



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**“Diseño estructural del estacionamiento vehicular para la nueva Facultad de Ingeniería local Moche de la universidad César Vallejo, Trujillo, La libertad”**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**Ingeniero Civil**

**AUTORES:**

Espinoza Rasco, Milagritos Lisbeth (ORCID: 0000-0002-5896-5695)

Huaripata Calhua, Cristhian Ivan (ORCID: 0000-0003-4815-3164)

**ASESOR:**

Mg. Cerna Rondon, Luis Anibal (ORCID: 0000-0001-7643-7848)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

**TRUJILLO – PERÚ**

**2020**

## **Dedicatoria**

Dedico con mucho amor esta tesis a mis queridos padres José y Santos, por sus consejos y preocupación en mi formación académica quienes desde el inicio fueron mi motivo para seguir adelante y poder culminar una de mis metas a pesar de muchas adversidades.

A mi mamita Olga por brindarme su apoyo incondicional, por sus consejos de perseverancia y aliento de seguir adelante con mis metas.

***Milagritos Lisbeth Espinoza Rasco***

Especialmente, a mis padres Segundo y María, por cuidarme, por enseñarme los valores, por el esfuerzo realizado para brindarme el respaldo y la oportunidad de poder cumplir la meta de ser profesional.

A mi hermano Oswaldo por el apoyo incondicional, el aliento y los buenos deseos.

En la memoria de mis abuelos José y Esperanza, a la familia por sus consejos, por el apoyo moral y por formar parte del proceso.

***Cristhian Ivan Huaripata Calhua***

## **Agradecimiento**

Agradecemos a Dios por habernos brindado vida y salud, y que a pesar de muchas dificultades ha permitido guiarnos por buen camino para seguir formarnos de nuestra carrera profesional de Ingeniería Civil.

A nuestros padres y hermanos, por sus valores, por brindarnos su apoyo incondicional y respaldo constante, el cual fue de mucha ayuda y motivación para lograr nuestro objetivo de ser profesionales,

A la Universidad César Vallejo por abrirnos las puertas y permitirnos formar parte de ella, para poder cumplir nuestros objetivos y formarnos profesionalmente.

A nuestros docentes por todos los conocimientos y consejos brindados, por haber sido parte de nuestro proceso de formación como profesionales y por el apoyo brindado para el desarrollo de la presente investigación

Milagritos Lisbeth Espinoza Rasco

Cristhian Ivan Huaripata Calhua

## Índice de contenidos

Carátula .....	i
Dedicatoria .....	ii
Agradecimiento .....	iii
Índice de contenido .....	iv
Índice de tablas .....	vi
Índice de gráficos y figuras.....	xi
Resumen.....	xiii
Abstract.....	xiv
I. INTRODUCCIÓN .....	1
II. MARCO TEÓRICO .....	5
III. METODOLOGÍA.....	16
3.1. Tipo y diseño de investigación .....	16
3.2. Variables y operacionalización.....	16
3.3. Población, muestra, muestreo, unidad de análisis .....	17
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	17
3.5. Procedimientos .....	17
3.6. Método de análisis de datos.....	18
3.7. Aspectos éticos .....	18
IV. RESULTADOS .....	19
4.1. Gestión de los estudios básicos de ingeniería. ....	19
4.2. Diseño Arquitectónico del estacionamiento vehicular. ....	20
4.3. Predimensionamiento e identificación de cargas que intervienen en la estructura.....	20
4.4. Modelamiento estructural del estacionamiento vehicular .....	26
4.5. Diseño estructural .....	48
4.6. Control y verificación de los esfuerzos actuantes en la cimentación.....	196

V.	DISCUSIÓN.....	199
VI.	CONCLUSIONES.....	202
VII.	RECOMENDACIONES .....	204
	REFERENCIAS.....	205
	ANEXO.....	212

## Índice de tablas

Tabla 1. Factores de zonas “z” .....	27
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo .....	27
Tabla 3. Parámetros de sitio ( $S_1$ $T_P$ y $T_L$ ) .....	27
Tabla 4. Periodos $T_P$ y $T_L$ .....	28
Tabla 5: Factor de ampliación sísmica .....	28
Tabla 6. Coeficiente de participación sísmica en dirección en “X” y “Y” .....	30
Tabla 7: Hipótesis Sismo X1 .....	30
Tabla 8: Hipótesis Sismo X2 .....	31
Tabla 9. Centro de masas, Centro de rigidez y excentricidades de cada planta. .	31
Tabla 10. Cortante basal dinámico en $X_1$ . .....	32
Tabla 11. Cortante basal dinámico en $Y_1$ . .....	32
Tabla 12. Peso sísmico de la estructura .....	33
Tabla 13. Verificación de la Cortante basal .....	34
Tabla 14. Cortante sísmico combinado y fuerzas sísmicas equivalente por planta $X_1$ .....	34
Tabla 15. Cortante sísmico combinado y fuerzas sísmicas equivalente por planta $Y_1$ .....	34
Tabla 16. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta $X_1$ .....	37
Tabla 17. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta $Y_1$ .....	38
Tabla 18. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques $X_1$ , $Y_1$ .....	38
Tabla 19: Coeficiente de participación sísmicas en dirección en” X” y “Y”. .....	39
Tabla 20: Hipótesis Sísmico X1 .....	40
Tabla 21: Hipótesis Sísmico X2 .....	41
Tabla 22: Centro de masa, Centro de rigidez y excentricidad década planta .....	41
Tabla 23: Cortante basal dinámico en $X_1$ .....	42
Tabla 24: Cortante basal dinámico en $Y_1$ .....	42
Tabla 25: Peso sísmico de la estructura .....	43
Tabla 26: Verificación de la Cortante basal .....	43

Tabla 27: Cortante sísmica combinación y fuerza sísmica equivalente por planta $X_1$ .....	43
Tabla 28: Sísmica combinado y fuerza sísmica equivalente por planta $Y_1$ .....	44
Tabla 29: Porcentaje de cortante sísmica resistido por tipo de soporte y por planta $X_1$ .....	47
Tabla 30: Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta $Y_1$ :.....	47
Tabla 31: Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques $X_1, Y_1$ .....	48
Tabla 32. Combinaciones de cargas para el diseño.....	50
Tabla 33: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	62
Tabla 34: Excentricidad de la resultante .....	63
Tabla 35: Equilibrio de la sección.....	64
Tabla 36: Excentricidad de la resultante .....	65
Tabla 37: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	66
Tabla 38: Excentricidad de la resultante .....	67
Tabla 39: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes. ....	68
Tabla 40: Excentricidad de la resultante .....	69
Tabla 41: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	76
Tabla 42: Resultante de compresión .....	77
Tabla 43: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	78
Tabla 44: Resultante de compresiones .....	79
Tabla 45: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	80
Tabla 46: Resultante de compresión .....	81
Tabla 47: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	82
Tabla 48: Resultante de compresión .....	82
Tabla 49: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	90
Tabla 50: Resultante de compresión .....	91
Tabla 51: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	92
Tabla 52: Resultante de compresión .....	93
Tabla 53: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	94
Tabla 54: Resultante de compresión .....	95
Tabla 55: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	95

Tabla 56: Resultante de comprensión.....	96
Tabla 57: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	97
Tabla 58: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	99
Tabla 59: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	100
Tabla 60: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	101
Tabla 61: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	103
Tabla 62: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	104
Tabla 63: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	105
Tabla 64: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	106
Tabla 65: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento.....	114
Tabla 66: Excentricidad de la resultante.....	115
Tabla 67: Equilibrio de la sección.....	115
Tabla 68: Excentricidad de la resultante.....	116
Tabla 69: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento.....	117
Tabla 70: Excentricidad de la resultante.....	118
Tabla 71: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	118
Tabla 72: Excentricidad de la resultante.....	119
Tabla 73: Refuerzo de momentos negativos y positivo.....	121
Tabla 74: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento.....	128
Tabla 75: Excentricidad de la resultante.....	129
Tabla 76: Equilibrio de la sección.....	130
Tabla 77: Excentricidad de la resultante.....	130
Tabla 78: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento.....	131
Tabla 79: Excentricidad de la resultante.....	132
Tabla 80: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	133
Tabla 81: Excentricidad de la resultante.....	133
Tabla 82: Refuerzo de momentos negativos y positivo.....	136
Tabla 83: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento.....	143
Tabla 84: Excentricidad de la resultante.....	143
Tabla 85: Equilibrio de la sección.....	144
Tabla 86: Excentricidad de la resultante.....	145
Tabla 87: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento.....	146
Tabla 88: Excentricidad de la resultante.....	146



Tabla 89: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.....	147
Tabla 90: Excentricidad de la resultante .....	148
Tabla 91: Refuerzo de momentos negativos y positivo .....	150
Tabla 92: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	151
Tabla 93: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	152
Tabla 94: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	153
Tabla 95: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	154
Tabla 96: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	156
Tabla 97: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	157
Tabla 98: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	158
Tabla 99: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	159
Tabla 100: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes .....	160
Tabla 101: Flecha activa .....	161
Tabla 102: Flecha instantánea .....	161
Tabla 103: Inercia equivalente de la viga .....	162
Tabla 104: Momentos de la sección .....	162
Tabla 105: Flecha diferida .....	162
Tabla 106: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	174
Tabla 107: Excentricidad de la resultante .....	175
Tabla 108: Equilibrio de la sección para los esfuerzos.....	176
Tabla 109: Excentricidad de la resultante .....	177
Tabla 110: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	179
Tabla 111: Excentricidad de la resultante .....	180
Tabla 112: Equilibrio de la sección para los esfuerzos.....	181
Tabla 113: Excentricidad de la resultante .....	182
Tabla 114: Dirección y sentido de la acción sísmica .....	186
Tabla 115: Cortantes en el eje .....	187
Tabla 116: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	189
Tabla 117: Excentricidad de la resultante .....	190
Tabla 118: Equilibrio de la sección para los esfuerzos.....	191
Tabla 119: Excentricidad de la resultante .....	192
Tabla 120: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento .....	194
Tabla 121: Excentricidad de la resultante .....	195

Tabla 122. Matriz de operacionalización de variables .....	212
Tabla 123: Situaciones persistentes o transitorias .....	213
Tabla 124: Situaciones sísmicas .....	226
Tabla 125: Valores maximos .....	240
Tabla 126: Deriva del módulo 1 .....	241
Tabla 127: Situación persistente o transitorias .....	241
Tabla 128: Situaciones sísmicas .....	256
Tabla 129: Valores máximos .....	280
Tabla 130: Deriva del módulo 2 .....	281
Tabla 131: Coeficiente de participación sísmica en dirección en “X” y “Y” .....	282
Tabla 132. Hipótesis Sismo X1 .....	285
Tabla 133. Hipótesis Sismo Y1 .....	285
Tabla 134. Centro de masas, Centro de rigidez y excentricidades de cada planta. .....	286
Tabla 135. Cortante basal dinámico en X <sub>1</sub> .....	287
Tabla 136. Cortante basal dinámico en Y <sub>1</sub> .....	287
Tabla 137. Peso sísmico de la estructura .....	288
Tabla 138. Verificación de la Cortante basal .....	289
Tabla 139. Cortante sísmico combinado y fuerzas sísmicas equivalente por planta X <sub>1</sub> .....	289
Tabla 140. Cortante sísmico combinado y fuerzas sísmicas equivalente por planta Y <sub>1</sub> .....	290
Tabla 141. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta X <sub>1</sub> .....	292
Tabla 142. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta Y <sub>1</sub> .....	293
Tabla 143. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques X <sub>1</sub> , Y <sub>1</sub> .....	293

## Índice de gráficos y figuras

Figura 1. Diseño de investigación .....	16
Figura 2. Predimensionamiento de columna céntrica C8 .....	23
Figura 3. Predimensionamiento de columna en esquina C1. ....	24
Figura 4. Predimensionamiento de columna en esquina C5. ....	24
Figura 5. Zona Sísmica .....	26
Figura 6. Proyección en planta.....	29
Figura 7. Espectro de pseudoaceleraciones (X, Y) .....	29
Figura 8. Periodos modales.....	31
Figura 9. Cortantes máximos por planta X1 .....	35
Figura 10. Cortantes máximos por planta Y1 .....	36
Figura 11. Fuerzas equivalentes por planta X1 .....	36
Figura 12. Fuerzas equivalentes por planta Y1 .....	37
Figura 13: Proyección en planta.....	39
Figura 14: Espectro de pseudoaceleracion (x,y) .....	39
Figura 15: Periodos modales.....	41
Figura 16: Cortante máximo por planta X1 .....	45
Figura 17: Cortante máximo por planta Y1 .....	45
Figura 18: Fuerzas Equivalente por planta X1 .....	46
Figura 19: Fuerzas Equivalente por planta Y1 .....	46
Figura 20: Cargas que trasmite en todos los puntos de columnas.....	49
Figura 21. Figura: columna 6 sus cagas .....	49
Figura 22. Momentos x-x, Cuanta inferior. ....	51
Figura 23. Momentos y-y, Cuanta inferior. ....	51
Figura 24 Momentos x-x, Cuanta superior. ....	51
Figura 25. Momentos y-y, Cuanta inferior. ....	52
Figura 26. Zona de mayor fuerza actuante en la losa de fundacion.se aprecia según el color rojo .....	52
Figura 27. Acero requerido inferior en la dirección x-x.....	53
Figura 28:Acero requerido inferior en la dirección Y-Y.....	53
Figura 29: Acero requerido superior en la dirección x-x.....	54
Figura 30: Acero requerido superior en la dirección y-y .....	54

Figura 31: Flecha total a plazo infinito .....	161
Figura 32: Columna.....	163
Figura 33: Estado límite de agotamiento .....	173
Figura 34: Estado límite de agotamiento combinación no sísmica.....	178
Figura 35: Flexión de las columnas .....	185
Figura 36: Resistencia al cortante de columna.....	186
Figura 37: cimientos .....	187
Figura 38: 3D interacción Suface .....	188
Figura 39: 3D interacción Suface .....	193
Figura 40: Verificación por de servicio .....	197
Figura 41: Intervalo de los valores .....	197
Figura 42: Proyección en planta.....	281
Figura 43. Espectro de pseudoaceleraciones (X, Y) .....	282
Figura 44. Periodos modales.....	286
Figura 45. Cortantes máximos por planta X1 .....	290
Figura 46. Cortantes máximos por planta Y1 .....	291
Figura 47. Fuerzas equivalentes por planta X1 .....	291
Figura 48. Fuerzas equivalentes por planta Y1 .....	292

## Resumen

Las edificaciones esenciales, al igual que los estacionamientos, satisfacen necesidades, ayudan al ordenamiento y desarrollo de una población, por ello es que es pertinente proponer proyectos que contribuyan con el desarrollo progresivo, en ese sentido, el objetivo de la investigación es realizar el diseño estructural del estacionamiento vehicular para la nueva facultad de ingeniería local Moche de la universidad César Vallejo, Trujillo, La Libertad, el cual fue diseñada en un suelo conformado por el 95.08% de arena con una capacidad portante de 1.25 kg/cm<sup>2</sup>; el estacionamiento albergará 32 vehículos y está conformado por un semisótano y un sótano con pendientes del 15% y radios de giro de 5 metros; así mismo, se predimensionó e identifico las cargas que intervienen en la estructura, se realizó el modelamiento estructural mediante un software de una edificación de 17 niveles puesto que el estacionamiento se diseñó bajo dicha estructura, en el cual se obtuvo que los elementos estructurales se comportan adecuadamente puesto que las derivas de los módulos cumplen con los límites máximos que establece la norma E.030 (0.007), así mismo el diseño estructural del estacionamiento cuenta lozas macizas de 0.20m y 0.30, vigas de 0.35x0.70m, columnas de 0.5x0.85m y de 0.5x0.5m, placas con espesores de 0.20 y 0.30m; la cimentación con platea de cimentación de 0.60m de peralte y vigas de cimentación de 0.5x1.20m; por otro lado se verificó y controlo los esfuerzos actuantes en la cimentación y de toda la estructura para que cumplan de acuerdo a los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de edificaciones, y a la vez demostrar que la hipótesis queda demostrada mediante el buen comportamiento estructural del estacionamiento vehicular.

**Palabras clave:** diseño estructural, diseño de estacionamiento vehicular, edificaciones esenciales.

## Abstract

Essential buildings, like parking lots, satisfy needs, help the order and to the development of a population, which is why it is pertinent to propose projects that contribute to progressive development, in that sense, the objective of the research is to carry out the design structural of the vehicle parking for the new Moche local engineering faculty of the César Vallejo University, Trujillo, La Libertad, which was designed on a soil made up of 95.08% sand with a bearing capacity of 1.25 kg / cm<sup>2</sup>; the parking lot will house 32 vehicles and is made up of a semi-basement and a basement with slopes of 15% and turning radii of 5 meters; likewise, the loads that intervene in the structure were pre-dimensioned and identified, the structural modeling was carried out by means of a 17-level building since the parking lot was designed under said structure, in which it was obtained that the structural elements behave adequately since the drifts of the modules comply with the maximum limits established by the E.030 (0.007) standard, thus the same structural design of the parking lot has solid tiles of 0.20 m and 0.30 m, beams of 0.35x0.70m, columns of 0.5x0.85m and 0.5x0.5m, plates of 0.20x1.20m ; the base of the structure has a foundation slab of 0.60m of thickness and foundation beams of 0.5x1.20m; on the other hand, the efforts in the foundation and the entire structure were verified and controlled so that they comply according to the parameters established in the National Building Regulations, and at the same time demonstrate that the hypothesis is demonstrated by the good structural behavior of the parking lot vehicular.

