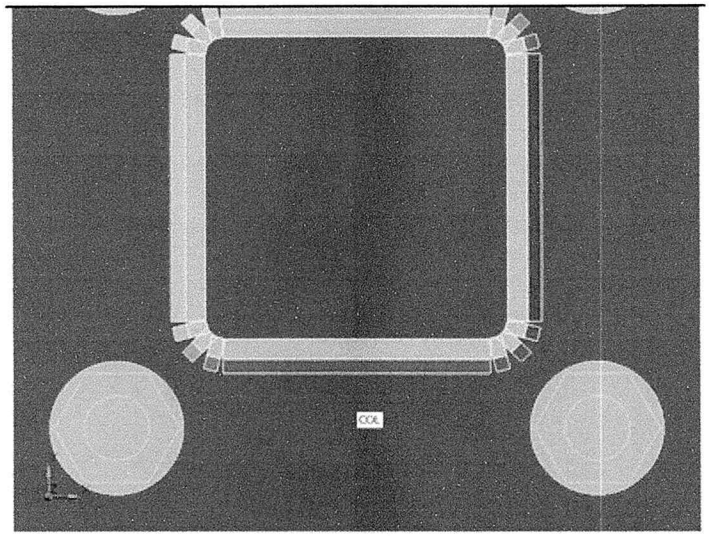
Diseño

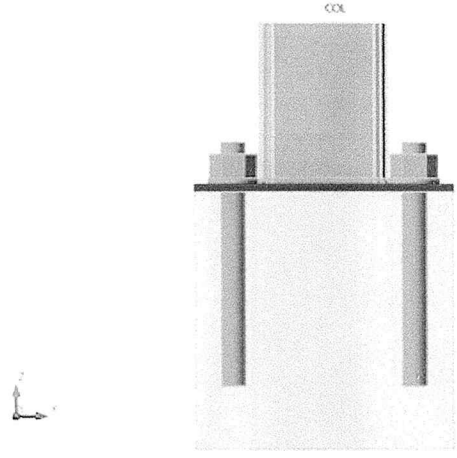
Nombre	CON2
Descripción	
Análisis	Tensión, deformación/ Carga simplificada
Normativa de cálculo	AISC - LRFD 2016

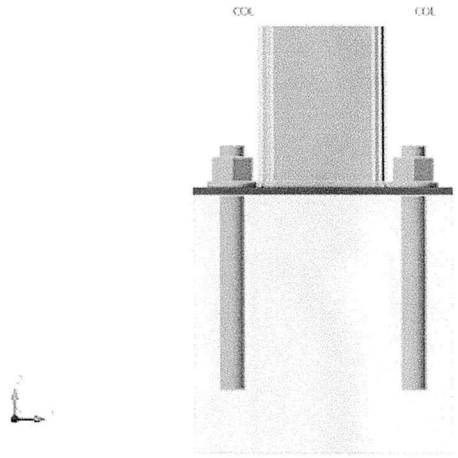
Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]	Fuerzas en
COL	3 - RHS100x100	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Nodo




COL

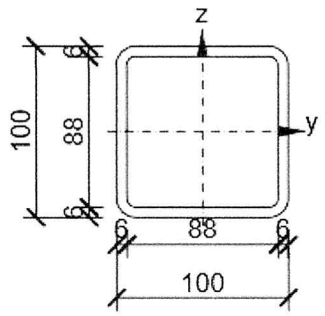

COL



Secciones

Nombre	Material
3 - RHS100x100	A500, Gr. C, shaped

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
3 - RHS100x100	A500, Gr. C, shaped	

Anclajes

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm^2]
3/4 F1554 Gr.36	3/4 F1554 Gr.36	19	400.0	285

Cargas (No se requiere el equilibro)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-49.3	0.0	0.0	0.0	0.6	-0.7

Bloque de la cimentación

Ítem	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	200 x 200	mm
Profundidad	200	mm
Anclaje	3/4 F1554 Gr.36	
Longitud del anclaje	150	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Fricción	

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	0.0 < 5.0%	OK
Anclajes	10.4 < 100%	OK
Soldaduras	56.3 < 100%	OK
Bloque de hormigón	14.6 < 100%	OK
Cortante	0.0 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

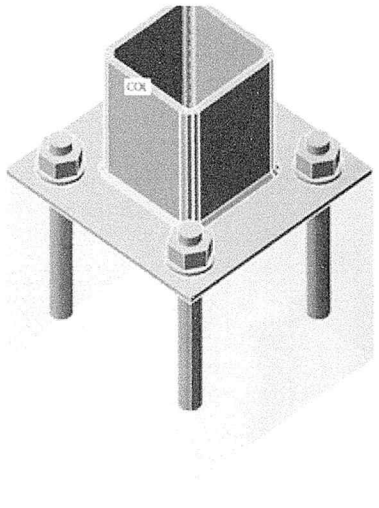
Nombre	Material	f_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	σc_{Ed} [MPa]	Estado de la verificación
COL	A500, Gr. C, shaped	344.7	6.0	LE1	63.6	0.0	0.0	OK
BP1	A36	248.2	6.0	LE1	68.8	0.0	0.0	OK

Datos de diseño

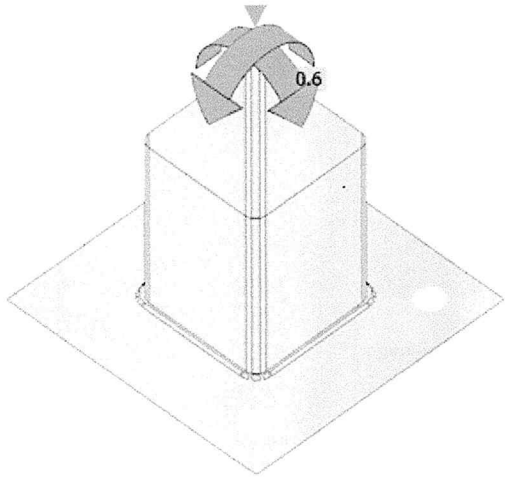
Material	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
A500, Gr. C, shaped	344.7	5.0
A36	248.2	5.0

Explicación del símbolo

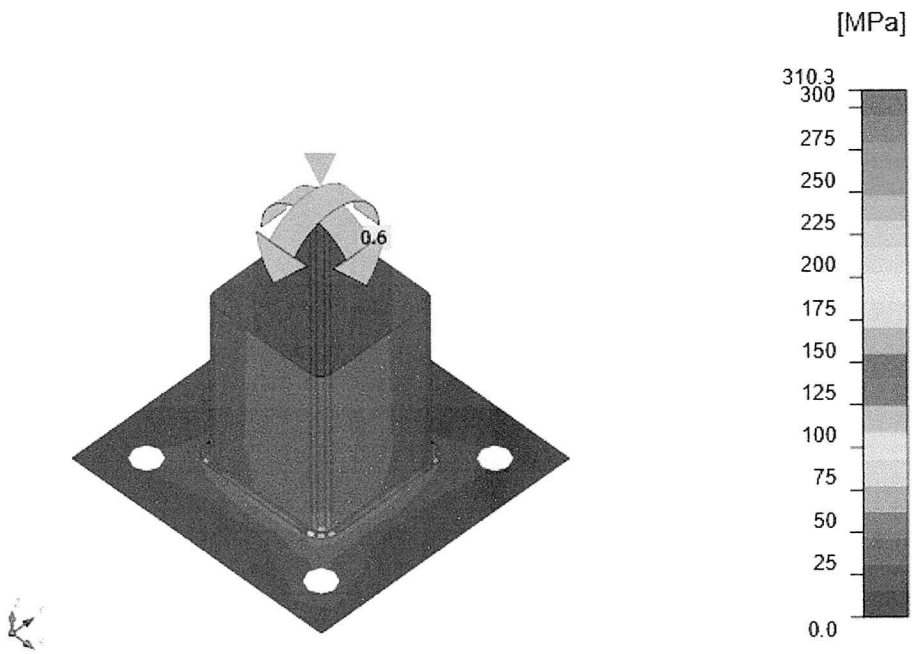
ε_{Pl}	Deformación plástica
σc_{Ed}	Tensiones de Contacto
σ_{Ed}	Ec. tensión
f_y	Límite elástico
ε_{lim}	Límite de la deformación plástica



Verificación general, LE1

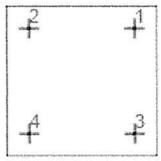


Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Anclajes

Forma	Ítem	Cargas	N_f [kN]	V [kN]	ϕN_{cbg} [kN]	ϕV_{cp} [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Estado
	A1	LE1	0.2	0.0	11.5	15.9	10.4	0.0	2.3	OK
	A2	LE1	0.3	0.0	11.5	15.9	10.4	0.0	2.3	OK
	A3	LE1	0.3	0.0	11.5	15.9	10.4	0.0	2.3	OK
	A4	LE1	0.4	0.0	11.5	15.9	10.4	0.0	2.3	OK

Datos de diseño

Calidad	ϕN_{sa} [kN]	ϕV_{sa} [kN]
3/4 F1554 Gr.36 - 1	60.3	33.6

Explicación del símbolo

N_f	Fuerza de tracción
V	Resultante de las fuerzas cortantes Vy, Vz en el tornillo.
ϕN_{cbg}	Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón a tracción de acuerdo con – ACI 318-14 – 17.4.2
ϕV_{cp}	Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje a cortante de acuerdo con – ACI 318-14 – 17.5.3
Ut_t	Utilización a tracción
Ut_s	Utilización a cortante
Ut_{ts}	Utilización a tensión y cortante
ϕN_{sa}	Resistencia del anclaje en tracción - ACI 318-14 – 17.4.1
ϕV_{sa}	Resistencia del anclaje a cortante - ACI 318-14 – 17.5.1

Resultado detallado para A1

Resistencia a tracción del anclaje (ACI 318-14 – 17.4.1)

$$\phi N_{sa} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} = \quad 60.3 \quad \text{kN} \quad \geq \quad N_f = \quad 0.2 \quad \text{kN}$$

Donde:

$\phi = 0.70$ – factor de resistencia

$A_{se,N} = 215$ mm^2 – Área a tracción

$f_{uta} = 400.0$ MPa – resistencia última especificifica para el acero del tornillo

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9 \cdot f_{ya}, f_u)$, donde:
  - $f_{ya} =$ 248.2 MPa – límite elástico esfecificado del acero del anclaje
  - $f_u =$ 400.0 MPa – resistencia última especificifica para el acero del anclaje

Resistencia a arrancamiento del hormigón del anclaje en tracción (ACI 318-14 – 17.4.2)
The check is performed for group of anchors that form common tension breakout cone: A1, A2, A3, A4

$\phi N_{cbg} = \phi \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot N_b =$ 11.5 kN ≥ $N_{fg} =$ 1.2 kN

Donde:

$N_{fg} = 1.2$ kN – suma de las fuerzas de tracción en los anclajes con un área común del cono de arrancamiento de hormigón

$\phi = 0.70$ – factor de resistencia

$A_{Nc} = 40000$ mm^2 – Cono de arrancamiento del hormigón para el grupo de anclajes

$A_{Nc0} = 19600$ mm^2 – Cono de arrancamiento del hormigón de un solo anclaje no influenciado por los bordes

$\Psi_{ed,N} = 0.83$ – factor modificador por la distancia al borde

- $\Psi_{ed,N} = \min(0.7 + \frac{0.3 \cdot c_{a,min}}{1.5 \cdot h_{ef}}, 1)$, donde:
  - $c_{a,min} =$ 30 mm – distancia mínima desde el anclaje hasta el borde
  - $h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s}{3})) =$ 47 mm – profundidad del embebimiento, donde:
    - $h_{emb} =$ 150 mm – longitud del anclaje
    - $c_{a,max} =$ 30 mm – máxima distancia del anclaje a uno de los tres bordes más cercanos
    - $s =$ 140 mm – máximo espaciado entre anclajes

$\Psi_{ec,N} = 0.67$ – factor modificador para grupos de anclajes cargados excéntricamente

- $\Psi_{ec,N} = \Psi_{ecx,N} \cdot \Psi_{ecy,N}$, donde:
  - $\Psi_{ecx,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$ 0.83 – factor modificador que depende de la excentricidad en la dirección x
  - $e_{x,N} =$ 15 mm – excentricidad de la carga de tracción en la dirección x
  - $\Psi_{ecy,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$ 0.81 – factor modificador que depende de la excentricidad en la dirección y
  - $e_{y,N} =$ 16 mm – excentricidad de la carga de tracción en la dirección y
  - $h_{ef} =$ 47 mm – profundidad del embebimiento

$\Psi_{c,N} = 1.00$ – factor modificador para las condiciones del hormigón

$N_b = 14.5$ kN – resistencia básica a arrancamiento del hormigón de un solo anclaje a tracción

- $N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$, donde:
  - $k_c =$ 10.0 – coeficiente para anclajes hormigonados in situ
  - $\lambda_a =$ 1.00 – factor de modificación para hormigones ligeros
  - $f'_c =$ 20.7 MPa – resistencia a compresión del hormigón
  - $h_{ef} =$ 47 mm – profundidad del embebimiento

Resistencia a cortante (ACI 318-14 – 17.5.1)

$\phi V_{sa} = \phi \cdot 0.6 \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta} =$ 33.6 kN ≥ $V =$ 0.0 kN

Donde:

$\phi = 0.65$ – factor de resistencia

$A_{se,V} = 215$ mm^2 – Área a tracción

$f_{uta} = 400.0$ MPa – resistencia última especificifica para el acero del tornillo