**Keywords:** structural design, vehicle parking design, essential buildings.

## I. INTRODUCCIÓN

A nivel global, desde tiempos atrás a la actualidad existe una gran expansión vehicular, el cual ocasiona problemas e inconvenientes a los conductores al no saber dónde estacionar su vehículo; de la misma manera la ausencia de áreas de parqueo genera que el conductor destine parte de su tiempo al buscar un lugar donde estacionar su vehículo el cual crea incomodidad, retrasos e impuntualidad de sus actividades (Ávalos et.al. 2019); de esta manera, (Faheem et.al. 2013), menciona que el incremento de la población, el progreso tardío de la ciudad y la mala gestión de áreas de estacionamiento ha generado un impacto negativo relacionado al estacionamiento, generando problemas e inconvenientes al conductor.

Esta gran problemática se presenta principalmente en las ciudades más importantes o más pobladas de cada país, así como en el artículo Adiós a los problemas de estacionamiento. (2018, 12 de enero), expresa que los automovilistas regularmente afrontan uno de los más grandes problemas al localizar un estacionamiento para su vehículo de tal manera que este problema puede tardar unos minutos como que también pueden derrochar valioso tiempo de su jornada circulando hasta encontrar un espacio ideal para el vehículo. (párr. 1).

Por otro lado, el artículo Espacios: Un problema para el estacionamiento. (2018, 7 de enero), revela que en los últimos años el tema de estacionamiento es uno de los mayores problemas para los automovilistas, sobre todo en Alemania donde anualmente los vehículos crecen alrededor de un millón de unidades. (párr. 1). De igual manera, en el artículo Éstas son las ciudades españolas donde peor se aparca. (2016, 11 de febrero), manifiesta que los conductores de España tienen una cruel tarea al buscar un sitio donde estacionar su vehículo, esto se presenta mayormente en las ciudades más pobladas como Madrid, Barcelona, Valencia, Cádiz, entre otras. (párr. 1-2). Para brindar soluciones se emplearon varias estrategias y utilizando la tecnología, así como se redactó en

el artículo Así funcionará el primer aparcamiento vertical de España. (2019, 15 de marzo). En donde refiere que, en dicho país en la población de Azuqueca de Henares, se instalará un aparcamiento vertical tecnológico, en el cual se podrán estacionar 15 vehículos en donde antes cabían solo dos. (párr. 1).

Del mismo modo, el Perú actualmente también enfrenta esta problemática, así como se redactó en el artículo, El problema de los estacionamientos en Lima, en donde manifiesta que el problema de los vehículos livianos y pesados al parquear en las calles o avenidas genera bloques de aceras, obligando al peatón bajar al pavimento, exponiendo su vida al peligro. (Laurie, 2018, párr. 1).

La actual problemática ha generado proponer posibles soluciones para evitar el mal aparcamiento gestionando diversas obras públicas o ordenanzas municipales como en algunos distritos o ciudades de Lima y Trujillo, así como el artículo que plantea la pregunta, ¿Cree que funcionará el plan de estacionamientos para Gamarra? (2019, 9 de agosto). En donde redactan que Gamarra contará con un estacionamiento subterráneo de dos niveles, en el cual estará a cargo de la empresa Los portales y cuyo aparcamiento, albergará 562 vehículos. (párr. 1-2). De igual manera, Trujillo, la ciudad más importante de la libertad del Perú, también presenta problemas de estacionamientos y desorden vehicular, en donde para tratar de ordenar y solucionar el presente problema en la ciudad, el alcalde Daniel Marcelo aseguró que, desde el 1 de marzo del 2019, multará a los conductores con una suma de S/. 336 nuevos soles a los que se estacionen en zonas rígidas del centro histórico (Benites, 2019, párr. 1).

La Universidad César Vallejo local Moche, también presenta problemas de estacionamiento, ya que actualmente cuenta con aulas, laboratorios y con una pequeña área de estacionamiento vehicular, el cual fueron construidas de una forma temporal, en donde, el estacionamiento se encuentra fuera de la universidad y ha generado inseguridad e incomodidad a los alumnos y docentes que estacionan su vehículo puesto que el local de centro de estudio superior



Cesar Vallejo, está situada en Auxiliar panamericana norte 320, Moche, La Libertad, el cual es muy transitable por vehículos livianos y pesados.

De acuerdo a la gran problemática global, en donde la Universidad César Vallejo local Moche también la percibe, ha generado que tenga una iniciativa propia de brindar una solución en donde la comunidad vallejana se sienta cómoda y segura al crear un mega proyecto que constará de una edificación de gran altura y de un estacionamiento vehicular que estará situada bajo dicha edificación; en donde la investigación se enfoca netamente en realizar el diseño estructural de un estacionamiento vehicular bajo una edificación de 17 pisos.

Para lograr una investigación optima, se formuló la siguiente pregunta ¿Cuál es el diseño estructural del estacionamiento vehicular para la nueva Facultad de Ingeniería local Moche de la universidad César Vallejo, Trujillo, La libertad?

La investigación contó con una justificación teórica debido a que el diseño del estacionamiento vehicular crea un ambiente seguro, cómodo para los alumnos y docentes, además ayuda a un mejor orden de tránsito vehicular ya que este permite almacenar una cierta cantidad de vehículos; del mismo modo, presentamos como justificación metodológica que para la elaboración de la investigación, se utilizó principios y normativas que se requieren necesariamente para el buen diseño del estacionamiento y que son de suma importancia para la ingeniería civil; así mismo, se contó con una justificación técnica ya que para la recolección de datos, se obtuvieron de fuentes confiables mediante la supervisión de un especialista; por otro lado la justificación social se da por brindar una mayor seguridad, comodidad y una fluida circulación dirigida a los estudiantes, docentes y personal administrativo al momento de parquear su vehículo dentro del circuito universitario, evitando robos, y accidentes.

En el objetivo general de la investigación se planteó realizar el Diseño estructural del estacionamiento vehicular para la nueva Facultad de Ingeniería local Moche de la universidad César Vallejo, Trujillo, La libertad; del mismo modo, como objetivos específicos: gestionar los estudios básicos de ingeniería; realizar el diseño arquitectónico del estacionamiento vehicular, realizar el predimensionamiento e identificar las cargas que intervienen en la estructura, elaborar el modelamiento estructural del estacionamiento vehicular mediante un software, realizar el diseño estructural del estacionamiento según los parámetros establecidos en las normas A.010, E.020, E.0.30, E.0.50, E.060 y finalmente controlar y verificar los esfuerzos actuantes en la cimentación.

La hipótesis con que la investigación cuenta, es que posee un diseño estructural con un buen comportamiento, el cual brinda seguridad bajo los estándares de calidad y parámetros que nuestras normas peruanas establecen para afirmar que el Diseño estructural del estacionamiento vehicular para la nueva Facultad de Ingeniería local Moche de la universidad César Vallejo, Trujillo, La libertad, ofrezca mayor seguridad y circulación vehicular para los usuarios.

## II. MARCO TEÓRICO

Tigran (2017), en su tesis titulada “Diseño y cálculo de un estacionamiento vertical” tiene como objetivo realizar el diseño y calcular un estacionamiento vertical, el cual albergará 10 vehículos con dimensiones de vehículo de 5200 x 2100 x 1700mm con un peso máximo de 2100 kg. Las cimentaciones están conformadas por zapatas cuadradas y vigas, el terreno tiene una resistencia de 2.0 kg/cm<sup>2</sup> esta tesis se concluyó que todo el cálculo del estacionamiento vertical está de acuerdo con todo el objetivo así mismo, se consideró un diseño cómodo y atractivo para los usuarios.

Andrade et. al (2015), el proyecto de investigación titulada “Diseño y modelación de una estructura para estacionamiento vehicular y acero, en el parqueadero de la Universidad de Azuay” tiene como objetivo el diseño de parqueo de la Universidad del Azuay e incrementar el número de estacionamientos de parqueo utilizando los muros de contención y una plataforma muy elevada con muro portantes tiene como resultando que las columnas son de 50 x 80cm, las vigas son de 900 x 60 x 2 x 2 cm; en conclusión se ha diseñado según la propuesta de la torre de parqueo siguiendo las normas NEC ( Norma ecuatoriana de la construcción), así como también criterios técnicos del MTOP (Ministerio de transporte y obras públicas).

Bernabé (2018), en su tesis titulada “Diseño de un sistema de estacionamiento con capacidad para diez unidades vehiculares tipo M-1 para el centro histórico de la ciudad de Chimbote -2018” el autor diseña un estacionamiento vertical con la finalidad de aumentar la capacidad del estacionamiento, para el cual se realizó según la metodología del diseño utilizando el análisis cuantitativo, en el cual tiene como resultado que el sistema de estacionamiento tiene un aforo para 10 vehículo, las cargas vivas que soporta es de 20 Ton.

Morocho (2016), en su investigación de “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos” cuya finalidad es diseñar un sótano para estacionamiento y seis pisos adicionales destinados para edificios, se desarrolló un modelo pseudotridimensional utilizando el software SAP2000 y se consideró una capacidad de resistencia del terreno de 40 ton/m<sup>2</sup>, la cimentación se calculó con cimientos corridos, zapatas asiladas, combinadas y conectadas a una profundidad mínima de cimentaciones de 1.50 m según el estudio de suelo y finalmente la investigación concluyo que al realizar el análisis sísmico en el sótano se adquirió una deriva de 0.013% en la dirección X presentado gran rigidez mientras que en la dirección Y presenta menos rigidez latera y obtuvo una deriva de 0.016% la estructura no presenta irregularidades torsionales en ninguna de las direcciones en planta.

Guevara et. al. (2013), realizó en su tesis de “Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel-restaurant-ubicado en el distrito de nuevo Chimbote, provincia Santa” quien tiene como objetivo analizar y diseñar el sótano y el edificio que será utilizado para un hospedaje en el distrito de Nuevo Chimbote con un tipo de suelo S3, el cual presenta una capacidad portante de 1.429 kg/cm<sup>2</sup> con un espesor aligerado de 25 cm y una profundidad de cimentación de 3.05 m en conclusión para los elemento estructural su firmeza debe ser lo elevada para resistir y evitar fallas que puede ocasionar inseguridad en la estabilidad de la estructura.

Guerra (2019), realizo su tesina de “Diseño de un estacionamiento de cinco niveles con sótanos para mejorar el trabajo vehicular en el cercado de Tarapoto región de San Martín, 2018” con el fin de diseñar la estructura que reduzca la congestión vehicular, en el cual para la elaboración del diseño se realizó un estudio de la geotecnia considerando la capacidad admisible del suelo teniendo como resultados que la edificación tiene un suelo tipo arcilla arenosa de semicompactas a compactas y su capacidad portantes es de 0.962 kg/cm<sup>2</sup> con profundidad de 3.0 m; la estructura tiene un sobre carga de 500 kg/m<sup>2</sup> y luz

libre es de 6.50 m por la cual tiene una losa maciza de 0.20 m, sus vigas portantes es de 0.35 x 0.75 m y las vigas no portantes es de 0.30 x 0.55m, las columnas son de 0.45 x 0.60 m en conclusión el estudio de suelo que se realizó tiene características no favorables el cual se necesita un estudio de suelo SPT para determinar las cargas que esta propia soporta.

Ayuque (2015), en su tesis titulada “Análisis comparativo del método convencional y por etapas para diseñar un edificio de concreto armado de 11 pisos y 5 sótanos” tiene como objetivo analizar mediante el método convencional para diseñar el edificio de concreto armado, la edificación tiene 5 sótanos que son destinados para estacionamientos, tiene un área de 1198 m<sup>2</sup> y el desplazamiento relativo de entrepiso es de 0.007 según la Norma E 0.30 tiene columnas de 1 x 0.50 m con una  $f_c = 201 \text{ kg/cm}^2$  y tiene placas de 8.10 x 0.20 m en conclusión los desplazamientos laterales permisibles se va incrementando debido a que se va añadiendo más pisos y son menores a lo permitido por la NTP E.0.30.

Angulo (2017), en su tesis busca determinar las características sísmicas del edificio con el sótano con fines de estacionamiento utilizando interacción suelo, en cual el autor considera en la cimentación del sótano una base empotrada en una superficie rígida, también determina la flexibilidad del suelo del edificio con el sótano en el análisis sísmico aplicando las normas para metrado de cargas, diseño de sismorresistente, concreto armado, suelo y cimentaciones por la cual se concluyó que la investigación manifiesta que mediante la intercepción entre el suelo y la estructura permite declarar que los elementos estructurales de las fuerzas internas sean menores.

Ochoa (2017), en su tesis titulada “Diseño estructural de un edificio de 8 pisos y un sótano en Huancayo” tiene como objetivo diseñar un modelo estructural de un edificio comercial como resultados el diseño de muro de sótanos se utilizó concreto de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , con una profundidad de cimientos de 1.35 m desde el

piso terminado del sótano, la sobrecarga que se aplica del edificio es de 1 ton/m<sup>2</sup>, tiene un comportamiento unidireccional, en sus vigas de cimentación son de 0.50 x 1m en conclusión la estructura realizada a la edificación es rígida lateral y tiene un buen grado de regularidad y realizada es un sistema estructural mixto de concreto armado donde las placas absorben el 90% del cortante sísmico.

Acedo (2013), en su tesis de “Diseño de un edificio de oficinas de concreto armado de siete niveles y dos sótanos” tiene como objetivo diseñar y analizar la estructura del edificio sobre un terreno de 600m<sup>2</sup>, tiene una capacidad admisible de 3 kg/cm<sup>2</sup>, los sótanos está conformado por losas macizas con un espesor de 0.70 m al igual que en la rampa del edificio en conclusión el peralte de las vigas que se utilizó entre L/10 y L/ 12 permite armar las vigas sin congestión de acero y en las placas en dirección de YY tiene una longitud de muros de 15 m, en las columnas que reciben mayor cargas se reduce más a los que reciben menor cargas durante el desarrollo constructivo la distorsión vertical va corrigiéndose en cada vaciado de techo y se empleó un factor de área para las columnas para hacerlas más rígidas axialmente.

Rivas et. al.(2015), en su tesis de “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de 5 niveles con sótano y un semisótano”, tiene como objetivo diseñar el edificio con una capacidad de 30 ton/m<sup>2</sup>, el sótano dispone de 10 estacionamiento y el semisótano cuenta con 4 estacionamientos sobre un área de 400 m<sup>2</sup> con muros de concreto armado, tiene una losa maciza con un espesor de 0.20 m con vigas de 0.20 x 0.50 m por lo que se requiere muros de cortes, tiene una deriva de 0.0059 en dirección X y 0.00497 en dirección Y en conclusión por a la presencia en los ductos y la longitud de la tabiquería en el semisótano se eligió por una losa maciza en el 42% del área.

Tafur (2012), en su tesis de “Diseño estructural de un edificio de vivienda con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena” realizar un diseño estructural

de concreto y elaborar los planos de la estructura para la elaboración de los metrados según la Norma E.0.20, en conclusión, se usó un programa para el análisis del edificio realizándose con criterio para obtener el modelo y análisis de los elementos.

Aza (2014) en su tesis “Diseño estructural de un edificio residente de concreto armado de ocho pisos y semisótano” proyectado en un terreno de 1800m<sup>2</sup>, tiene tres accesos al semisótano, la primera que va hacia la planta baja a +1.5m sobre la superficie y la segunda rampa que va al semisótano a -1.5m y un acceso peatonal con escalera, es de forma rectangular de 1800m<sup>2</sup> y una capacidad admisible de 4 kg/cm<sup>2</sup>, tiene una losa aligerada de 20 y 25 cm de peralte, una carga viva de 250 kg/cm<sup>2</sup> y una carga muerta de 100 kg/cm<sup>2</sup> en condición la arquitectura del edificio permitió estructural con muros de corte en dos direcciones.

Para el desarrollo del proyecto es necesario definir conceptos y establecer criterios a tomar en cuenta de estacionamientos.

La LEY N° 29461 (2019), define al estacionamiento como un establecimiento acondicionado que el propietario otorga a una tercera persona titular de un vehículo para que realice el uso de un espacio determinado con el fin de estacionar su vehículo; existen dos tipos de estacionamiento vehicular, el estacionamiento mecánico que son de varios niveles y se usa un sistema mecanizado para trasladar el vehículo al aire libre y el estacionamiento parcialmente mecánico donde el conductor es el que conduce el vehículo hacia el aparcadero para estacionarlo.