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9 \cdot f_{ya}, f_u)$, donde:
  - $f_{ya} =$ 248.2 MPa – límite elástico esfecificado del acero del anclaje
  - $f_u =$ 400.0 MPa – resistencia última especificifica para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento en cuña del hormigón (pryout) (ACI 318-14 – 17.5.3)

The check is performed for group of anchors on common base plate

$\phi V_{cp} = \phi \cdot k_{cp} \cdot N_{cp} =$ 15.9 kN ≥ $V_g =$ 0.0 kN

Donde:

$\phi = 0.65$ – factor de resistencia

$k_{cp} = 1.00$ – factor de arrancamiento por cortante en cuña del hormigón (pry-out)

$N_{cp} = 24.5$ kN – resistencia a arrancamiento del cono de hormigón en caso de todos los anclajes en tracción

$V_g = 0.0$ kN – suma de los cortantes de los anclajes sobre una misma placa base

Interacción tracción-cortante (ACI 318-14 – R17.6)

${U_{tt}}^{5/3} + {U_{ts}}^{5/3} =$ 0.02 ≤ 1.0

Donde:

$U_{tt} = 0.10$ – máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

$U_{ts} = 0.00$ – máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Resultado detallado para A2

Resistencia a tracción del anclaje (ACI 318-14 – 17.4.1)

$\phi N_{sa} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} =$ 60.3 kN ≥ $N_f =$ 0.3 kN

Donde:

$\phi = 0.70$ – factor de resistencia

$A_{se,N} = 215$ mm^2 – Área a tracción

$f_{uta} = 400.0$ MPa – resistencia última especificifica para el acero del tornillo

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9 \cdot f_{ya}, f_u)$, donde:
  - $f_{ya} =$ 248.2 MPa – límite elástico esfecificado del acero del anclaje
  - $f_u =$ 400.0 MPa – resistencia última especificifica para el acero del anclaje

Resistencia a arrancamiento del hormigón del anclaje en tracción (ACI 318-14 – 17.4.2)
The check is performed for group of anchors that form common tension breakout cone: A1, A2, A3, A4

$\phi N_{cbg} = \phi \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot N_b =$ 11.5 kN ≥ $N_{fg} =$ 1.2 kN

Donde:

$N_{fg} = 1.2$ kN – suma de las fuerzas de tracción en los anclajes con un área común del cono de arrancamiento de hormigón

$\phi = 0.70$ – factor de resistencia

$A_{Nc} = 40000$ mm^2 – Cono de arrancamiento del hormigón para el grupo de anclajes

$A_{Nc0} = 19600$ mm^2 – Cono de arrancamiento del hormigón de un solo anclaje no influenciado por los bordes

$\Psi_{ed,N} = 0.83$ – factor modificador por la distancia al borde

- $\Psi_{ed,N} = \min(0.7 + \frac{0.3 \cdot c_{a,min}}{1.5 \cdot h_{ef}}, 1)$, donde:
  - $c_{a,min} =$ 30 mm – distancia mínima desde el anclaje hasta el borde
  - $h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s}{3})) =$ 47 mm – profundidad del embebimiento, donde:
    - $h_{emb} =$ 150 mm – longitud del anclaje
    - $c_{a,max} =$ 30 mm – máxima distancia del anclaje a uno de los tres bordes más cercanos
    - $s =$ 140 mm – máximo espaciado entre anclajes

$\Psi_{ec,N} = 0.67$ – factor modificador para grupos de anclajes cargados excéntricamente

- $\Psi_{ec,N} = \Psi_{ecx,N} \cdot \Psi_{ecy,N}$, donde:
  - $\Psi_{ecx,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$ 0.83 – factor modificador que depende de la excentricidad en la dirección x
  - $e_{x,N} =$ 15 mm – excentricidad de la carga de tracción en la dirección x
  - $\Psi_{ecy,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$ 0.81 – factor modificador que depende de la excentricidad en la dirección y
  - $e_{y,N} =$ 16 mm – excentricidad de la carga de tracción en la dirección y
  - $h_{ef} =$ 47 mm – profundidad del embebimiento

$\Psi_{c,N} = 1.00$ – factor modificador para las condiciones del hormigón

$N_b = 14.5$ kN – resistencia básica a arrancamiento del hormigón de un solo anclaje a tracción

- $N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$, donde:
  - $k_c =$ 10.0 – coeficiente para anclajes hormigonados in situ
  - $\lambda_a =$ 1.00 – factor de modificación para hormigones ligeros
  - $f'_c =$ 20.7 MPa – resistencia a compresión del hormigón
  - $h_{ef} =$ 47 mm – profundidad del embebimiento

Resistencia a cortante (ACI 318-14 – 17.5.1)

$\phi V_{sa} = \phi \cdot 0.6 \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta} =$ 33.6 kN ≥ $V =$ 0.0 kN

Donde:

$\phi = 0.65$ – factor de resistencia

$A_{se,V} = 215$ mm^2 – Área a tracción

$f_{uta} = 400.0$ MPa – resistencia última especificifica para el acero del tornillo

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9 \cdot f_{ya}, f_u)$, donde:
  - $f_{ya} =$ 248.2 MPa – límite elástico esfecificado del acero del anclaje
  - $f_u =$ 400.0 MPa – resistencia última especificifica para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento en cuña del hormigón (pryout) (ACI 318-14 – 17.5.3)

The check is performed for group of anchors on common base plate

$\phi V_{cp} = \phi \cdot k_{cp} \cdot N_{cp} =$ 15.9 kN ≥ $V_g =$ 0.0 kN

Donde:

$\phi = 0.65$ – factor de resistencia

$k_{cp} = 1.00$ – factor de arrancamiento por cortante en cuña del hormigón (pry-out)

$N_{cp} = 24.5$ kN – resistencia a arrancamiento del cono de hormigón en caso de todos los anclajes en tracción

$V_g = 0.0$ kN – suma de los cortantes de los anclajes sobre una misma placa base

Interacción tracción-cortante (ACI 318-14 – R17.6)

${U_{tt}}^{5/3} + {U_{ts}}^{5/3} =$ 0.02 ≤ 1.0

Donde:

$U_{tt} = 0.10$ – máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

$U_{ts} = 0.00$ – máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Resultado detallado para A3

Resistencia a tracción del anclaje (ACI 318-14 – 17.4.1)

$\phi N_{sa} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} =$ 60.3 kN ≥ $N_f =$ 0.3 kN

Donde:

$\phi = 0.70$ – factor de resistencia

$A_{se,N} = 215$ mm^2 – Área a tracción

$f_{uta} = 400.0$ MPa – resistencia última especificifica para el acero del tornillo

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9 \cdot f_{ya}, f_u)$, donde:
  - $f_{ya} =$ 248.2 MPa – límite elástico esfecificado del acero del anclaje
  - $f_u =$ 400.0 MPa – resistencia última especificifica para el acero del anclaje

Resistencia a arrancamiento del hormigón del anclaje en tracción (ACI 318-14 – 17.4.2)
The check is performed for group of anchors that form common tension breakout cone: A1, A2, A3, A4

$\phi N_{cbg} = \phi \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot N_b =$ 11.5 kN ≥ $N_{fg} =$ 1.2 kN

Donde:

$N_{fg} = 1.2$ kN – suma de las fuerzas de tracción en los anclajes con un área común del cono de arrancamiento de hormigón

$\phi = 0.70$ – factor de resistencia

$A_{Nc} = 40000$ mm^2 – Cono de arrancamiento del hormigón para el grupo de anclajes

$A_{Nc0} = 19600$ mm^2 – Cono de arrancamiento del hormigón de un solo anclaje no influenciado por los bordes

$\Psi_{ed,N} = 0.83$ – factor modificador por la distancia al borde

- $\Psi_{ed,N} = \min(0.7 + \frac{0.3 \cdot c_{a,min}}{1.5 \cdot h_{ef}}, 1)$, donde:
  - $c_{a,min} =$ 30 mm – distancia mínima desde el anclaje hasta el borde
  - $h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s}{3})) =$ 47 mm – profundidad del embebimiento, donde:
    - $h_{emb} =$ 150 mm – longitud del anclaje
    - $c_{a,max} =$ 30 mm – máxima distancia del anclaje a uno de los tres bordes más cercanos
    - $s =$ 140 mm – máximo espaciado entre anclajes

$\Psi_{ec,N} = 0.67$ – factor modificador para grupos de anclajes cargados excéntricamente

- $\Psi_{ec,N} = \Psi_{ecx,N} \cdot \Psi_{ecy,N}$, donde:
  - $\Psi_{ecx,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$ 0.83 – factor modificador que depende de la excentricidad en la dirección x
  - $e_{x,N} =$ 15 mm – excentricidad de la carga de tracción en la dirección x
  - $\Psi_{ecy,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$ 0.81 – factor modificador que depende de la excentricidad en la dirección y
  - $e_{y,N} =$ 16 mm – excentricidad de la carga de tracción en la dirección y
  - $h_{ef} =$ 47 mm – profundidad del embebimiento

$\Psi_{c,N} = 1.00$ – factor modificador para las condiciones del hormigón

$N_b = 14.5$ kN – resistencia básica a arrancamiento del hormigón de un solo anclaje a tracción

- $N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$, donde:
  - $k_c =$ 10.0 – coeficiente para anclajes hormigonados in situ
  - $\lambda_a =$ 1.00 – factor de modificación para hormigones ligeros
  - $f'_c =$ 20.7 MPa – resistencia a compresión del hormigón
  - $h_{ef} =$ 47 mm – profundidad del embebimiento

Resistencia a cortante (ACI 318-14 – 17.5.1)

$\phi V_{sa} = \phi \cdot 0.6 \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta} =$ 33.6 kN ≥ $V =$ 0.0 kN

Donde:

$\phi = 0.65$ – factor de resistencia

$A_{se,V} = 215$ mm^2 – Área a tracción

$f_{uta} = 400.0$ MPa – resistencia última especificifica para el acero del tornillo

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9 \cdot f_{ya}, f_u)$, donde:
  - $f_{ya} =$ 248.2 MPa – límite elástico esfecificado del acero del anclaje
  - $f_u =$ 400.0 MPa – resistencia última especificifica para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento en cuña del hormigón (pryout) (ACI 318-14 – 17.5.3)

The check is performed for group of anchors on common base plate

$\phi V_{cp} = \phi \cdot k_{cp} \cdot N_{cp} =$ 15.9 kN ≥ $V_g =$ 0.0 kN

Donde:

$\phi = 0.65$ – factor de resistencia

$k_{cp} = 1.00$ – factor de arrancamiento por cortante en cuña del hormigón (pry-out)

$N_{cp} = 24.5$ kN – resistencia a arrancamiento del cono de hormigón en caso de todos los anclajes en tracción

$V_g = 0.0$ kN – suma de los cortantes de los anclajes sobre una misma placa base

Interacción tracción-cortante (ACI 318-14 – R17.6)

${U_{tt}}^{5/3} + {U_{ts}}^{5/3} =$ 0.02 ≤ 1.0

Donde:

$U_{tt} = 0.10$ – máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

$U_{ts} = 0.00$ – máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Resultado detallado para A4

Resistencia a tracción del anclaje (ACI 318-14 – 17.4.1)

$\phi N_{sa} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} =$ 60.3 kN ≥ $N_f =$ 0.4 kN

Donde:

$\phi = 0.70$ – factor de resistencia

$A_{se,N} = 215$ mm^2 – Área a tracción

$f_{uta} = 400.0$ MPa – resistencia última especificifica para el acero del tornillo

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9 \cdot f_{ya}, f_u)$, donde:
  - $f_{ya} =$ 248.2 MPa – límite elástico esfecificado del acero del anclaje
  - $f_u =$ 400.0 MPa – resistencia última especificifica para el acero del anclaje

Resistencia a arrancamiento del hormigón del anclaje en tracción (ACI 318-14 – 17.4.2)

The check is performed for group of anchors that form common tension breakout cone: A1, A2, A3, A4

$\phi N_{cbg} = \phi \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot N_b =$ 11.5 kN ≥ $N_{fg} =$ 1.2 kN

Donde:

$N_{fg} =$ 1.2 kN – suma de las fuerzas de tracción en los anclajes con un área común del cono de arrancamiento de hormigón

$\phi =$ 0.70 – factor de resistencia

$A_{Nc} =$ 40000 mm^2 – Cono de arrancamiento del hormigón para el grupo de anclajes

$A_{Nc0} =$ 19600 mm^2 – Cono de arrancamiento del hormigón de un solo anclaje no influenciado por los bordes

$\Psi_{ed,N} =$ 0.83 – factor modificador por la distancia al borde

- $\Psi_{ed,N} = \min(0.7 + \frac{0.3 \cdot c_{a,min}}{1.5 \cdot h_{ef}}, 1)$, donde:
  - $c_{a,min} =$ 30 mm – distancia mínima desde el anclaje hasta el borde
  - $h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s}{3})) =$ 47 mm – profundidad del embebimiento, donde:
    - $h_{emb} =$ 150 mm – longitud del anclaje
    - $c_{a,max} =$ 30 mm – máxima distancia del anclaje a uno de los tres bordes más cercanos
    - $s =$ 140 mm – máximo espaciado entre anclajes

$\Psi_{ec,N} =$ 0.67 – factor modificador para grupos de anclajes cargados excéntricamente