Hartleben et. al. (2010), los componentes de un estacionamiento son las áreas de maniobra son espacios de ciertas dimensiones indispensables para realizar las maniobras de giro que ingresa el vehículo hacia el aparcamiento, así también tenemos el corte de línea de bordillo que es la acción de originar una nueva entrada desde el límite de propiedades hasta la línea de bordillo para los

vehículos, los espacios de acumulación son la extensión de la entrada dentro del espacio no vial que tiene como fin la permanencia breve de vehículos ingresados a un estacionamiento, donde la línea de bordillo es una línea real que divide el espacio vehicular del no vehicular, que se conserve o no el borde, así mismo la plaza de aparcamiento son áreas imprescindibles para estacionar un vehículo, el radio de giro es la distancia mínima en la cual el medio de transporte puede circular, determinado a si mismo el espacio necesario para cumplir dicha inclinación, en el que la pendiente es el espacio es la fachada con una inclinación superior o semejante al cuarto por ciento llegando precisamente a la transformación que es la extensión de la ruta a partir de la línea de bordilla con relación al recorrido original de transporte teniendo que el paso vehicular es la ampliación de un acceso o una salida a lo extenso del área no vehicular para enlazar entre si el área vehicular con el lugar no vial, tomando la bahía de abordaje como espacios destinados de abordaje o des Abordaje de pasajeros o a las cargas o descargas de objetos mientras los vehículos permanecen inmovilizados momentáneamente y el corredor de transporte son espacios de tránsito vehicular interna que sirve para ingresar y salir de un aparcamiento (p.8).

El estacionamiento de plazas de aparcamiento deberá encontrarse ubicado por exacto del área efectiva de la estancia para que sean computables al igual el ancho máximo de entrada y salida se podrá concentrar o dividir a lo extenso de distribución municipal y se determinan según los siguientes casos; el predios con frente de 14.49 m será hasta 6m el inicio de rampa, es la distancia entre el inicio del desnivel y el lugar de ingreso o salida vehicular en la intercepción con la formación municipal deberá ser menor a 5m, la inclinación no se puede sobrepasar de 16% de pendiente, la rampa con transiciones no se puede superar el 20% de pendiente, constantemente que cuente con transiciones menores o iguales al 10% de pendiente con una distancia de progreso de al menos de 4m cada uno de ellos y los carriles de aceleración y desaceleración se determinan a través de estudios de impacto vial satisfactorio al reglamento respectivo (p.10).



El diseño estructural incorpora la distribución y el dimensionamiento de la estructura y de sus partes de tal forma que soporten la estructura para satisfacer las cargas que están sujetas en dicha edificación (McCormac, 2012, p.3).

Villareal (2017) El análisis estático se fundamenta en la utilización de las fuerzas laterales a la altura de entrepiso y se encuentra en sus centros de masa de cada piso y un espectro de respuesta, de acuerdo a la plataforma específica y es utilizada para edificaciones convencionales regulares e irregulares sin límite de altura (p.70).

La interacción de los suelos estructurales es el contacto dinámico entre el suelo y la cimentación que ocasiona movimientos en el diseño, como problemas de contacto dinámico que son ocasionados en la edificación ante la acción sísmica, cálculo de cimentación con máquinas y cimentaciones de edificaciones que están sometidas a cargas durante su explotación (p.25).

Análisis dinámico permiten calcular las cargas que se aplican en la estructura las cuales se realizan después de los métodos de estudios para encontrar los momentos flexión y torsión y las fuerzas axiales y cortantes, tiene como objetivo encontrar las fuerzas internas y el comportamiento real que tiene cada uno de los elementos estructurales. (García,1998, p.3).

Por otro lado, las fuerzas sísmicas son ondas que se pueden generar movimientos en diferentes sentidos a la estructura en el cual los elementos horizontales que resiste el movimiento son los más importantes para el ingeniero estructural en la intervención de la estructura y se considera una gran resistencia en las acciones verticales (Robles, 2000, p.70).

Así mismo, las cargas muertas son cargas actuantes provenientes de la propia estructura como las fachas, muros, instalaciones y todo aquello que tienen peso propio y permanecen en una sola posición, del mismo modo, las cargas vivas son cargas que no tienen una posición fija, no se tienen en cuenta como cargas

mueratas y las cargas es por los mobiliarios, mercancía; en otras son cargas eventuales y se debe tener en cuenta en el diseño (Meli, 2012, p.24).

Por otro lado, para el diseño de una edificación es importante hablar sobre los elementos estructurales como las losas armadas en dos direcciones que transmiten las cargas a través de flexión en ambos sentidos, el código ACI propone que el espesor mínimo de losa que determina que sus dimensiones no sean excesivas y si su esfuerzo de incisión es elevado al grosor debe incrementarse y suele presentarse en los sistemas de losa sin viga, (Teodoro, 2005, p.405).

Los efectos del viento cuando es obstaculizado por la estructura, es desviado rodeándola y produciéndole presiones, las partículas de aire al golpear la cara expuesta por el viento que opone a su libre circulación llamada barlovento ejerce sobre ella empujes en la cara expuesta, se separan del objeto provocando succiones. (Arroyo, 2015, p.14).

De igual manera, las cimentaciones son muy importantes ya que forman parte de una edificación que está en relación directa con el terreno y que transmite el peso de la estructura (columnas o tabiquerías) al suelo distribuyendo las cargas uniformemente para que no se produzca algún colapso en la estructura. (Tomlinson, 2012, p.57).

Harmsen (2002), Los tipos de cimentaciones para cada contexto dependen de varios factores que son la fuerza y compresibilidad de los estratos de suelos, las dimensiones de las cargas de las columnas a sí mismo la ubicación de la capa freática y la profundidad de cimentaciones de las edificaciones vecinas (p.318).

Las observaciones generales para el diseño son establecer la fuerza neta del suelo y dimensiones de las zapatas igualmente en la decisión de la resistencia amplificada del suelo, comprobación del corte por flexión y por punzonamiento

a si mismo el cálculo del refuerzo por flexión o longitudinal y verificación de la conexión de columnas-zapatas o muros-zapatas (p.322).

Calavera (2000), Las vigas de cimentación son las que apoyan tres o más pilares, son usados en suelos de baja capacidad portante, las secciones transversales pueden ser rectangular o de forma T invertida de hormigón y acero, pero con mayor costo de encofrado y mano de obra. (p.245).

La capacidad admisible en la cimentación es aquellas que se utilizan sin ocasionar deformaciones en la edificación, no depende del terreno sino también de la cimentación, las características del terreno y el coeficiente de seguridad que produce en cada caso e comportamiento de las cimentaciones se produce por fallas de la capacidad de cargas (Crespo, 2004, p.290).

La platea de cimentación es una cimentación que recibe muchas columnas al igual que es muy favorable cuando el área de las zapatas es alta que la cimentación, distribuye las cargas sobre los pequeños puntos débiles, reduce el asentamiento si el material blando se encuentra a una profundidad relativamente superficial (Alva, 2015, p.70).

Las zapatas es un componente estructural de concreto armado tiene como propósito recibir y resistir las cargas provenientes de las columnas, muros del edificio y transferir sus cargas al suelo subyacente repartiendo las cargas y la presión aceptable en un suelo debajo. La zapata es normalmente de unas cuantas toneladas por pie cuadrado (Peck, et. al. 1993, p.221).

Los tipos de zapatas son; las zapatas corridas es una ampliación de la parte inferior de un suelo cuyo propósito es repartir las cargas sobre el suelo de la cimentación normalmente se usa en los perímetros de una construcción y a veces bajo los muros inferiores al igual que las zapatas aisladas se usa para resistir las cargas de una sola columna, también las zapatas combinadas se utilizan para resistir las cargas de dos o más columnas, una plancha de cimentación es una losa continua de concreto reforzado sobre una superficie

grande que se usa para resistir muchas columnas y muros por último la cabeza de pilotes son losas de concreto reforzado que se usa para asignar las cargas de las columnas a grupos de pilotes (McCormac et. al. 2013, p.342).

Por otro lado, los tipos de suelos son gravas que están acumuladas de segmentos de rocas y que tiene más de dos millones de diámetro, son redondos cuando sufren desgastes por las agua y se encuentran en los lechos, en las orillas y en los arroyos al igual que las arenas, el seudónimo que se le da al material de grano finos procedente de las rocas, las partículas se encuentran entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro, la partícula de los ríos contienen grava y arcilla no son plásticas y se aplican un peso en la superficie, también los sedimentos son suelos de partículas finas con insuficiente plasticidad y está incluido entre 0.05 mm y 0.0005 mm, los limos sueltos son inconvenientes para mantener las cargas por las zapatas, su color varia es gris claro a muy oscuro, por lo tanto la arcilla son partículas con diámetro mínimo de 0.005 mm y tiene la participación de convertirse en plástico cuando se mezcla con el agua, su estructura es totalmente cristalina y compleja, en sus átomos tiene forma laminar (Villalaz, 2004, p.21-22).

La clasificación de los suelos determinar primordialmente las propiedades convenientemente del suelo manejando el valor en una expresión racional para adquirir la respuesta al problema, establecer la velocidad con que transita el agua a través de una muestra que se calcula la permeabilidad del suelo utilizando el valor con una red de flujo y la ley de Darcy para solventar el problema, el cálculo de la colocación de una edificio se mide la compresibilidad del suelo al igual que el valor en las ecuaciones establecida en la hipótesis de la consolidación de Terzaghi y el desarrollo de la permanencia de un talud, se calcula la resistencia del suelo utilizando el valor basado en las leyes estáticas (Lambe. et. al. p.46).

El diseño arquitectónico según la norma menciona las dimensiones del ingreso de vehículos será de 3m de la zona de estacionamiento menor de 40 m vehicular en el artículo 67.b, las rampas de acceso deben tener una pendiente

no mayor a 15 % para sótanos y semisótanos o piso superficiales en el artículo 67.d, debe iniciar a una distancia mínima de 3m del límite de la propiedad. El semisótano no debe sobrepasar de 1.5 m desde el nivel del techo hasta encima de la vereda en el artículo 67.e. y el radio debe ser 5m de giro de las rampas medido al eje del carril de transporte vehicular en el artículo 67.g. (NTP A.010, 2014, p.245).

Según NTP E.030. (2014), las estructuras diseñadas utilizando el análisis dinámico, según el artículo 18, se clasifican regularidades a las estructuras no más de 45 m de altura y a los muros portantes no más de 15 m de altura aun siendo irregulares, se podrá analizar mediante el procedimiento de las fuerzas estática. Los desplazamientos máximos no deben excederse entre 0.007 de la altura de entrepiso para el concreto armado (p.372).

NTP.E0.50. (2014), su objetivo de la norma es establecer los requisitos para el desarrollo de Estudios de Mecánica de suelos con fines de cimentación y otras obras, los estudios de mecánica de suelos se estudian con el propósito de certificar la estabilidad y permanencia de las obras y para originar el uso racional de los recursos y debe describir el perfil del suelo indicado el nombre y símbolo según SUCS, al igual que la capacidad de cargas determinado por los estudios realizados (p.368).

NTP. E0.60. (2014), fija los requerimientos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple, el diseño y construcción de losas de concreto estructural vaciados sobre moldes permanentes consideradas como no compuestas (p.409).

Para la realización de los metrados se debe determinar las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que tiene el diseño, al metrar debe saber cómo se apoya un elemento sobre otro, los metrados de cargas verticales en la edificación se indicaran los tipos de cargas que actúan en las construcciones. (San Bartolomé, p.3).

### III. METODOLOGÍA

#### 3.1. Tipo y diseño de investigación

Tipo de investigación: La investigación según su enfoque es cuantitativo y según su finalidad es de tipología básica debido a que para realizar el diseño estructural del estacionamiento vehicular, se basó en la recopilación de datos analizados y/o estandarizados formando un solo conocimiento previo al diseño; así mismo, la investigación según su nivel es de tipo descriptivo puesto que se describió las características que tiene el diseño estructural del estacionamiento vehicular; del mismo modo, según su temporalidad, la investigación es de tipo transversal ya que para la elaboración del diseño del estacionamiento vehicular, se ejecutaron estudios previos por única vez como el estudio de suelos.

Diseño de investigación: Diseño descriptivo no experimental simple debido a que se reunieron los datos por única vez para el diseño sin manipular ni modificar la variable.

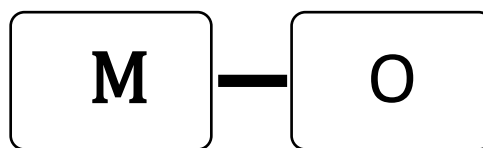


Figura 1. Diseño de investigación

Fuente: elaboración propia de los autores.

Dónde:

M: La infraestructura del estacionamiento vehicular de la Universidad César Vallejo local Moche, Trujillo, La libertad.

O: Diseño estructural del estacionamiento vehicular de la Universidad César Vallejo local Moche, Trujillo, La libertad.

#### 3.2. Variables y operacionalización

- Variable independiente: Diseño estructural del estacionamiento vehicular.

Ver Anexo 3.

### 3.3. Población, muestra, muestreo, unidad de análisis

Población: La población de la investigación está conformada por la Universidad César Vallejo que se encuentra ubicada en la Auxiliar Panamericana Nte, 320, en el distrito de Moche, Trujillo - La libertad.

Muestra: La muestra comprende a la infraestructura del estacionamiento vehicular de la Universidad César Vallejo local Moche, Trujillo, La libertad; con un área de 893.88m<sup>2</sup>.

Muestreo: El muestreo para la investigación es no probabilístico por conveniencia debido a que la muestra seleccionada para la investigación fue en un entorno próximo, el cual nos facilitó como autores para la elaboración del diseño estructural del estacionamiento vehicular.

Unidad de análisis: El estacionamiento vehicular de la Universidad César Vallejo local Moche, Trujillo, La libertad.

### 3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnica: Se efectuó la técnica de observación debido a que se recolectó y analizó los resultados obtenidos de los estudios respectivos previos al diseño, el cual fue de suma importancia para la factibilidad del diseño estructural del estacionamiento vehicular.

Instrumento: Se uso la ficha técnica para la recolección de datos previo al diseño estructural del estacionamiento vehicular.

### 3.5. Procedimientos

La investigación se elaboró cumpliendo con los parámetros establecidos del Reglamento Nacional de edificaciones (RNE), en donde, primero gestionamos los estudios de ingeniería, el cual comprende la arquitectura de la edificación de 17 pisos y los estudios de suelos; luego, teniendo los estudios previos, realizamos el diseño arquitectónico del estacionamiento vehicular, utilizando los parámetros de la Norma A.010; seguidamente, predimensionamos los elementos estructurales de la super estructura de acorde a la Norma E.030; luego, realizamos el metrado de las cargas de la superestructura según la Norma E.020; posteriormente, elaboramos el

modelamiento estructural del estacionamiento vehicular, utilizando un software; al mismo tiempo, realizamos el diseño estructural del estacionamiento según los parámetros establecidos en las normas A.010, E.020, E.0.30, E.0.50, E.060; y finalmente, controlamos y verificamos los esfuerzos actuantes en la cimentación.

### 3.6. Método de análisis de datos

Se tendrán en cuenta las normas E. 0.20, E. 0.30, E. 0.50, E.0.60 del reglamento nacional de edificaciones para el diseño, así como también se realizará el estudio de suelos bajo la supervisión de los laboratorios de la universidad, del mismo modo se utilizará un software de cálculo estructural para el modelamiento, el cual nos permitirá realizar los cálculos y la elaboración de los planos estructurales mediante el programa AutoCAD.

### 3.7. Aspectos éticos

Para la elaboración de la investigación, se tomó datos e información de manera estricta y confiable con el fin de asegurar la autenticidad y propiedad intelectual de los parámetros asignados en las normas técnicas peruanas, en los libros, fuentes de consultas y los principios éticos que exige el campo de la ingeniería civil, así mismo, se respetó las pautas establecidas que nos brindaron especialistas de nuestra línea de investigación.



## IV. RESULTADOS

### 4.1. Gestión de los estudios básicos de ingeniería.

Para la elaboración del diseño estructural del estacionamiento vehicular, se recolectó datos y se gestionó los estudios previos al diseño, en el cual obtuvimos lo siguiente:

- Ubicación y topografía.

El lugar de estudio de la investigación, se encuentra en la universidad César Vallejo local Moche, el cual está ubicado en la Auxiliar Panamericana Nte, 320, en el distrito de Moche, provincia de Trujillo, región La libertad; el cual, el distrito de moche presenta un clima correspondiente de una zona costera con un poco frío en tiempos de invierno y el resto del año se encuentra en temperatura calurosa; su altitud de la zona es de un promedio de 4.00 m s.n.m, por lo tanto, el distrito de moche, cuenta con una topografía que presenta una ortografía plana puesto que está ubicado en una zona costera de Perú, por lo cual el diseño del estacionamiento vehicular que está situado en el centro de estudio superior César Vallejo local moche, no necesitó realizar movimientos de tierra.

- Diseño arquitectónico de la superestructura.

Para el buen desarrollo del diseño estructural del estacionamiento vehicular, fue necesario contar con el diseño arquitectónico de la superestructura porque nos permitió realizar un análisis completo, debido a que con la arquitectura se identificaron todas las cargas de la superestructura que actúan directamente con la cimentación del estacionamiento, puesto que dicha superestructura está situada sobre el estacionamiento que hemos diseñado.

La arquitectura de la superestructura es de una edificación de 17 pisos, el cual está diseñada para la nueva Facultad de Ingeniería local Moche de la universidad César Vallejo, Trujillo, La libertad, en el cual, los dos primeros pisos están diseñadas para oficinas, las aulas de clase están distribuidas del tercer al décimo piso, por consiguiente, tenemos que del décimo primero al decimoquinto piso se encuentran los laboratorios

de ingeniería y por ultimo dese decimosexto al decimosétimo al decimoséptimo se encuentran más oficinas.

– Estudios de suelos.