- $\Psi_{ec,N} = \Psi_{ecx,N} \cdot \Psi_{ecy,N}$, donde:
  - $\Psi_{ecx,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$ 0.83 – factor modificador que depende de la excentricidad en la dirección x
  - $e_{x,N} =$ 15 mm – excentricidad de la carga de tracción en la dirección x
  - $\Psi_{ecy,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$ 0.81 – factor modificador que depende de la excentricidad en la dirección y
  - $e_{y,N} =$ 16 mm – excentricidad de la carga de tracción en la dirección y
  - $h_{ef} =$ 47 mm – profundidad del embebimiento

$\Psi_{c,N} =$ 1.00 – factor modificador para las condiciones del hormigón

$N_b =$ 14.5 kN – resistencia básica a arrancamiento del hormigón de un solo anclaje a tracción

- $N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$, donde:
  - $k_c =$ 10.0 – coeficiente para anclajes hormigonados in situ
  - $\lambda_a =$ 1.00 – factor de modificación para hormigones ligeros
  - $f'_c =$ 20.7 MPa – resistencia a compresión del hormigón
  - $h_{ef} =$ 47 mm – profundidad del embebimiento

Resistencia a cortante (ACI 318-14 – 17.5.1)

$\phi V_{sa} = \phi \cdot 0.6 \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta} =$ 33.6 kN ≥ $V =$ 0.0 kN

Donde:

$\phi = 0.65$ – factor de resistencia

$A_{se,V} = 215$ mm^2 – Área a tracción

$f_{uta} = 400.0$ MPa – resistencia última espeficifica para el acero del tornillo

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1.9 \cdot f_{ya}, f_u)$, donde:
  - $f_{ya} =$ 248.2 MPa – límite elástico esfecificado del acero del anclaje
  - $f_u =$ 400.0 MPa – resistencia última espeficifica para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento en cuña del hormigón (pryout) (ACI 318-14 – 17.5.3)

The check is performed for group of anchors on common base plate

$\phi V_{cp} = \phi \cdot k_{cp} \cdot N_{cp} =$ 15.9 kN ≥ $V_g =$ 0.0 kN

Donde:

$\phi = 0.65$ – factor de resistencia

$k_{cp} = 1.00$ – factor de arrancamiento por cortante en cuña del hormigón (pry-out)

$N_{cp} = 24.5$ kN – resistencia a arrancamiento del cono de hormigón en caso de todos los anclajes en tracción

$V_g = 0.0$ kN – suma de los cortantes de los anclajes sobre una misma placa base

Interacción tracción-cortante (ACI 318-14 – R17.6)

$U_{tt}{}^{5/3} + U_{ts}{}^{5/3} =$ 0.02 ≤ 1.0

Donde:

$U_{tt} = 0.10$ – máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

$U_{ts} = 0.00$ – máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Weld sections

Ítem	Borde	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	Cargas	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Estado
BP1	COL	E70xx	◢2.8	◢4.0	358	4	LE1	2.1	3.7	56.3	OK

Explicación del símbolo

T_h	Espesor de garganta de soldadura
L_s	Tamaño de la soldadura
L	Longitud de la soldadura
L_c	Longitud del elemento crítico de la soldadura
F_n	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
ϕR_n	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4
Ut	Utilización

Resultado detallado para BP1 / COL

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} =$ 3.7 kN ≥ $F_n =$ 2.1 kN

Donde:

$F_{nw} =$ 415.7 MPa – resistencia nominal del material de aportación:

- $F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}\theta)$, donde:
  - $F_{EXX} =$ 482.6 MPa – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada
  - $\theta =$ 65.8° – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$A_{we} =$ 12 mm^2 – área eficaz del elemento de soldadura crítico

$\phi =$ 0.75 – factor de resistencia para conexiones soldadas

Bloque de hormigón

Ítem	Cargas	A_1 [mm2]	A_2 [mm2]	σ [MPa]	Ut [%]	Estado
CB 1	LE1	27227	34797	1.9	14.6	OK

Explicación del símbolo

A_1	Área cargada
A_2	Área de soporte
σ	Tensión media en el hormigón
Ut	Utilización

Resultado detallado para CB 1

Comprobación de la resistencia a compresión del bloque de hormigón (AISC 360-16 Section J8)

$\phi_c f_{p,max} =$ 12.9 MPa ≥ $\sigma =$ 1.9 MPa

Donde:

$f_{p,max} =$ 19.9 MPa – resistencia de cálculo a aplastamiento del bloque de hormigón:

- $f_{p,max} = 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 \cdot f'_c$, donde:
  - $f'_c =$ 20.7 MPa – resistencia a compresión del hormigón
  - $A_1 =$ 27227 mm^2 – Área de la placa base en contacto con la superficie de hormigón
  - $A_2 =$ 34797 mm^2 – Superfície de apoyo del hormigón

$\phi_c =$ 0.65 – factor de resistencia para el hormigón

Cortante en el plano de contacto

Ítem	Cargas	V [kN]	ϕV_r [kN]	μ [-]	Ut [%]	Estado
BP1	LE1	0.0	13.4	0.40	0.0	OK

Explicación del símbolo

V	Esfuerzo cortante
ϕV_r	Resistencia a cortante
μ	Coeficiente de fricción entre la placa de anclaje y el bloque de hormigón
Ut	Utilización

Resultado detallado para BP1

Comprobación de la placa base a cortante (ACI 349 – B.6.1.4)

$$\phi_c V_r = \phi_c \cdot \mu \cdot C = \quad 13.4 \quad \text{kN} \quad \geq \quad V = \quad 0.0 \quad \text{kN}$$

Donde:

$\phi_c = 0.65$ – factor de resistencia para el hormigón

$\mu = 0.4$ – coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón

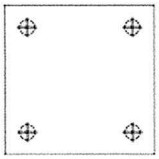
$C = 51.5$ kN – fuerza de compresión

Pandeo

El análisis de pandeo no se ha calculado.

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
BP1	P6.0x200.0-200.0 (A36)		1	tendón de soldadura simple: a = 2.8	361.7	3/4 F1554 Gr.36	4

Soldaduras

Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
tendón de soldadura simple	E70xx	2.8	4.0	361.7

Anclajes

Nombre	Longitud [mm]	Longitud del taladro [mm]	Cuenta
3/4 F1554 Gr.36	156	150	4

Configuración de la norma

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coeficiente de fricción - hormigón	0.40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Coeficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0.30	-	AISC 360-16 J3.8
Deformación plástica límite	0.05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribución plástica		
Detallado	No		

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Distancia entre tornillos [d]	2.66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distancia entre tornillos y el borde [d]	1.25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ambos		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de la soldadura	No		AISC 360-16: J2-2
Hormigón fisurado	Sí		ACI 318-14 – Chapter 17
Comprobación de la deformación local	No		
Deformación límite local	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para secciones huecas