Los datos del estudio de suelos para nuestro diseño, se obtuvo mediante una interpolación del informe técnico “Mejoramiento de los sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario de la localidad de Miramar – Distrito de Moche”, en donde se efectuó el estudio de suelos para el diseño de cimentación, en el cual realizaron 10 calicatas con una profundidad de 3 metros como se muestra en el anexo N°4.

Según el estudio de suelos realizado, identificamos que el suelo según su clasificación es de arena probablemente graduada “SP” (SUCS); así mismo obtuvimos que el terreno presenta un 95.5% de arena, no cuenta con índice de plasticidad y presenta un 3.24% de contenido de humedad; además, el terreno logra soportar 1.25 kg/cm<sup>2</sup> de carga.

#### 4.2. Diseño Arquitectónico del estacionamiento vehicular.

La arquitectura del estacionamiento vehicular para la nueva facultad de ingeniería local Moche de la universidad Cesar vallejo, Trujillo, La libertad; cuenta con área de 893.88m<sup>2</sup> con un semisótano y un sótano en donde el estacionamiento tiene un aforo en el semisótano de 14 vehículos y en el sótano un aforo de 18 vehículos, dando una totalidad de 32 vehículos que albergará el estacionamiento.

La arquitectura se basó en los parámetros establecidos en la norma A.010, en el cual, el estacionamiento tiene una dimensión de ingreso de 3m, las rampas de acceso al semisótano y al sótano es de 15% y también cuenta con radio de giros en las rampas de 5m; así mismo. El semisótano tiene una altura de 1.5 m y el sótano una altura de 3m.

#### 4.3. Predimensionamiento e identificación de cargas que intervienen en la estructura.

- Predimensionamiento.

El dimensionamiento de los elementos estructurales, se realizó de acorde a lo establecido de la norma E.030.

A. Losa.

- Criterios de diseño.

Altura (H)      longitud mayor /25      min  
Altura (H)      Aligerado - 5cm      max

In (m)	H (cm)	Hladrillo
4.00	17.00	12.00
5.00	20.00	15.00
6.00	25.00	20.00
7.00	30.00	25.00

- Losa Aligerada.

$$h = \frac{LL}{25}$$

Dónde:

h= Altura de Aligerado

LL= Luz libre

Para el diseño de losa tomamos luces libres más críticas como el eje E-D, el cual tiene 7.15 metros, teniendo así una losa aligerada de:

$$h = \frac{7.15m}{25} = 0.29m = 0.30 m \quad (\text{mín.})$$

- Losa Maciza.

$$h = \frac{LL}{40} \quad (\text{mín.})$$

$$h = \frac{LL}{25} - 5 \quad (\text{máx.})$$

Dónde:

h= Altura de losa maciza

LL= Luz libre

Para el diseño de losa tomamos luces libres más críticas que son de 7.15 metros, teniendo así una losa maciza de:

$$h = \frac{7.15m}{40} = 0.179 m = 0.20 m \quad (\text{mín..})$$

$$h = \frac{7.15m}{25} - 0.05m = 0.236m = 0.25 m \quad (\text{máx.})$$

- Consideraciones.

Para el diseño, tomaremos:

Losa maciza de 0.20m para luces mayores.

Losa aligerada 0.20 m para luces menores.

## B. Vigas.

- Criterios de diseño.

Se debe tener en cuenta que la base mínima tiene que ser de 0.25 m para evitar cangrejeras y que las dimensiones de la viga deben ser múltiplos de 5 cm.

$$h \Rightarrow \frac{1}{10} \text{ o } \frac{1}{12} \times \text{de la luz libre mayor}$$

$$b \Rightarrow \frac{1}{2} \text{ o } \frac{2}{3} > 0.25m \text{ de la altura}$$

Dónde:

h= Peralte de la viga

b=Base de la viga

- Predimensionamiento de vigas.

Para el dimensionamiento tomamos la luz libre mayor de 7.15m (Eje E-D).

$$h \Rightarrow \frac{7.15}{10} = 0.72 \approx 0.70 \text{ cm}$$

$$h \Rightarrow \frac{7.15}{12} = 0.60 \approx 0.60 \text{ cm}$$

$$b \Rightarrow \frac{7.15}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$b \Rightarrow \frac{7.15}{3} = 46.67 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

En donde utilizamos vigas de 0.70m de altura y 0.35m de base.

## C. Columnas

- Generalidades

Para columnas céntricas

$$\text{Area de Columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f'c}$$

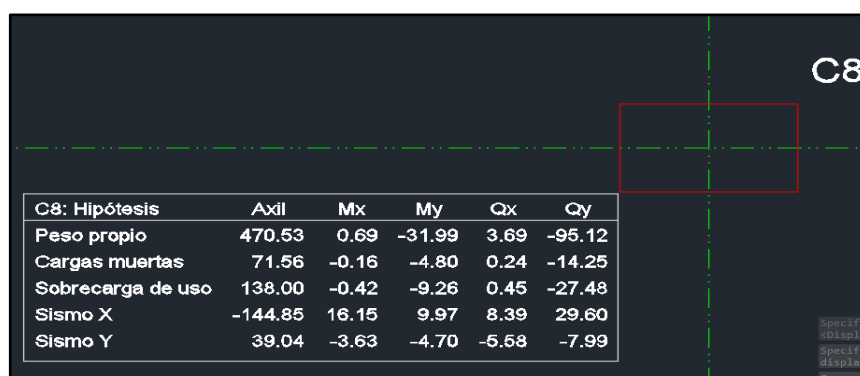
Para columnas excéntricas o en esquinas

$$Area\ de\ Columna = \frac{P_{servicio}}{0.35f'_c}$$

El Peso de servicio se calcula con la siguiente formula.

$$P_{servicio} = P * Atrib * N_{pisos}$$

- Predimensionamiento de columnas



C8: Hipótesis	Axil	Mx	My	Qx	Qy
Peso propio	470.53	0.69	-31.99	3.69	-95.12
Cargas muertas	71.56	-0.16	-4.80	0.24	-14.25
Sobrecarga de uso	138.00	-0.42	-9.26	0.45	-27.48
Sismo X	-144.85	16.15	9.97	8.39	29.60
Sismo Y	39.04	-3.63	-4.70	-5.68	-7.99

Figura 2. Predimensionamiento de columna céntrica C8

Fuente: Elaboración propia de los autores.

La figura muestra los pesos según su área tributaria, teniendo, así como peso propio 470.53, carga muerta de 71.55, y una sobre carga de uso de 138, en el cual se calculó el peso de servicio sumando los pesos dando como resultado un peso de servicio de 680.08 para la columna céntrica C8.

$$A_{columna} = \frac{680.08}{0.45 * 2100kgf/cm^2}$$

$$A_{columna} = 7.20\ cm$$

En donde utilizaremos dimensiones de b=0.50m, L= 0.85m en la columna C8.



C1: Hipótesis	Axil	Mx	My	Qx	Qy
Peso propio	8.23	11.49	3.01	27.04	-1.20
Cargas muertas	2.11	1.44	0.60	4.19	0.44
Sobrecarga de uso	2.08	2.49	0.89	4.53	0.42
Sismo X	-9.23	-6.89	-4.46	-35.79	-15.05
Sismo Y	17.02	17.80	-1.33	65.70	-15.83

Figura 3. Predimensionamiento de columna en esquina C1.

Fuente: Elaboración propia de los autores.

La figura muestra los pesos según su área tributaria, teniendo, así como peso propio 8.23, carga muerta de 2.11, y una sobre carga de uso de 2.08, en el cual se calculó el peso de servicio sumando los pesos dando como resultado un peso de servicio de 12.42 para la columna C1.

$$A_{columna} = \frac{12.42}{0.35 * 2100 \text{kgf/cm}^2}$$

$$A_{columna} = 0.02 \text{ cm}$$

En donde utilizaremos dimensiones de b=0.50m, L= 1m en la columna C1.

C5: Hipótesis	AxH	Mx	My	Qx	Qy
Peso propio	253.05	89.20	-0.02	32.33	1.80
Cargas muertas	37.97	14.51	0.00	10.03	0.04
Sobrecarga de uso	72.36	25.28	-0.04	9.04	-0.42
Sismo X	-134.54	-44.99	0.40	-15.70	7.08
Sismo Y	-151.00	-56.17	-4.58	-25.32	-63.25

Figura 4. Predimensionamiento de columna en esquina C5.

Fuente: Elaboración propia de los autores.

La figura muestra los pesos según su área tributaria, teniendo, así como peso propio 253.05, carga muerta de 37.97, y una sobre carga de uso de 72.36, en el cual se calculó el peso de servicio sumando los pesos dando como resultado un peso de servicio de 363.38 para la columna C5.

$$A_{columna} = \frac{363.38}{0.35 * 2100 \text{kgf/cm}^2}$$

$$A_{columna} = 0.02 \text{ cm}$$

En donde utilizaremos dimensiones de b=0.50m, L= 0.85m en la columna C5.

- Cargas que intervienen en la estructura.

En el metrado de cargas se consideró las cargas por gravedad actuantes en la superestructura y el estacionamiento, con ello obtuvimos las cargas que soportará la cimentación del estacionamiento vehicular; se tomó las cargas de acuerdo a la Norma E.020 teniendo en cuenta el uso para cada área.

A. Sótano.

- Peso propio = 300 kg/m<sup>2</sup>
- Carga muerta  
Pisos terminados = 150 Kg/m<sup>2</sup>
- Carga viva  
Garajes = 250 Kg/m<sup>2</sup>

B. Semisótano

- Peso propio = 300 kg/m<sup>2</sup>
- Carga muerta  
Pisos terminados =150 kg/m<sup>2</sup>
- Cargas vivas  
Garajes =250 kgf/m<sup>2</sup>

C. Primer y segundo piso: Oficinas

- Peso propio = 300 kgf/m<sup>2</sup>
- Carga muerta  
Pisos terminados =150 kgf/m<sup>2</sup>  
Tabiquería =150 kgf/m<sup>2</sup>
- Carga viva  
Corredores y escaleras =250 kgf/m<sup>2</sup>

D. Del piso 3 al piso 10: aulas de clases

- Peso propio = 300 kgf/m<sup>2</sup>
- Carga muerta  
Pisos terminados =150 kgf/m<sup>2</sup>  
Tabiquería =150 kgf/m<sup>2</sup>
- Carga viva  
Aulas =250 Kgf/m<sup>2</sup>

Sala de archivos =300 Kgf/m<sup>2</sup>

Corredores y escaleras =400 kgf/m<sup>2</sup>

E. Del piso 11 al piso 15: Laboratorios

• Peso propio = 300 kgf/m<sup>2</sup>

• Carga muerta

Pisos terminados =150 kgf/m<sup>2</sup>

Tabiquería =150 kgf/m<sup>2</sup>

• Cargas vivas

Sala de archivo =500 kgf/m<sup>2</sup>

Sala de computación =250 kgf/m<sup>3</sup>

Corredores y escaleras =400 kgf/m<sup>4</sup>

F. Del 15 piso al 17 piso: Oficinas

• Peso propio = 300 kg/m<sup>2</sup>

• Carga muerta

Pisos terminados =150 kg/m<sup>2</sup>

Tabiquería =150 kg/m<sup>2</sup>

• Carga viva

Corredores y escaleras =250 kg/m<sup>2</sup>

4.4. Modelamiento estructural del estacionamiento vehicular

A. Consideraciones previas

– Zonificación y Factor de zona.

La norma E.0.30 indica que el Perú cuenta con cuatro tipos de zonas.

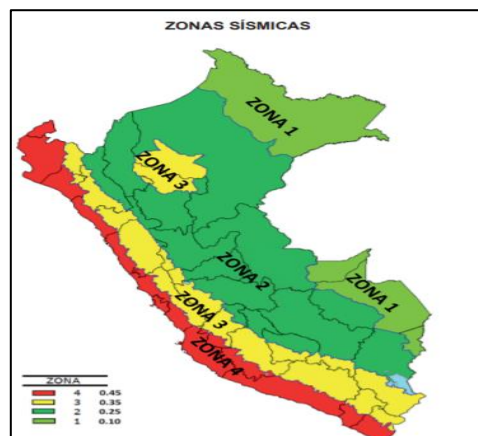


Figura 5. Zona Sísmica



Fuente: Norma E.030 (RNE)

Tabla 1. Factores de zonas "z"

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E.030 (RNE)

El lugar de investigación está ubicado en el Departamento La libertad, distrito de Moche; en donde, según la Norma E.030 y de acuerdo a las zonas establecidas en ella, se pudo identificar que el distrito de Moche está ubicado en la Zona cuatro, teniendo así el factor de zona 0.45 para el diseño.

- Perfiles de suelos.

Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Norma E.030 (RNE)

El perfil de suelo de nuestro diseño es de Suelos intermedios (S<sub>2</sub>); puesto que de acuerdo al estudio de suelos realizados tenemos que cuenta con capacidad portante de 1.25 Kg/cm<sup>2</sup> y que tiene presencia del 95.5.% de arena, en donde nuestro perfil se asemeja más a un tipo S<sub>2</sub>.

- Parámetros de sitio (S, T<sub>p</sub>, T<sub>L</sub>)

Tabla 3. Parámetros de sitio (S<sub>1</sub> T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>)

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E.030 (RNE)

Tabla 4. Periodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>

PERÍODOS "T <sub>P</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma E.030 (RNE)

El suelo de la investigación según la zona identificada (Zona4), tiene un valor de 1.05 de amplificación de suelo y periodos T<sub>P</sub> de 0.6 y T<sub>L</sub> de 2.

- Factor de Amplificación sísmica C.

Tabla 5: Factor de ampliación sísmica

$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)$

Fuente: Norma E.030 (RNE)

- Coeficiente básico de reducción.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma E.030

Sistema estructural y coeficiente en reducción (R): El coeficiente básico de reducción (R<sub>0</sub>) a utilizar en la Zona 4 es R<sub>x</sub>= 7 y R<sub>y</sub>=7.

## B. Justificación sísmica del primer modulo

- Análisis dinámico.

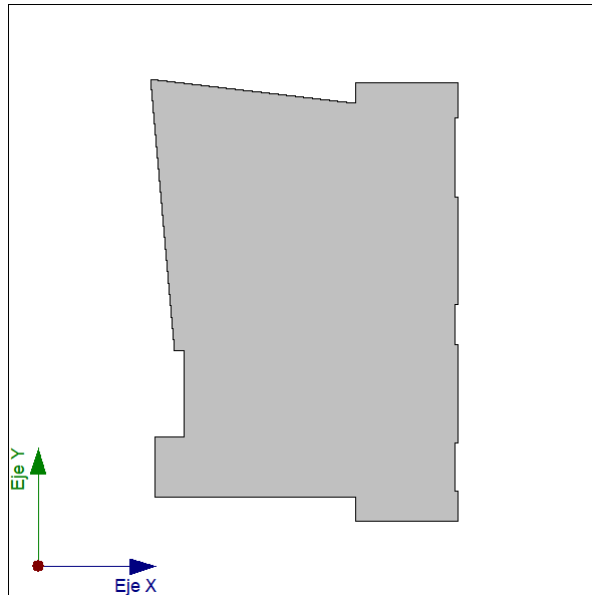


Figura 6. Proyección en planta

Fuente: Elaboración propia de los autores

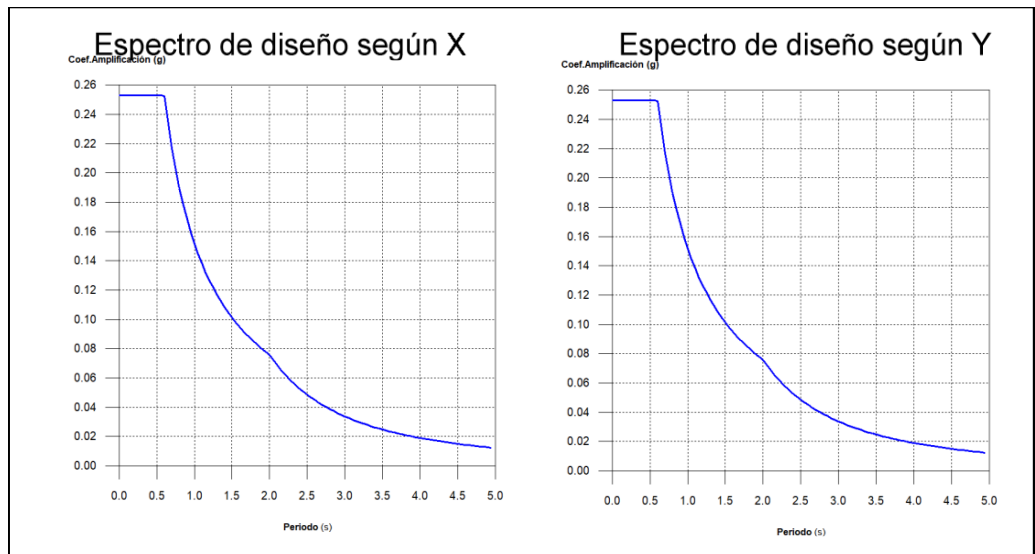


Figura 7. Espectro de pseudoaceleraciones (X, Y)

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 6. Coeficiente de participación sísmica en dirección en "X" y "Y".

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	1.451	0.9994	0.0348	0.0064	66.62 %	0.09 %	R = 7 A = 1.027 m/s <sup>2</sup> D = 54.7564 mm	R = 7 A = 1.027 m/s <sup>2</sup> D = 54.7564 mm
Modo 2	1.187	0.005	0.1737	0.9848	0.04 %	59.62 %	R = 7 A = 1.255 m/s <sup>2</sup> D = 44.8251 mm	R = 7 A = 1.255 m/s <sup>2</sup> D = 44.8251 mm
Modo 3	0.865	0.0084	0.0427	0.9991	0.07 %	12.37 %	R = 7 A = 1.723 m/s <sup>2</sup> D = 32.6814 mm	R = 7 A = 1.723 m/s <sup>2</sup> D = 32.6814 mm
Modo 4	0.372	0.945	0.0108	0.327	7.32 %	0 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 8.68752 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 8.68752 mm
Modo 5	0.258	0	0.0591	0.9983	0 %	4.94 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 4.18263 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 4.18263 mm
Modo 6	0.208	0.9988	0.0499	0	5.92 %	0.02 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.72672 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.72672 mm
Modo 7	0.202	0.0027	0.1541	0.988	0 %	10.14 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.5725 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.5725 mm
Modo 8	0.135	0.9831	0.0069	0.1827	3.54 %	0 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.14797 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.14797 mm
Modo 9	0.115	0.0119	0.0202	0.9997	0.14 %	0.45 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.83217 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.83217 mm
Modo 10	0.106	0.8553	0.0256	0.5174	8.74 %	0.01 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.703 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.703 mm
Modo 11	0.092	0.0076	0.188	0.9821	0.01 %	6.12 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.53517 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.53517 mm
Total					92.4 %	93.76 %		

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Tabla 7: Hipótesis Sismo X1

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	1.451	0.105

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 8: Hipótesis Sismo X2

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	1.187	0.128

Fuente: Elaboración propia de los autores

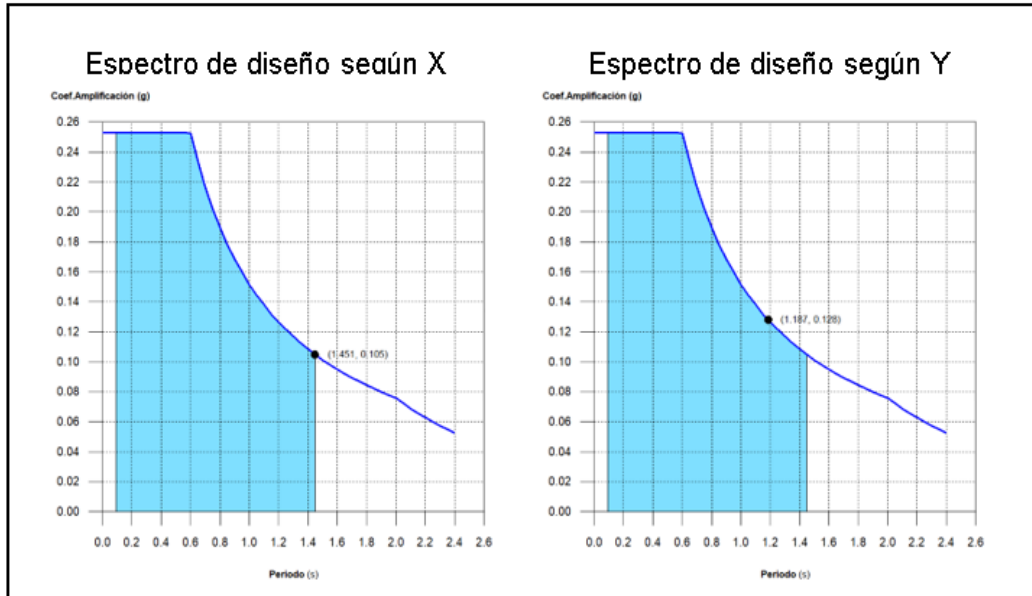


Figura 8. Periodos modales

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Tabla 9. Centro de masas, Centro de rigidez y excentricidades de cada planta.

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
Piso 19	(9.13, 14.06)	(9.92, 12.95)	-0.80	1.11
Piso 18	(9.22, 13.89)	(9.92, 12.94)	-0.70	0.94
Piso 17	(9.23, 13.87)	(9.90, 12.94)	-0.68	0.93
Piso 16	(9.23, 13.87)	(9.90, 12.94)	-0.68	0.93
Piso 15	(9.23, 13.87)	(9.90, 12.94)	-0.68	0.93
Piso 14	(9.23, 13.87)	(9.90, 12.94)	-0.68	0.93
Piso 13	(9.23, 13.87)	(9.90, 12.94)	-0.68	0.93
Piso 12	(9.23, 13.87)	(9.90, 12.94)	-0.68	0.93
Piso 11	(9.23, 13.87)	(9.90, 12.94)	-0.68	0.93

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
Piso 10	(9.23, 13.87)	(9.90, 12.94)	-0.68	0.93
Piso 9	(9.23, 13.87)	(9.90, 12.94)	-0.68	0.93
Piso 8	(9.24, 13.86)	(9.90, 12.95)	-0.66	0.91
Piso 7	(9.25, 13.84)	(9.89, 12.95)	-0.65	0.89
Piso 6	(9.25, 13.84)	(9.89, 12.95)	-0.65	0.89
Piso 5	(9.25, 13.84)	(9.89, 12.95)	-0.65	0.89
Piso 4	(9.25, 13.84)	(9.89, 12.95)	-0.65	0.89
Piso 3	(9.01, 14.30)	(9.85, 12.97)	-0.84	1.33
Piso 2	(9.64, 13.48)	(8.06, 13.40)	1.58	0.08
Piso 1	(9.47, 13.74)	(7.00, 13.70)	2.47	0.04

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 10. Cortante basal dinámico en X<sub>1</sub>.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V <sub>x</sub> (t)	V <sub>d,x</sub> (t)
Sismo X1	Modo 1	832.1736	934.5949
	Modo 2	0.6790	
	Modo 3	3.6643	
	Modo 4	221.0055	
	Modo 5	0.0001	
	Modo 6	178.7447	
	Modo 7	0.0856	
	Modo 8	106.9530	
	Modo 9	4.2820	
	Modo 10	264.1218	
	Modo 11	0.2719	

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 11. Cortante basal dinámico en Y<sub>1</sub>.

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V <sub>y</sub> (t)	V <sub>d,y</sub> (t)
Sismo Y1	Modo 1	1.0102	942.4282
	Modo 2	814.9497	
	Modo 3	232.0692	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V <sub>Y</sub> (t)	V <sub>d,Y</sub> (t)
	Modo 4	0.0291	
	Modo 5	133.5440	
	Modo 6	0.4457	
	Modo 7	274.2340	
	Modo 8	0.0053	
	Modo 9	12.2833	
	Modo 10	0.2379	
	Modo 11	165.3968	

Fuente: Elaboración propia de los autores

– Cortante basal estático.

Tabla 12. Peso sísmico de la estructura

Planta	p <sub>i</sub> (t)
Piso 19	464.6948
Piso 18	526.4534
Piso 17	531.2303
Piso 16	531.2303
Piso 15	531.2303
Piso 14	531.2303
Piso 13	531.2303
Piso 12	531.2303
Piso 11	531.2303
Piso 10	531.2303
Piso 9	531.2303
Piso 8	538.3296
Piso 7	545.4289
Piso 6	545.4289
Piso 5	545.4289
Piso 4	545.4289
Piso 3	526.5586
Piso 2	529.7048
P=∑p <sub>i</sub>	9548.5293

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 13. Verificación de la Cortante basal

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d, X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 934.5949 t <sup>3</sup> 958.1761 t	1.03
Sismo Y1	$V_{d, Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 942.4282 t <sup>3</sup> 958.1761 t	1.02

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 14. Cortante sísmico combinado y fuerzas sísmicas equivalente por planta X1

Planta	Q <sub>X</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>Y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Piso 19	123.3669	123.3669	10.3428	10.3428
Piso 18	225.6358	107.5849	19.1218	8.8759
Piso 17	299.2970	92.6163	24.9224	6.4859
Piso 16	363.2898	97.8407	28.7995	5.9639
Piso 15	423.4326	97.1260	31.9070	6.6229
Piso 14	478.3290	87.2735	35.2632	7.2694
Piso 13	524.2115	86.6363	39.1027	7.3873
Piso 12	566.3309	93.3440	43.3650	6.9835
Piso 11	609.4869	95.8552	47.5943	6.3599
Piso 10	649.7915	86.8614	51.5160	5.5282
Piso 9	685.6375	80.5032	54.9020	4.5289
Piso 8	718.2546	92.2842	57.6408	3.6833
Piso 7	751.6624	96.8971	59.5109	3.6283
Piso 6	782.7894	90.4049	60.6102	4.5648
Piso 5	808.9740	82.3631	61.3684	5.7440
Piso 4	830.7004	85.7731	62.2566	6.1840
Piso 3	846.2539	71.5385	63.2247	5.6634
Piso 2	934.5949	261.2812	67.3209	12.4340
Piso 1	934.5949	0.0000	67.3209	0.0000

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 15. Cortante sísmico combinado y fuerzas sísmicas equivalente por planta Y1

Planta	Q <sub>X</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>Y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Piso 19	6.8871	6.8871	116.5731	116.5731
Piso 18	12.7400	6.4290	220.8101	105.5969
Piso 17	16.9467	5.2066	307.5800	89.8864



Planta	Q <sub>X</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>Y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Piso 16	20.1015	5.0280	379.8041	79.4220
Piso 15	22.6902	4.7851	440.8722	74.4023
Piso 14	24.6502	5.1863	494.3948	73.4881
Piso 13	26.8746	6.1276	543.5834	74.2661
Piso 12	29.6846	6.7066	590.1753	74.3365
Piso 11	33.0625	6.0633	634.2471	72.8702
Piso 10	36.3189	4.3923	675.5411	70.3717
Piso 9	38.6196	3.0469	713.7903	68.1137
Piso 8	40.0176	3.9251	749.9678	68.3925
Piso 7	40.9376	4.5375	783.9046	70.7376
Piso 6	41.6328	4.8338	815.5744	71.7663
Piso 5	42.5496	4.8620	845.3305	70.1565
Piso 4	43.1229	4.7027	872.9467	64.1512
Piso 3	43.5051	4.0966	895.3568	50.8862
Piso 2	51.2587	18.6327	942.4282	91.7601
Piso 1	51.2587	0.0000	942.4282	0.0000

Fuente: Elaboración propia de los autores

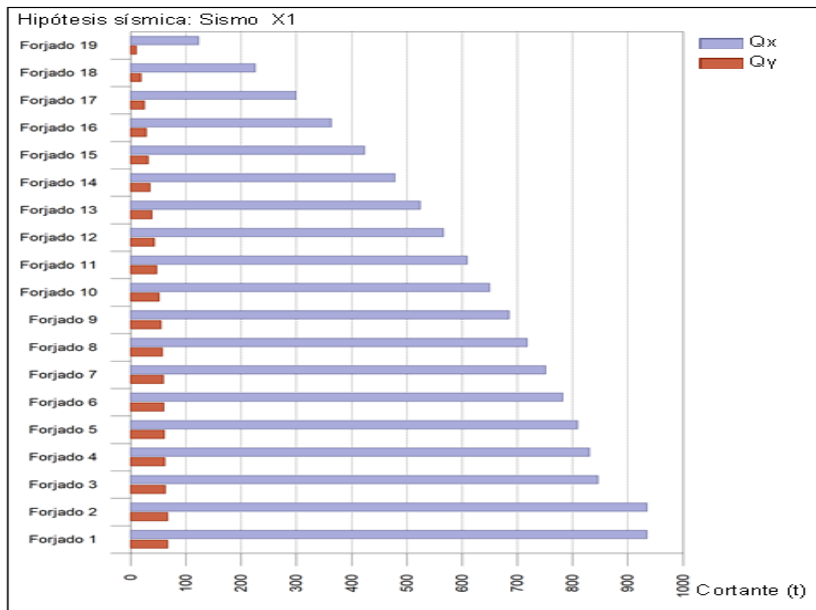


Figura 9. Cortantes máximos por planta X1

Fuente: Elaboración propia de los autores

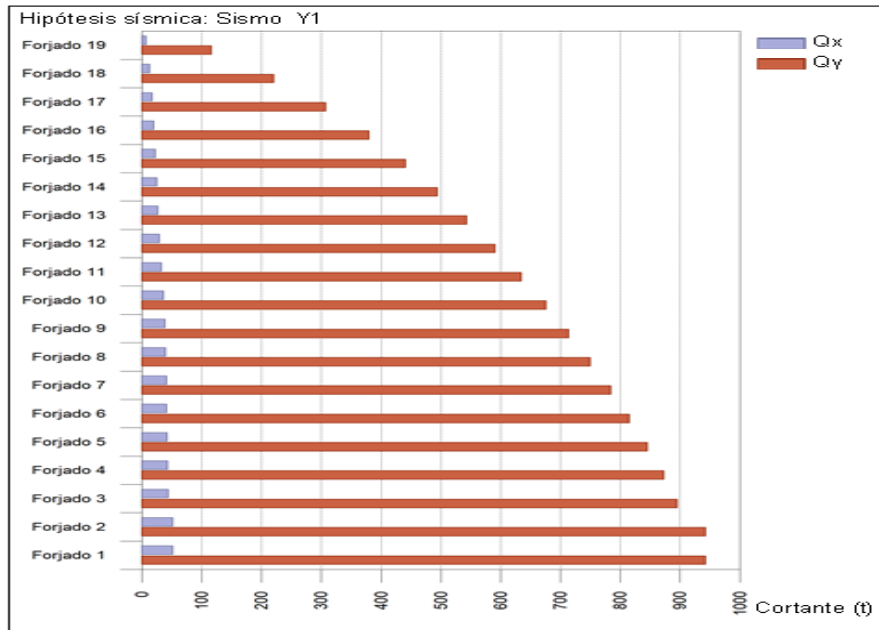


Figura 10. Cortantes máximos por planta Y1

Fuente: Elaboración propia de los autores

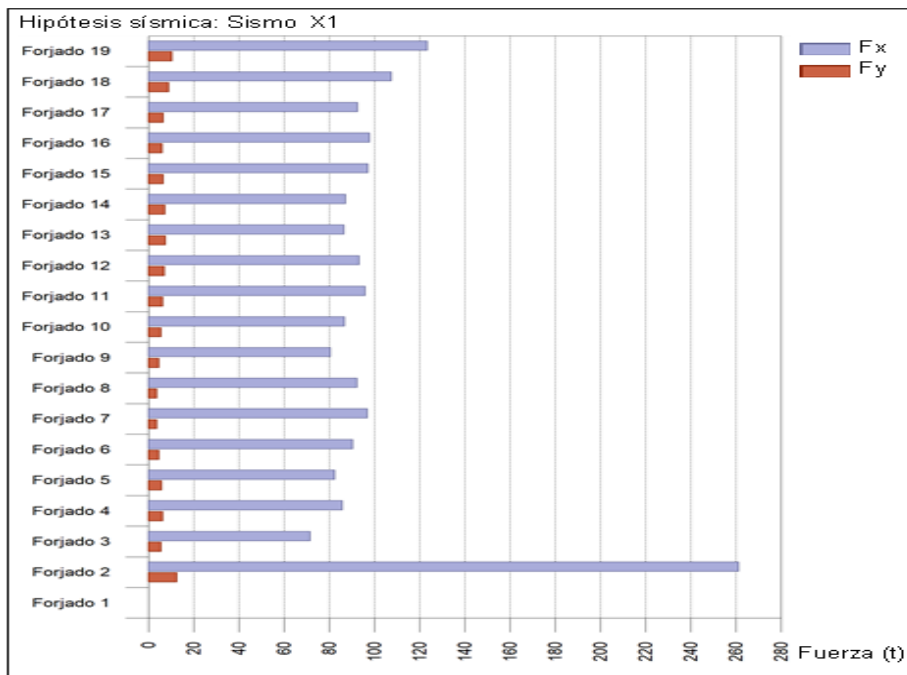


Figura 11. Fuerzas equivalentes por planta X1

Fuente: Elaboración propia de los autores

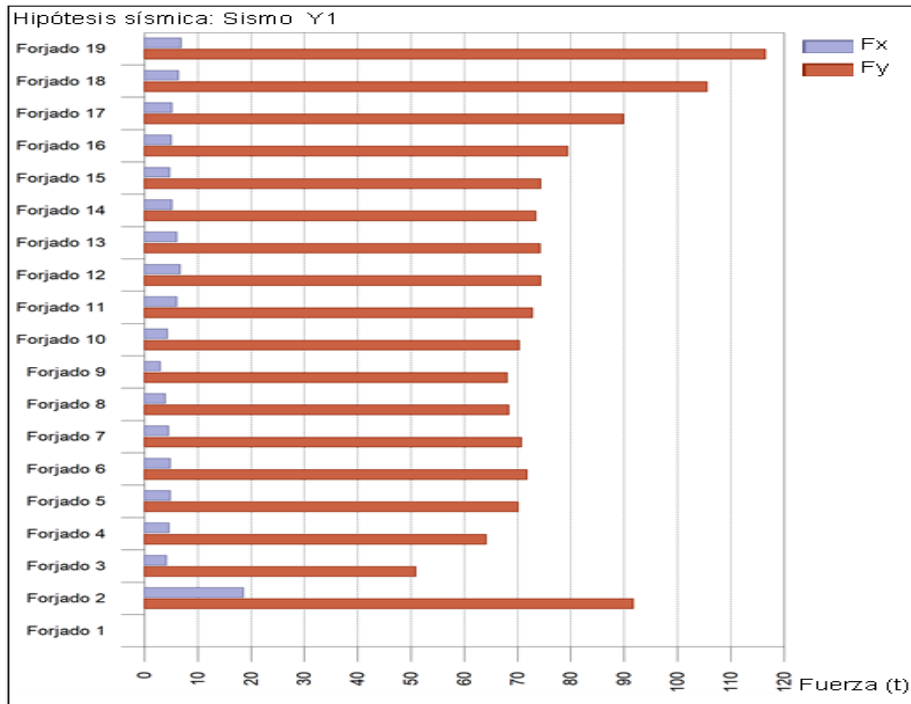


Figura 12. Fuerzas equivalentes por planta Y1

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 16. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta X<sub>1</sub>