8.3. DISEÑO FOSO ASCENSOR

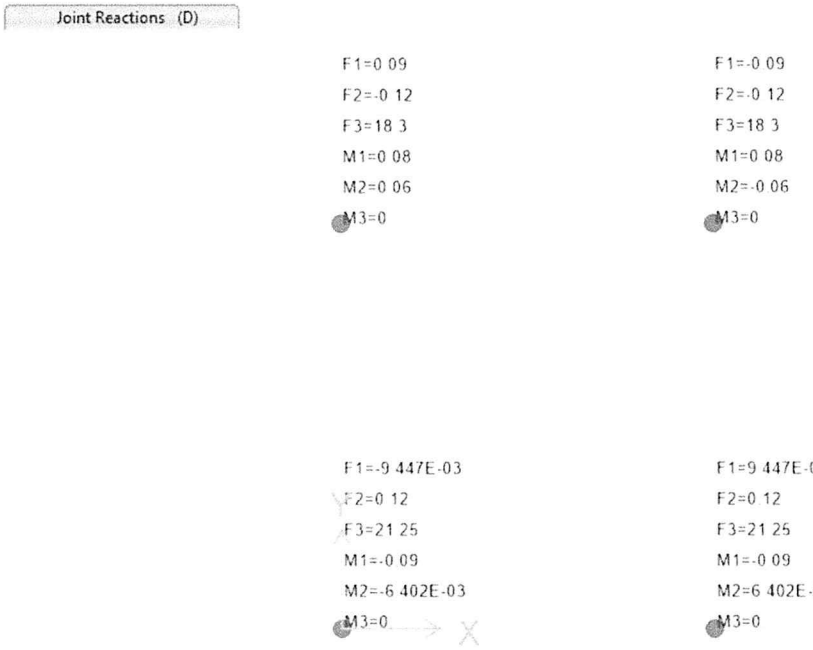


Ilustración 7. Reacciones en la base generadas por Carga Muerta D

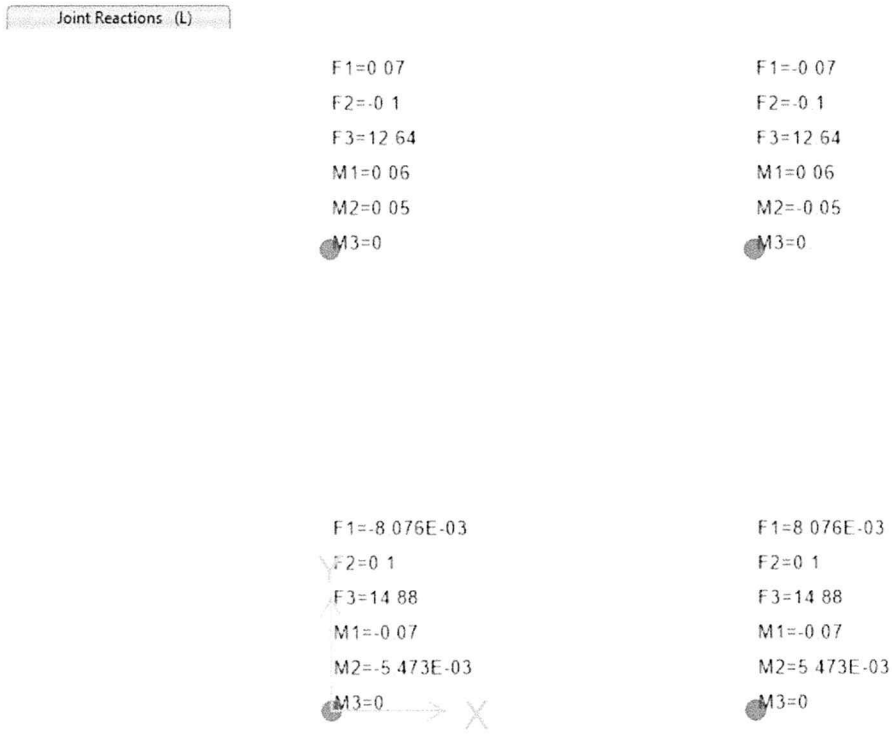


Ilustración 8. Reacciones en la base generadas por Carga Viva L



Ilustración 9. Reacciones en la base generadas por Sismo X



Ilustración 10. Reacciones en la base generadas por Sismo Y

Las cargas obtenidas del modelo estructural fueron exportadas para su posterior procesamiento, realizándose el análisis correspondiente y la envolvente de cargas para las diferentes combinaciones consideradas. Con base en estos resultados se llevó a cabo el diseño estructural de los muros del foso y de la placa de cimentación.

Para el diseño se consideraron los parámetros geotécnicos del suelo, los cuales se presentan a continuación:

- **Coeficiente de empuje activo (Ka)** = 0.31
- **Coeficiente de empuje pasivo (Kp)** = 3.25
- **Capacidad portante admisible del suelo (σadm)** = 24.74 ton/m²
- **Peso específico del suelo** = 1.93 ton/m³

8.3.1. CALCULO EMPUJE LATERAL Y VERTICAL DEL SUELO

Para el cálculo del empuje lateral se aplicó la fórmula de Empuje horizontal a una profundidad de 1.50 m

$$EH = k_a \cdot \gamma \cdot H$$

Se obtiene:

EH =	8.97	kN/m²	Empuje horizontal del suelo
k_a =	0.31		Coeficiente de empuje activo
γ =	19.3	kN/m³	Peso unitario del suelo
H =	1.5	m	Altura del relleno o muro

Para el cálculo se aplicó la fórmula de Empuje Vertical a una profundidad de 1.50 m

$$EV = \gamma \cdot H$$

EV =	28.95	kN/m²	Empuje vertical del suelo
γ =	19.3	kN/m³	Peso unitario del suelo
H =	1.5	m	Altura del relleno o muro