Planta	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Piso 19	74.45	25.55	45.09	54.91
Piso 18	78.36	21.64	32.88	67.12
Piso 17	76.25	23.75	28.50	71.50
Piso 16	75.81	24.19	27.07	72.93
Piso 15	75.04	24.96	26.26	73.74
Piso 14	74.57	25.43	24.93	75.07
Piso 13	74.71	25.29	23.38	76.62
Piso 12	74.86	25.14	21.83	78.17
Piso 11	74.63	25.37	20.65	79.35
Piso 10	74.53	25.47	19.78	80.22
Piso 9	74.62	25.38	19.38	80.62
Piso 8	71.49	28.51	17.52	82.48
Piso 7	70.89	29.11	17.34	82.66
Piso 6	69.54	30.46	17.00	83.00
Piso 5	67.04	32.96	15.91	84.09
Piso 4	61.70	38.30	14.69	85.31
Piso 3	67.28	32.72	34.05	65.95
Piso 2	4.74	95.26	7.92	92.08

Planta	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Piso 1	10.99	89.01	42.41	57.59

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 17. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta Y<sub>1</sub>

Planta	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Piso 19	49.64	50.36	59.71	40.29
Piso 18	60.02	39.98	47.75	52.25
Piso 17	59.01	40.99	38.60	61.40
Piso 16	58.43	41.57	33.63	66.37
Piso 15	57.74	42.26	30.71	69.29
Piso 14	57.22	42.78	28.77	71.23
Piso 13	57.08	42.92	27.29	72.71
Piso 12	57.05	42.95	26.06	73.94
Piso 11	57.02	42.98	25.00	75.00
Piso 10	57.06	42.94	24.08	75.92
Piso 9	56.83	43.17	23.39	76.61
Piso 8	55.05	44.95	21.47	78.53
Piso 7	54.12	45.88	20.73	79.27
Piso 6	52.76	47.24	19.87	80.13
Piso 5	50.54	49.46	18.88	81.12
Piso 4	47.32	52.68	18.21	81.79
Piso 3	54.05	45.95	30.34	69.66
Piso 2	26.42	73.58	16.92	83.08
Piso 1	29.71	70.29	43.63	56.37

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 18. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques X<sub>1</sub>, Y<sub>1</sub>

Hipótesis sísmica	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Sismo X1	10.99	89.01	42.41	57.59
Sismo Y1	29.71	70.29	43.63	56.37

Fuente: Elaboración propia de los autores

Así mismo se obtuvo las derivas del primer módulo las cuales cumpliendo con los límites permitidos de la norma E-0.30 (ver anexo N°2.1).

### C. Justificación sísmica del módulo 2

- Análisis dinámico.

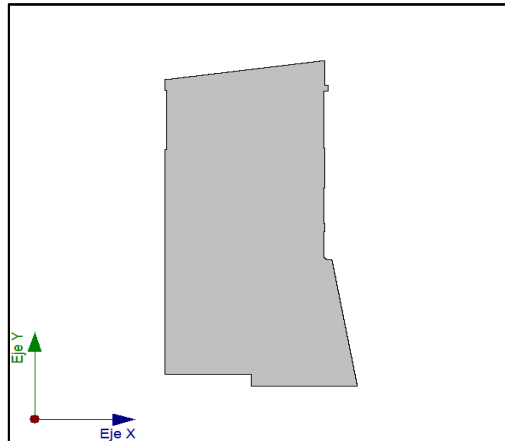


Figura 13: Proyección en planta

Fuente: Elaboración propia de los autores

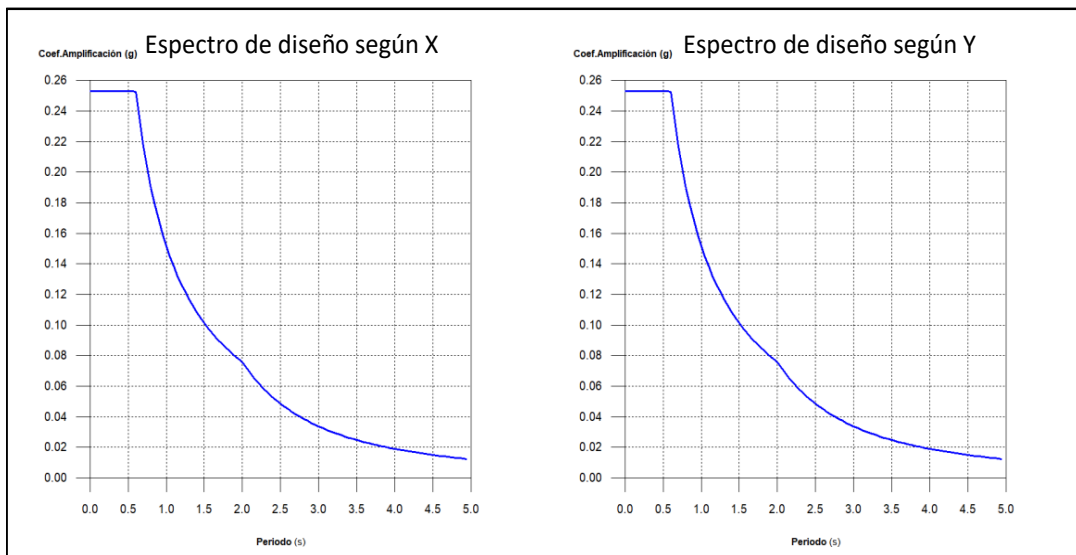


Figura 14: Espectro de pseudoaceleracion (x,y)

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 19: Coeficiente de participación sísmicas en dirección en "X" y "Y".

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 1	1.51 9	0.991 4	0.092 8	0.092 3	69.87 %	0.61 %	R = 7 A = 0.981 m/s <sup>2</sup> D = 57.3323 mm	R = 7 A = 0.981 m/s <sup>2</sup> D = 57.3323 mm
Modo 2	1.17 7	0.016 5	0.135 6	0.990 6	0.7 %	47.31 %	R = 7 A = 1.267 m/s <sup>2</sup> D = 44.4278 mm	R = 7 A = 1.267 m/s <sup>2</sup> D = 44.4278 mm

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 3	0.82 9	0.003 3	0.072 3	0.997 4	0.05 %	23.3 %	R = 7 A = 1.798 m/s <sup>2</sup> D = 31.3298 mm	R = 7 A = 1.798 m/s <sup>2</sup> D = 31.3298 mm
Modo 4	0.29 5	0.550 3	0.129 2	0.824 9	10.15 %	0.56 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 5.4586 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 5.4586 mm
Modo 5	0.25 7	0.028	0.041 1	0.998 8	0.89 %	1.9 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 4.14053 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 4.14053 mm
Modo 6	0.19 4	0.031 2	0.352 5	0.935 3	0.08 %	10.27 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.37111 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.37111 mm
Modo 7	0.15 2	0.842 4	0.103 9	0.528 8	7.38 %	0.11 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.45397 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.45397 mm
Modo 8	0.12 1	0.019 1	0.003 4	0.999 8	0.36 %	0.01 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.92477 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.92477 mm
Modo 9	0.09 7	0.040 5	0.330 5	0.942 9	0.12 %	7.79 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.58742 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.58742 mm
Modo 10	0.09 5	0.730 1	0.161 5	0.664	5.18 %	0.25 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.56363 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.56363 mm
Total					94.78 %	92.11 %		

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 20: Hipótesis Sísmico X1

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	1.519	0.100

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 21: Hipótesis Sísmico X2

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	1.177	0.129

Fuente: Elaboración propia de los autores

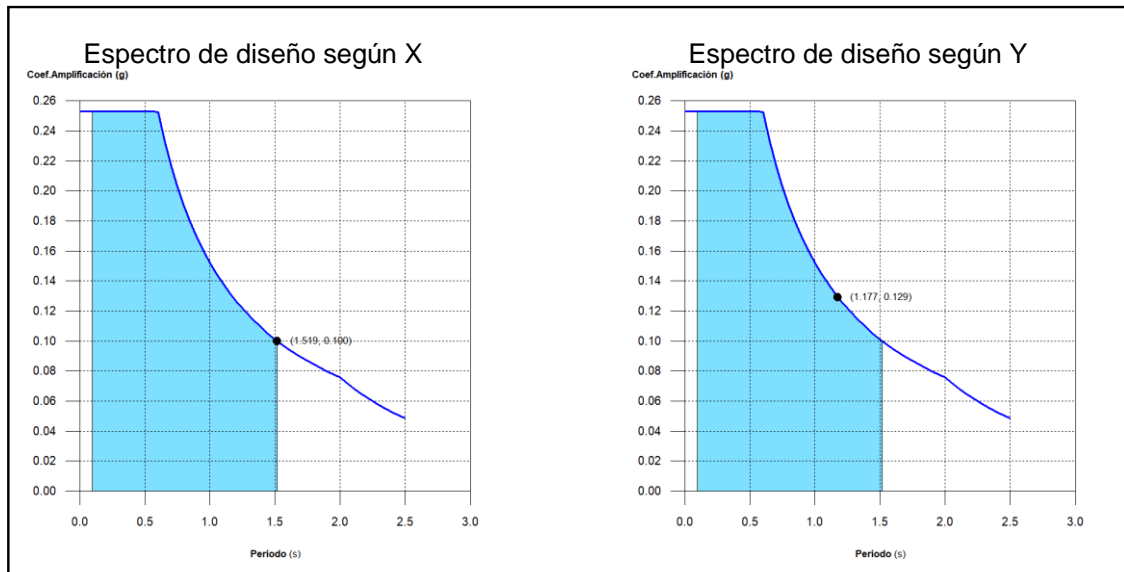


Figura 15: Periodos modales

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22: Centro de masa, Centro de rigidez y excentricidad década planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
Piso 19	(26.75, 13.44)	(26.83, 12.79)	-0.08	0.65
Piso 18	(26.71, 13.51)	(26.88, 12.75)	-0.17	0.76
Piso 17	(26.71, 13.53)	(26.94, 12.71)	-0.24	0.82
Piso 16	(26.71, 13.53)	(26.94, 12.71)	-0.24	0.82
Piso 15	(26.71, 13.53)	(26.94, 12.71)	-0.24	0.82
Piso 14	(26.71, 13.53)	(26.94, 12.71)	-0.24	0.82
Piso 13	(26.72, 13.55)	(26.94, 12.71)	-0.22	0.84
Piso 12	(26.71, 13.53)	(26.94, 12.71)	-0.24	0.82
Piso 11	(26.71, 13.53)	(26.94, 12.71)	-0.24	0.82
Piso 10	(26.71, 13.53)	(26.94, 12.71)	-0.24	0.82
Piso 9	(26.71, 13.53)	(26.94, 12.71)	-0.24	0.82
Piso 8	(26.70, 13.54)	(26.92, 12.73)	-0.22	0.81

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
Piso 7	(26.70, 13.54)	(26.90, 12.75)	-0.21	0.79
Piso 6	(26.70, 13.54)	(26.90, 12.75)	-0.21	0.79
Piso 5	(26.70, 13.55)	(26.90, 12.75)	-0.21	0.80
:Piso 4	(26.69, 13.55)	(26.90, 12.75)	-0.21	0.80
Piso 3	(26.70, 13.55)	(26.90, 12.75)	-0.21	0.80
Piso 2	(26.30, 13.26)	(27.88, 13.08)	-1.59	0.18
Piso 1	(26.27, 12.37)	(28.49, 12.94)	-2.22	-0.58

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23: Cortante basal dinámico en X<sub>1</sub>

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V <sub>x</sub> (t)	V <sub>d,x</sub> (t)
Sismo X1	Modo 1	566.3173	638.3482
	Modo 2	7.3625	
	Modo 3	0.7365	
	Modo 4	208.1084	
	Modo 5	18.2467	
	Modo 6	1.6595	
	Modo 7	151.3910	
	Modo 8	7.4090	
	Modo 9	2.4069	
	Modo 10	106.2236	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24: Cortante basal dinámico en Y<sub>1</sub>

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V <sub>y</sub> (t)	V <sub>d,y</sub> (t)
Sismo Y1	Modo 1	4.9643	688.3109
	Modo 2	497.3639	
	Modo 3	347.6645	
	Modo 4	11.4668	
	Modo 5	39.2023	
	Modo 6	211.6307	
	Modo 7	2.3035	
	Modo 8	0.2363	
	Modo 9	160.5865	
	Modo 10	5.1990	

Fuente: Elaboración propia



– Cortante basal estático en el módulo 2

Tabla 25: Peso sísmico de la estructura

Planta	$p_i$ (t)
Piso 19	331.6524
Piso 18	381.5829
Piso 17	384.8426
Piso 16	384.8426
Piso 15	384.8426
Piso 14	384.8426
Piso 13	386.2922
Piso 12	384.8426
Piso 11	384.8426
Piso 10	384.8426
Piso 9	384.8426
Piso 8	390.5296
Piso 7	396.2167
Piso 6	396.2167
Piso 5	396.8967
Piso 4	397.3551
Piso 3	396.8967
Piso 2	382.0146
$P=\sum p_i$	6934.3944

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 26: Verificación de la Cortante basal

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 638.3482 t <sup>3</sup> 695.8528 t	1.09
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 688.3109 t <sup>3</sup> 695.8528 t	1.01

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27: Cortante sísmica combinación y fuerza sísmica equivalente por planta X<sub>1</sub>

Planta	$Q_X$ (t)	$F_{eq,X}$ (t)	$Q_Y$ (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
Piso 19	83.6599	83.6599	23.6211	23.6211
Piso 18	162.7352	79.7993	42.0307	18.7788
Piso 17	220.8052	62.2639	53.3655	12.6656

Planta	Q <sub>X</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>Y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Piso 16	264.6416	56.4400	59.2355	10.5408
Piso 15	300.2304	58.1996	61.6947	12.1572
Piso 14	333.0503	60.4459	63.3652	14.4225
Piso 13	364.8635	59.8563	65.8835	15.6585
Piso 12	394.4106	56.7127	69.9327	15.3785
Piso 11	420.5956	56.1435	73.9762	14.1292
Piso 10	444.3032	58.3752	77.1179	12.9798
Piso 9	467.4691	60.1119	79.2504	13.2566
Piso 8	491.8537	61.3522	81.4800	14.4108
Piso 7	515.3716	60.2442	84.4190	16.3725
Piso 6	536.5450	58.4561	88.8074	17.2509
Piso 5	556.1807	59.2717	94.7893	16.7765
Piso 4	574.8288	57.7387	101.9172	15.0705
Piso 3	590.2456	46.4745	108.6975	12.4615
Piso 2	638.1034	113.2665	121.9022	23.7766
Piso 1	638.3482	0.2667	122.1089	0.8565

Fuente Elaboración propia

Tabla 28: Sísmica combinado y fuerza sísmica equivalente por planta Y<sub>1</sub>

Planta	Q <sub>X</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>Y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Piso 19	24.1755	24.1755	86.1398	86.1398
Piso 18	45.2992	21.3118	162.8244	77.8639
Piso 17	56.7609	13.4539	225.1477	65.0329
Piso 16	61.8874	13.1609	275.8481	57.2901
Piso 15	64.3956	16.7428	317.9343	54.4461
Piso 14	67.9340	18.2331	354.7650	55.0264
Piso 13	72.5147	16.4761	389.1584	56.6279
Piso 12	75.2976	12.9296	422.6210	56.9911
Piso 11	74.5472	12.7214	454.4753	55.3391
Piso 10	71.9034	16.6380	484.2462	52.6855
Piso 9	71.9091	20.2304	511.3497	50.4626
Piso 8	76.4530	21.4532	536.6341	50.5961
Piso 7	84.8981	18.8618	559.9726	53.3539
Piso 6	92.6643	14.8002	581.7352	55.2983
Piso 5	98.4724	13.6323	602.6189	55.1437
Piso 4	103.2590	15.3659	623.1854	51.7685
Piso 3	107.5107	14.4109	642.1290	44.9648
Piso 2	121.9354	37.2596	688.7433	90.6821

Planta	Q <sub>x</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Piso 1	122.1125	0.2759	688.3109	2.4003

Fuente: Elaboración propia de los autores

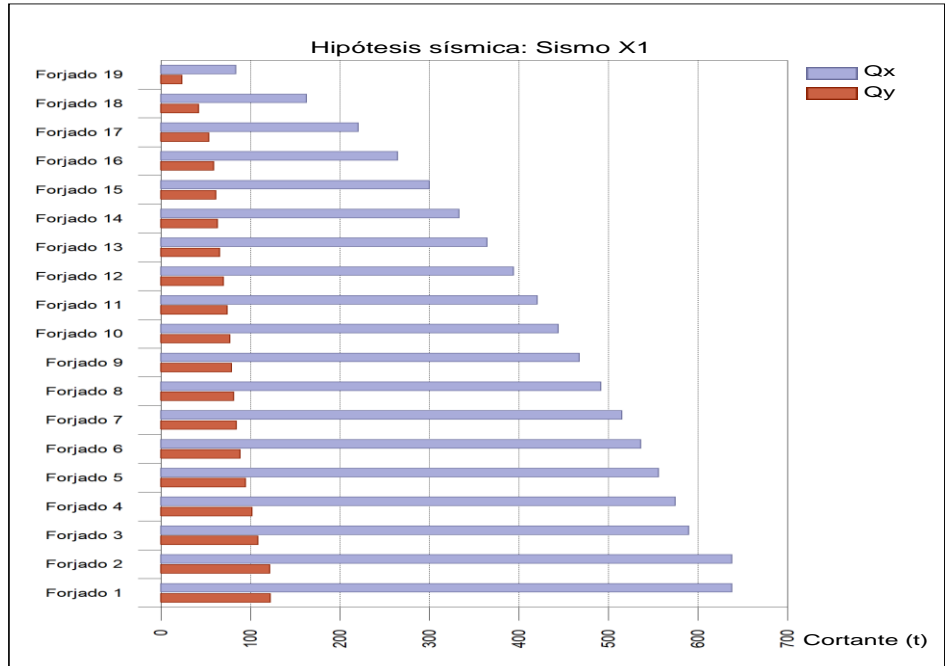


Figura 16: Cortante máximo por planta X1

Fuente: Elaboración propia de los autores

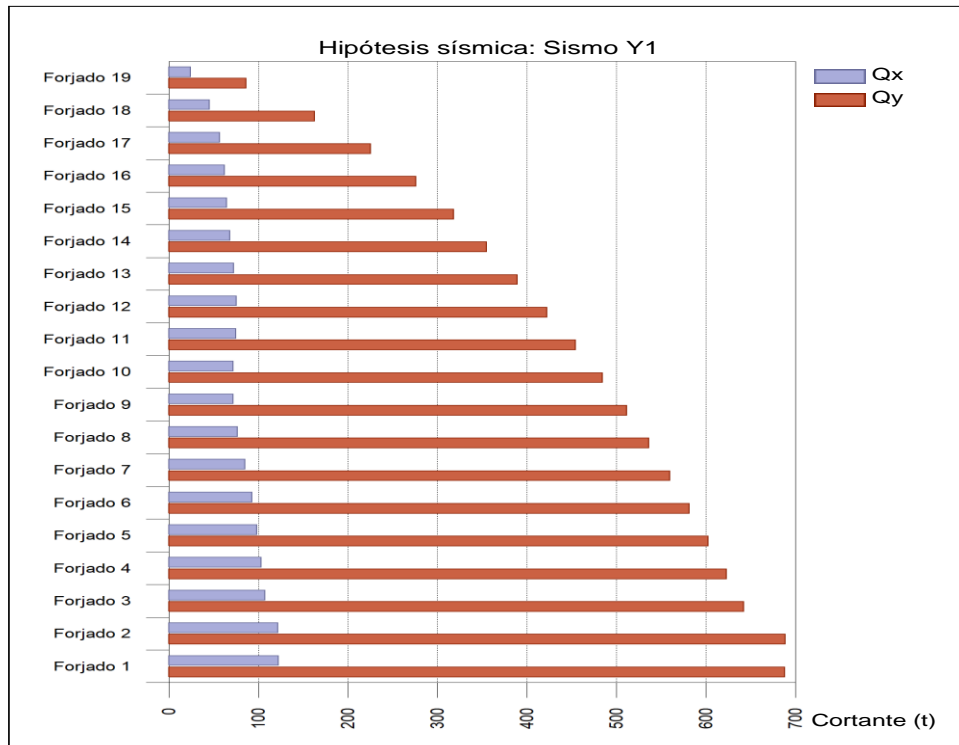


Figura 17: Cortante máximo por planta Y1

Fuente: Elaboración propia de los autores

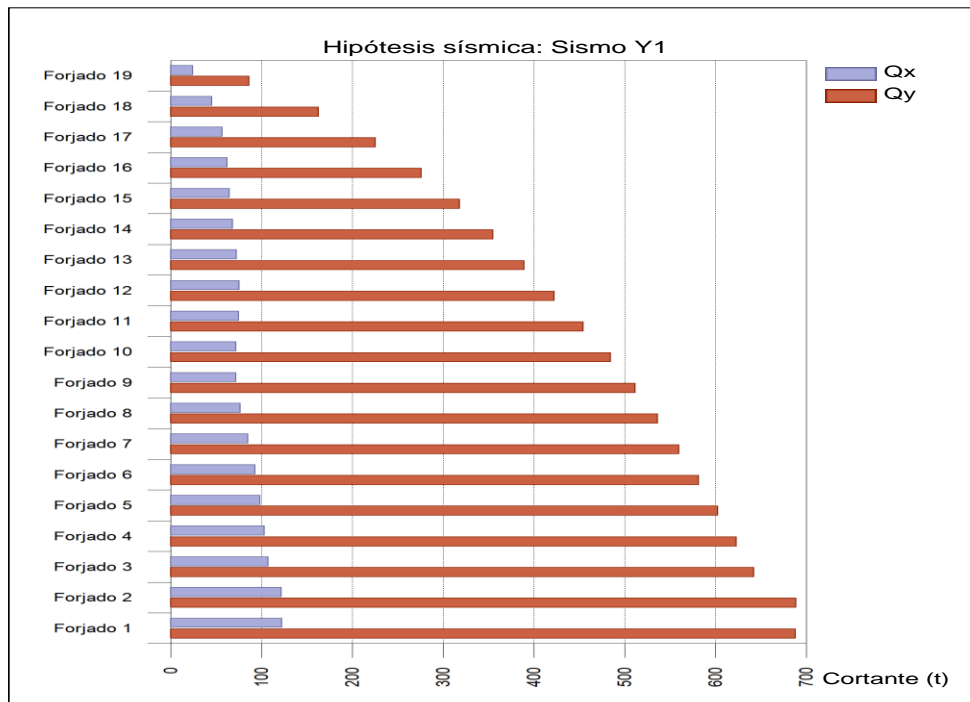


Figura 18: Fuerzas Equivalente por planta X1

Fuente: Elaboración propia de los autores

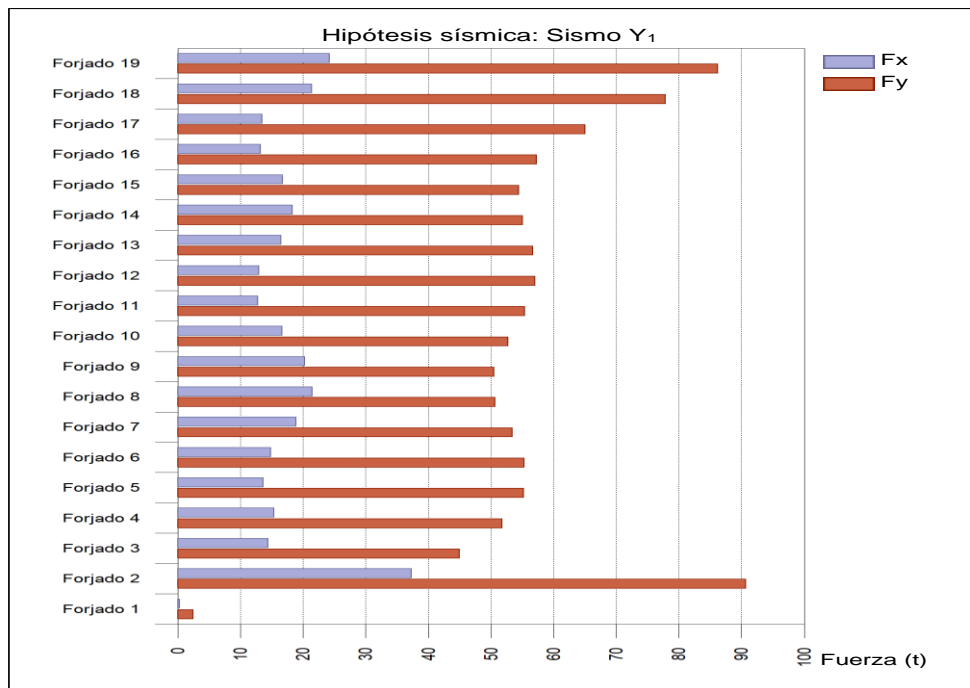


Figura 19: Fuerzas Equivalente por planta Y1

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 29: Porcentaje de cortante sísmica resistido por tipo de soporte y por planta X<sub>1</sub>

Planta	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Piso 19	62.95	37.05	43.28	56.72
Piso 18	69.69	30.31	30.38	69.62
Piso 17	69.52	30.48	27.07	72.93
Piso 16	68.37	31.63	26.35	73.65
Piso 15	67.58	32.42	26.93	73.07
Piso 14	66.04	33.96	26.95	73.05
Piso 13	64.80	35.20	27.58	72.42
Piso 12	63.64	36.36	27.16	72.84
Piso 11	62.64	37.36	26.89	73.11
Piso 10	61.75	38.25	26.82	73.18
Piso 9	60.58	39.42	26.86	73.14
Piso 8	55.67	44.33	25.89	74.11
Piso 7	53.61	46.39	24.85	75.15
Piso 6	51.15	48.85	23.24	76.76
Piso 5	47.84	52.16	18.36	81.64
Piso 4	42.54	57.46	18.42	81.58
Piso 3	55.73	44.27	29.42	70.58
Piso 2	7.47	92.53	31.54	68.46
Piso 1	13.81	86.19	35.29	64.71

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 30: Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta Y<sub>1</sub>:

Planta	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Piso 19	61.51	38.49	59.49	40.51
Piso 18	51.04	48.96	50.05	49.95
Piso 17	48.33	51.67	42.58	57.42
Piso 16	46.13	53.87	38.31	61.69
Piso 15	44.30	55.70	35.94	64.06
Piso 14	41.86	58.14	33.96	66.04
Piso 13	39.38	60.62	32.96	67.04
Piso 12	37.83	62.17	31.68	68.32
Piso 11	36.73	63.27	30.59	69.41
Piso 10	36.19	63.81	29.58	70.42
Piso 9	35.78	64.22	28.76	71.24
Piso 8	34.26	65.74	26.36	73.64
Piso 7	33.88	66.12	25.44	74.56

Planta	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Piso 6	33.23	66.77	23.43	76.57
Piso 5	32.16	67.84	21.53	78.47
Piso 4	30.00	70.00	19.79	80.21
Piso 3	37.40	62.60	30.70	69.30
Piso 2	20.89	79.11	18.28	81.72
Piso 1	24.12	75.88	30.56	69.44

Fuente Elaboración propia de los autores

Tabla 31: Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques X<sub>1</sub>, Y<sub>1</sub>

Hipótesis sísmica	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Columnas	Muros	Columnas	Muros
Sismo X1	13.81	86.19	35.29	64.71
Sismo Y1	24.12	75.88	30.56	69.44

Fuente: Elaboración propia de los autores

Así mismo se obtuvo las derivas del segundo módulo las cuales cumpliendo con los límites permitidos de la norma E-0.30 (ver anexo N°2.2).

#### 4.5. Diseño estructural

##### A. Diseño de losa de cimentación

Considerando el uso de micropilotes o pilotes en las intersecciones de las vigas de cimentación se considera el siguiente predimensionamiento y diseño de la losa cimentación o también llamada como losa defundación.

- Peralte de la losa  $h=60$  cm para asegurar la rigidez de la losa de fundación
- Dimensiones de la viga de cimentación:

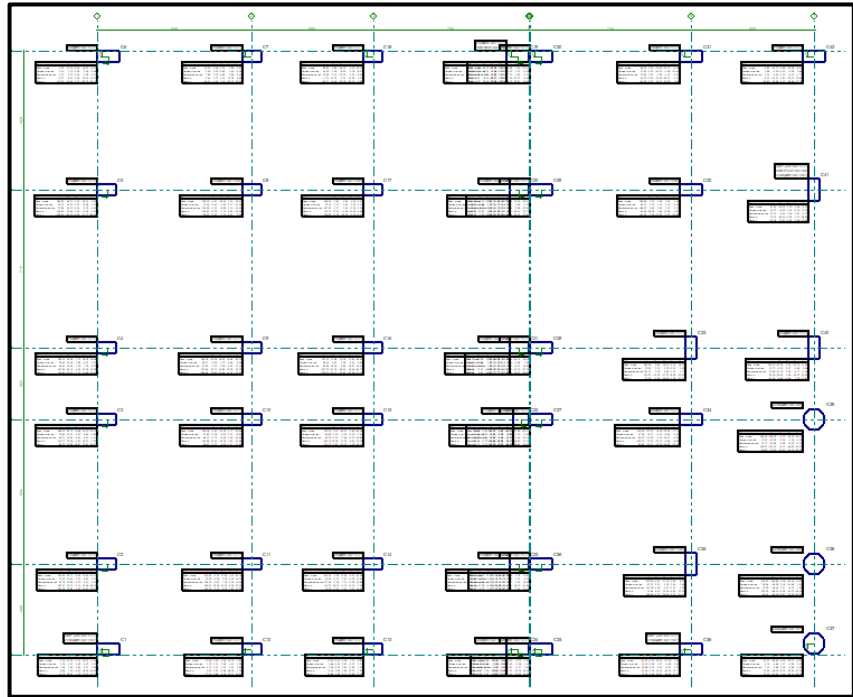
➤ Luz libre entre columnas dividido entre 20 será la base

$$L = 7.15/20 = 0.375$$

Lo cual determinamos una base de 40 cm por los grandes momentos se considera de 50 cm, debido a que son 17 pisos de la super estructura.

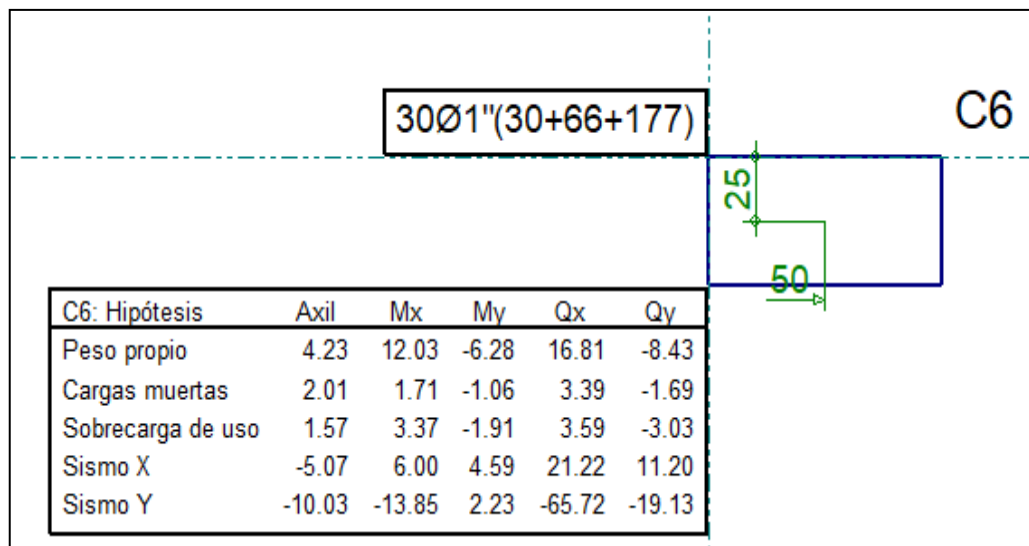
Y un peralte de 120 cm para rigidizar la viga y esta trabaje a flexión en su totalidad, absorbiendo por completo los momentos actuantes en la cimentación.

Figura 20: Cargas que trasmite en todos los puntos de columnas



Fuente: Elaboración propia de los autores

Figura 21. Figura: columna 6 sus cargas



Fuente: Elaboración propia de los autores

Las cargas que se utilizaran en el diseño de la cimentación.

Para el realizar el diseño se consideraron las combinaciones de la normativa E-060 para concreto armado.

Tabla 32. Combinaciones de cargas para el diseño

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.400	1.400			
2	1.400	1.400	1.700		
3	0.900	0.900		-1.000	
4	1.250	1.250		-1.000	
5	0.900	0.900	1.250	-1.000	
6	1.250	1.250	1.250	-1.000	
7	0.900	0.900		1.000	
8	1.250	1.250		1.000	
9	0.900	0.900	1.250	1.000	
10	1.250	1.250	1.250	1.000	
11	0.900	0.900			-1.000
12	1.250	1.250			-1.000
13	0.900	0.900	1.250		-1.000
14	1.250	1.250	1.250		-1.000
15	0.900	0.900			1.000
16	1.250	1.250			1.000
17	0.900	0.900	1.250		1.000
18	1.250	1.250	1.250		1.000

Fuente: Elaboración propia de los autores

Y una envolvente para el diseño total y estimar las combinaciones mayores.

Obtenemos así los esfuerzos actuantes, en la losa de cimentación que son utilizados para colocar el acero requerido.



Figura 22. Momentos x-x, Cuanta inferior.