8.3.2. ASIGNACIÓN DE CARGAS AL MODELO

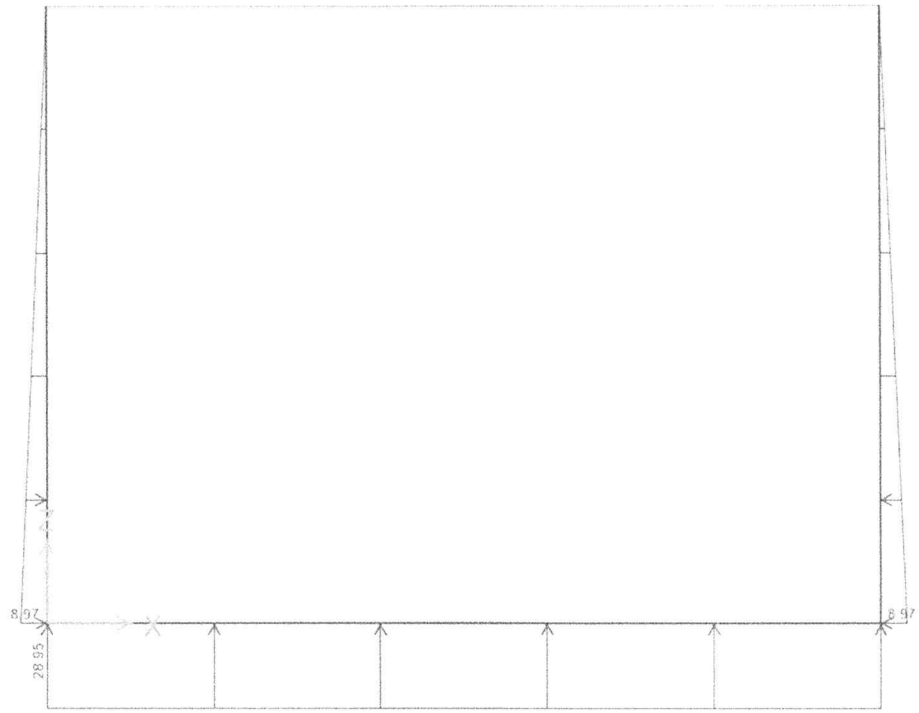


Ilustración 11. Asignación de cargas por Empuje del suelo



Ilustración 12. Asignación cargas muertas



Ilustración 13. Asignación cargas vivas

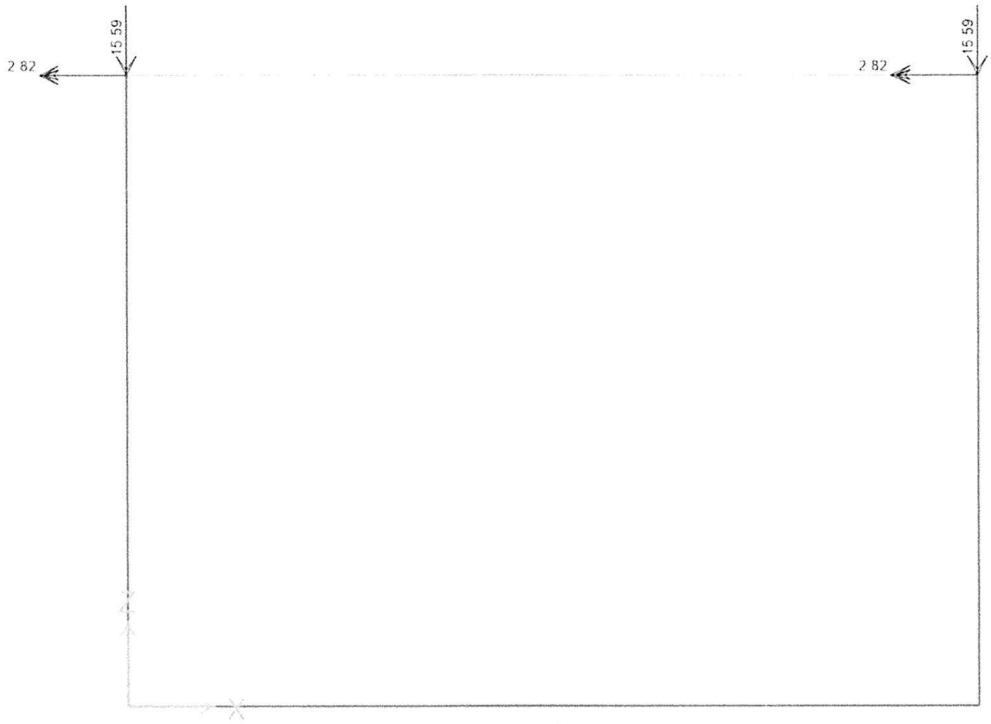


Ilustración 14. Asignación cargas sismo

8.3.3. ENVOLVENTE SOLICITACIONES

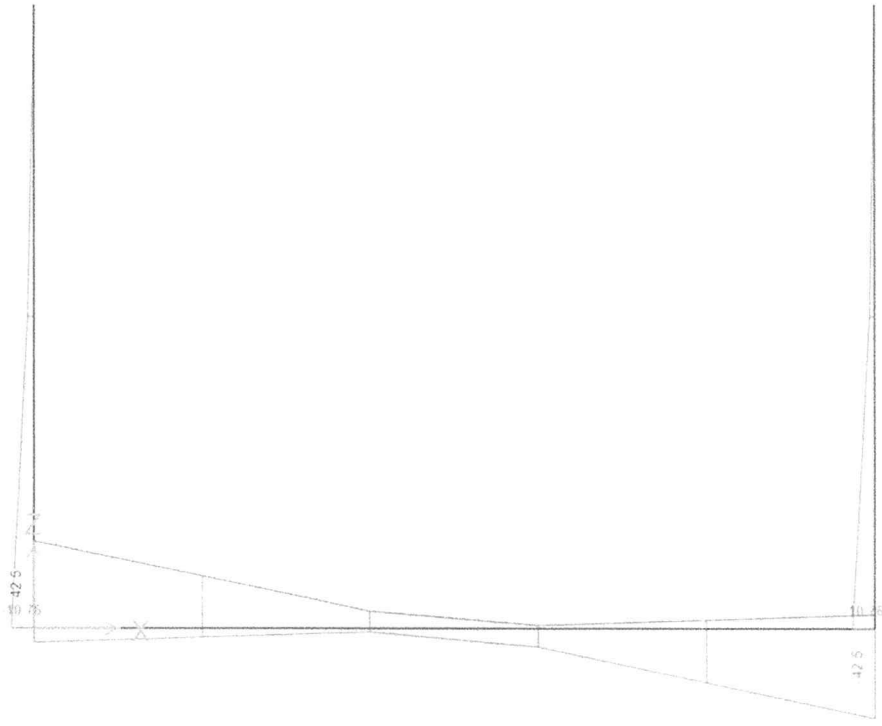


Ilustración 15. Envolvente solicitaciones -Cortante

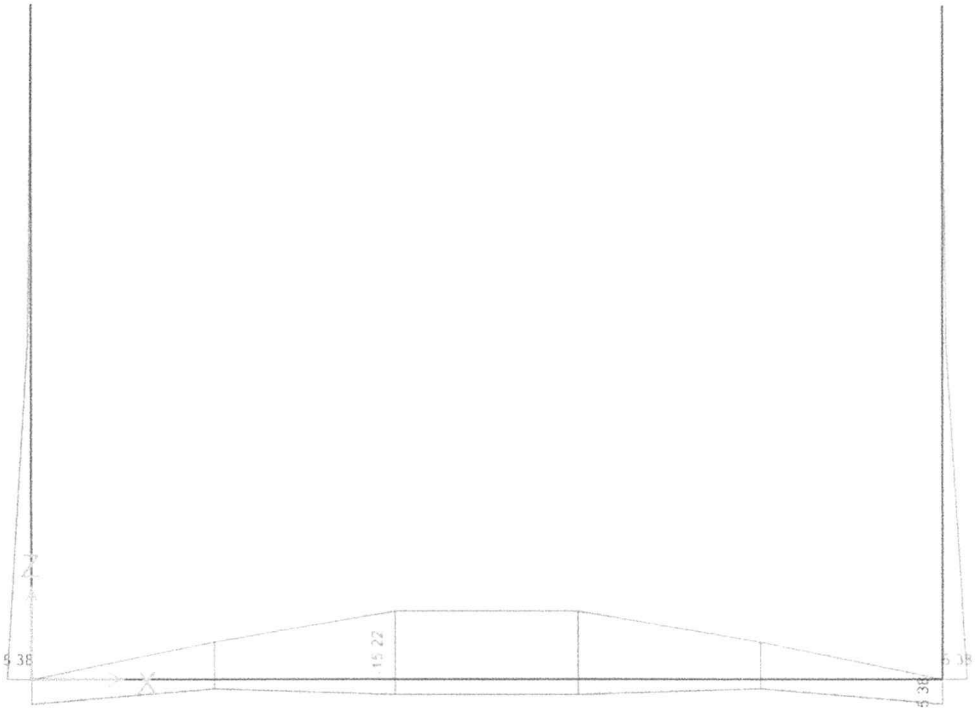


Ilustración 16. Envolvente solicitciones - Momentos

8.3.4. DISEÑO ESTRUCTURAL MUROS

DISEÑO MUROS
DISEÑO A FLEXIÓN

Mu =	5.38	KN-m	
f'c=	21	MPa	
fy=	420	MPa	
Es=	200000	MPa	
h=	0.2	m	Altura muro
d=	0.16	m	Peralte efectivo
b=	1	m	Ancho muro
β_1=	0.85		

CALCULO DE REFUERZOS PARA LA CUANTIA MENOR A LA CUANTIA MAXIMA

ρ_{max} =	0.0136		Cuantia Maxima de acero a tracción
ρ_{bal} =	0.0213		Cuantia Balanceada
ρ_{min1}=	0.0033		Cuantia Minima
ρ_{min2}=	0.0027		Cuantia Minima
ρ=	0.00333		Verificacacion de cuantia
As=	267.0	mm^2	Área de acero requerido por capa
Barras	No. 4		

No. 4 @ 0.33 m Se toma una distancia de 0.20 m para control de fisuración

DISEÑO POR CORTE

ϕ=	0.75		
d=	0.16	m	Peralte efectivo
Vu=	10.76	kN	
Vc=	124.646	kN	
Vs=	-110.299	kN	
ϕVn=	10.76	kN	
ρ_t=	0.0025		Verificacacion de cuantia
As=	200.0	mm^2	Área de acero requerido por cara
Barras	No. 4		

No. 4 @ 0.50 m Se toma una distancia de 0.20 m para control de fisuración

8.3.5. DISEÑO PLACA INFERIOR

DISEÑO PLACA INFERIOR - REFUERZO SUPERIOR
DISEÑO A FLEXIÓN

Mu =	15.22	KN·m	
f'c=	21	MPa	
fy=	420	MPa	
Es=	200000	MPa	
h=	0.2	m	Altura placa
d=	0.16	m	Peralte efectivo
b=	1	m	Ancho placa
β_1=	0.85		

CALCULO DE REFUERZOS PARA LA CUANTIA MENOR A LA CUANTIA MAXIMA

ρ_{max} =	0.0136		Cuantia Maxima de acero a tracción
ρ_{bal} =	0.0213		Cuantia Balanceada
ρ_{min1}=	0.0033		Cuantia Minima
ρ_{min2}=	0.0027		Cuantia Minima
ρ=	0.00333		Verificacacion de cuantia
As=	267.0	mm^2	Área de acero requerido
Barras	No. 4		

No. 4 @ 0.33 m Se toma una distancia de 0.20 m para control de fisuración

DISEÑO POR CORTE

ϕ=	0.75		
d=	0.16	m	Peralte efectivo
Vu=	10.76	kN	
Vc=	124.646	kN	
Vs=	-110.299	kN	
ϕVn=	10.76	kN	
ρ_t=	0.0025		Verificacacion de cuantia
As=	200.0	mm^2	Área de acero requerido por cara
Barras	No. 4		

No. 4 @ 0.50 m Se toma una distancia de 0.20 m para control de fisuración

DISEÑO PLACA INFERIOR -REFUERZO SUPERIOR
DISEÑO A FLEXIÓN

Mu =	5.38	KN-m	
f'c=	21	MPa	
fy=	420	MPa	
Es=	200000	MPa	
h=	0.2	m	Altura placa
d=	0.16	m	Peralte efectivo
b=	1	m	Ancho placa
β_1=	0.85		

CALCULO DE REFUERZOS PARA LA CUANTIA MENOR A LA CUANTIA MAXIMA

ρ_{max} =	0.0136		Cuantia Maxima de acero a tracción
ρ_{bal} =	0.0213		Cuantia Balanceada
ρ_{min1}=	0.0033		Cuantia Minima
ρ_{min2}=	0.0027		Cuantia Minima
ρ=	0.00333		Verificacacion de cuantia
As=	267.0	mm^2	Área de acero requerido
Barras	No. 4		

No. 4 @ 0.33 m Se toma una distancia de 0.20 m para control de fisuración

DISEÑO POR CORTE

ϕ=	0.75		
d=	0.16	m	Peralte efectivo
Vu=	42.5	kN	
Vc=	124.646	kN	
Vs=	-67.9794	kN	
ϕVn=	42.5	kN	
ρ_t=	0.0025		Verificacacion de cuantia
As=	200.0	mm^2	Área de acero requerido por cara
Barras	No. 4		

No. 4 @ 0.50 m Se toma una distancia de 0.20 m para control de fisuración

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El diseño estructural del ascensor se realizó en estricto cumplimiento de los requisitos establecidos en la NSR-10, garantizando que la estructura responda a las exigencias de seguridad, funcionalidad y desempeño sísmico.

- La resistencia especificada del concreto es de 21 MPa a los 28 días, con una relación agua/cemento de 0.45, parámetros que son indispensables para garantizar el desempeño estructural proyectado. Cualquier desviación en estos valores debe ser verificada y aprobada por el diseñador estructural.

- Cualquier modificación en el diseño, materiales o procedimiento constructivo deberá ser consultada previamente con el diseñador estructural, quien evaluará su viabilidad y consecuencias estructurales.

- El diseño contempla en toda su estructura tubo estructural cuadrado de 100 x 100 x 6mm. Las secciones seleccionadas son adecuadas para resistir los esfuerzos generados por las cargas permanentes, sobrecargas de uso, cumpliendo con los factores de seguridad establecidos en la NSR-10.

- Para garantizar el desempeño estructural proyectado, es fundamental que los cordones de soldadura sean ejecutados por personal calificado, bajo condiciones controladas, y se recomienda la realización de inspecciones visuales y, en puntos críticos, ensayos no destructivos.

CÉSAR ARNULFO LAGOS NIÑO
Ingeniero Civil – Especialista en Estructuras
MP. 25202 – 409074 CND