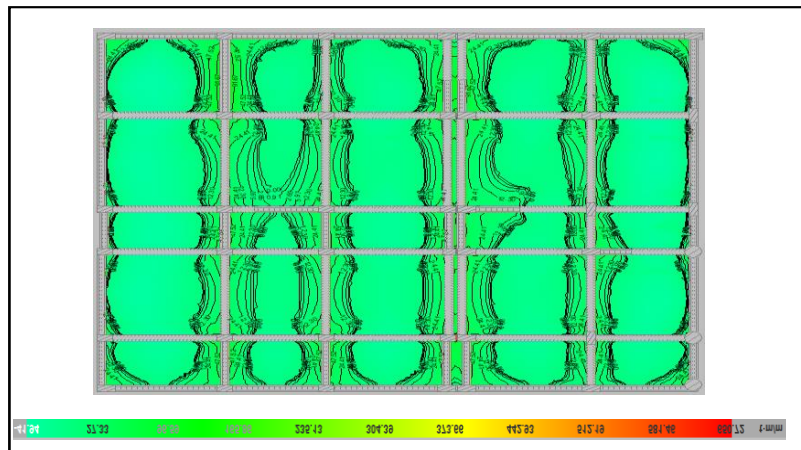
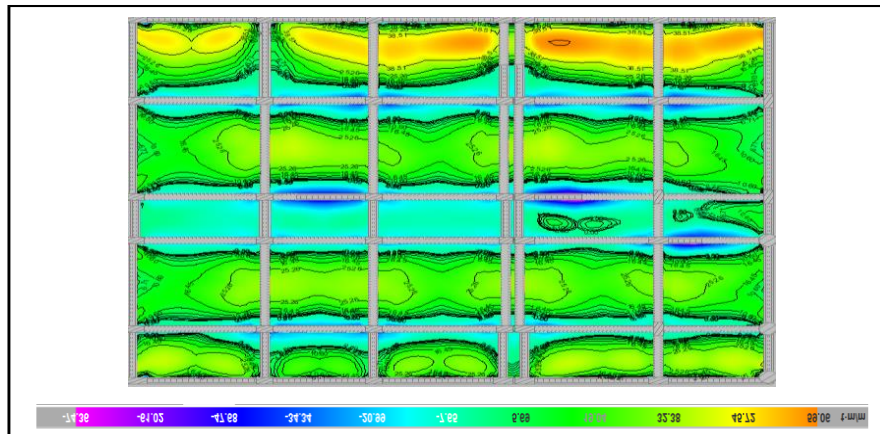
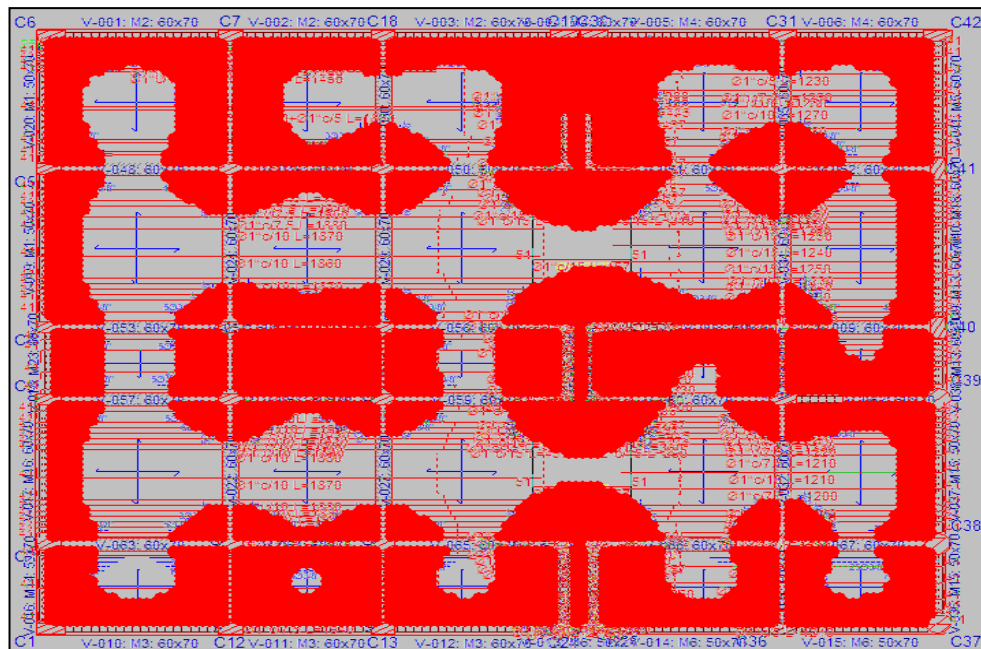


Figura 25. Momentos y-y, Cuanta inferior.



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Figura 26. Zona de mayor fuerza actuante en la losa de fundacion.se aprecia según el color rojo .

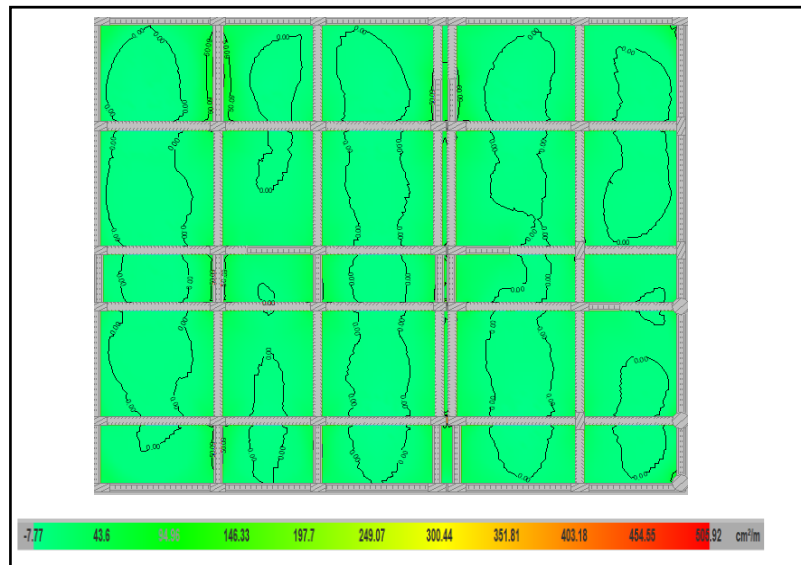


Fuente: Elaboración propia de los autores.

Zonas críticas donde la losa de cimentación recibe la mayor carga y el esfuerzo actuante más crítico en el suelo; debido a esto es que se recomienda el uso de pilotes o micropilotes en la intersección de cada viga de cimentación.

El acero requerido para la losa de fundación, se muestra a continuación según las imágenes.

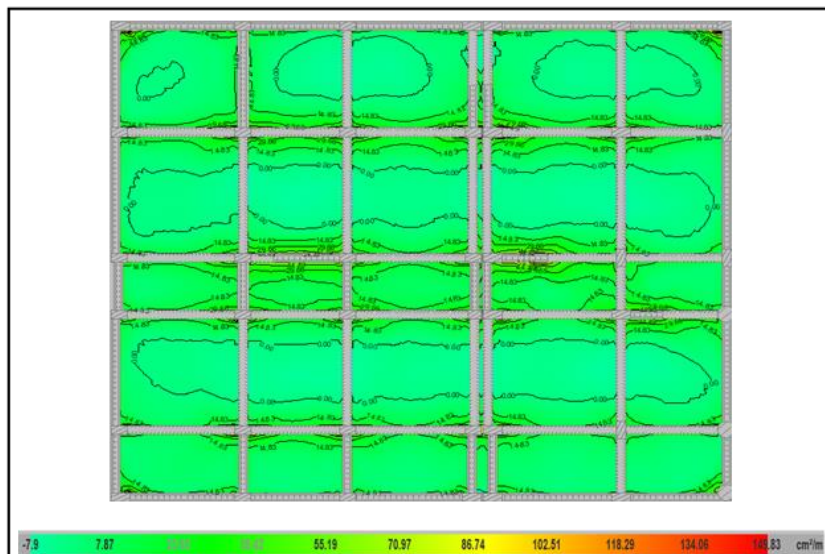
Figura 27. Acero requerido inferior en la dirección x-x



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Colocamos acero de 1" a cada 20 cm.

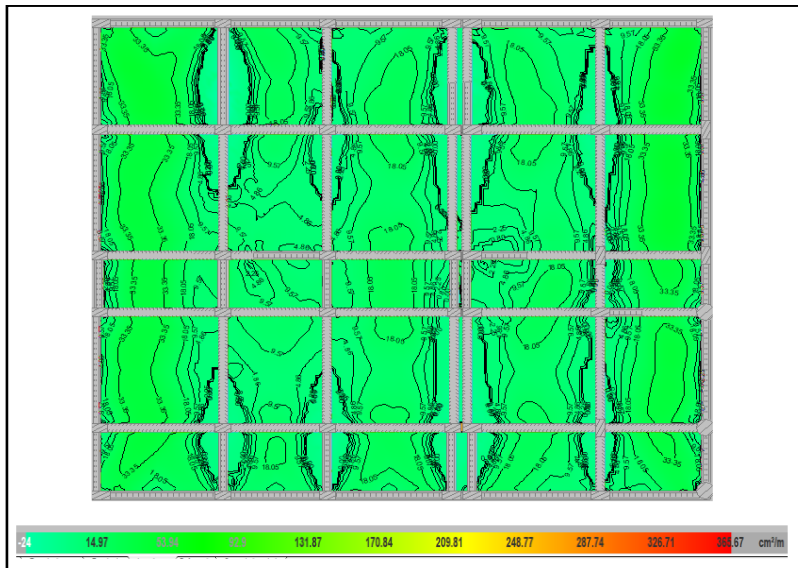
Figura 28: Acero requerido inferior en la dirección Y-Y



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Acero colocado 1" a cada 20 cm

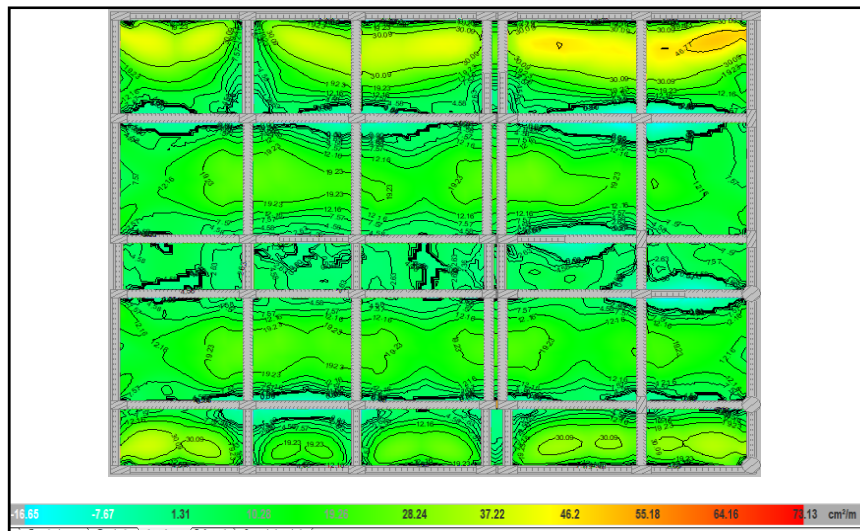
Figura 29: Acero requerido superior en la dirección x-x



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Acero colocado de 1" a cada 20cm.

Figura 30: Acero requerido superior en la dirección y-y



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Acero colocado de 1" a cada 20 cm.

## B. Diseño de viga de cimentación.

### a. Descripción.

Geometría

- Dimensiones = 50 x 120 cm
- Luz libre = 5.8 m
- Recubrimiento geométrico superior = 4 cm
- Recubrimiento geométrico inferior = 4 cm
- Recubrimiento geométrico superior = 4 cm

#### Materiales

- Concreto =  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- Armadura longitudinal = Grado 60
- Armadura transversal = Grado 60

#### b. Comprobaciones de resistencia

##### – V-062: C16-C21 (C16-C21, Negativos)

❖ Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060, Artículo 7.6 y 7.10)

- Armadura Longitudinal
- La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de  $S_{l,min}$  (Artículo 7.6.1):

$$S_l \geq S_{l,min}$$

$$25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Cumple)}$$

Dónde:

$$S_1 = d_b$$

$$S_2 = 25 \text{ mm}$$

$$S_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$d_{ag} = 19 \text{ mm}$$

$$d_b = 25.4 \text{ mm}$$

❖ Armadura mínima y máxima

Flexión positiva alrededor del eje x

La cuantía de refuerzo longitudinal ( $A_s$ ) no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . (Artículo 10.5.2 y 10.5.3)

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$70.94 \text{ cm}^2 \geq 14.67 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Dónde:

$$A_{s,min} = \frac{0.22 * \sqrt{f'_c}}{f_v} * b_w * d$$
$$A_{s,min} = 14.67 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1109 \text{ mm}$$

Flexión negativa alrededor del eje x

La cuantía de refuerzo longitudinal,  $A_s$ , no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . Los requerimientos no requieren ser aplicados si el  $A_s$  proporcionado es al menos un tercio superior al solicitado por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$
$$47.50 \text{ cm}^2 \geq 28.14 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

Dónde:

$$A_{s,req} = 21.11 \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_{s,req}$  = Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinación no sísmica. Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$n = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$
$$n = \frac{74.568 \text{ t}}{122.476 \text{ t}} \leq 1$$
$$n = 0.609 \leq 1 \text{ (cumple)}$$

Dónde:

$V_{u,y}$  = Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\phi * V_{n,y}$  = Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.467 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 144.090 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 54.893 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 81.796 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 47.50 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$A_g = 6000 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 70.248 \text{ t.m}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$M_u = -70.248 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 89.196 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c * b_w * d}$$

$$V_s = 188.038 \text{ t}$$

- Separación de las armadas transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante situado perpendicularmente al eje del elemento no debe elevarse  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 560 \text{ mm (cumple)}$$

Donde  $V_s$  sobrecarga  $V_{s,ref}$ , las separaciones máximas se deben reducir a la mitad

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 560 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2}$$

$$S_1 = 560 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado



sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$3.80 \text{ cm}^2 \leq 0.85 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'c} \geq 8.3 \text{ MPa} \quad f'_c = 250.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

- Estado límite de agotamiento frente a cortante (Combinaciones sísmica, Artículo 11)

$$n = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$n = \frac{97.377 \text{ t}}{126.554 \text{ t}} \leq 1$$

$$n = 0.769 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos están en 4.467 m, para la combinación de hipótesis "1.25\*PP+1.25\*CM+1.25\*Qa-SX".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 148.888 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 59.691 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 81.796 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 47.50 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$A_g = 6000 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 61.511 \text{ t.m}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$M_u = -61.511 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 89.196 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c * b_w * d}$$

$$V_s = 188.038 \text{ t}$$

- Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe sobrepasar a  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 560 \text{ mm (cumple)}$$

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2)$$

$$S_{max} = 560 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2}$$

$$S_1 = 560 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo por cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$3.80 \text{ cm}^2 \leq 0.85 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 250.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones no sísmica, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 1.717 m, para la combinación de hipótesis “Envoltente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias”

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.709 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = -133.413 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = -188.161 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * M_{n,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 33: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	-4200.00	-0.009950
2	Ø1"	-92.30	534.60	-4200.00	-0.009950
3	Ø1"	0.00	534.60	-4200.00	-0.009950
4	Ø1"	61.53	534.60	-4200.00	-0.009950
5	Ø1"	123.07	534.60	-4200.00	-0.009950
6	Ø1"	184.60	534.60	-4200.00	-0.009950
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-4200.00	-0.009464
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.006990

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.004516
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.002042
11	Ø1"	184.60	-483.80	+881.46	+0.000432
12	Ø1"	184.60	-534.60	+1937.44	+0.000950
13	Ø1"	123.07	-534.60	+1937.44	+0.000950
14	Ø1"	61.53	-534.60	+1937.44	+0.000950
15	Ø1"	0.00	-534.60	+1937.44	+0.000950
16	Ø1"	-61.53	-534.60	+1937.44	+0.000950
17	Ø1"	-123.07	-534.60	+1937.44	+0.000950
18	Ø1"	-184.60	-534.60	+1937.44	+0.000950
19	Ø1"	-184.60	-483.80	+881.46	+0.000432
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.002042
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.004516
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.006990
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-4200.00	-0.009464
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-4200.00	-0.009464
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-4200.00	-0.009464
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-4200.00	-0.009464
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-4200.00	-0.009464
28	Ø1"	-123.07	-483.80	+881.46	+0.000432
29	Ø1"	-61.53	-483.80	+881.46	+0.000432
30	Ø1"	0.00	-483.80	+881.46	+0.000432
31	Ø1"	61.53	-483.80	+881.46	+0.000432
32	Ø1"	123.07	-483.80	+881.46	+0.000432

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 34: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	99.525	0.00	-542.26
C <sub>s</sub>	99.984	0.00	-518.72
T	199.509	0.00	517.46

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 99.525 + 99.984 - 199.509$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,x} = 99.525 * (-542.26) + 99.984 * (-518.72) - 199.509 * (517.46)$$

$$M_{n,x} = -209.068 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 99.525 * (0) + 99.984 * (0) - 199.509 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 35: Equilibrio de la sección

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	-2812.95	-0.001380
2	Ø1"	-92.30	534.60	-2812.95	-0.001380
3	Ø1"	0.00	534.60	-2812.95	-0.001380
4	Ø1"	61.53	534.60	-2812.95	-0.001380
5	Ø1"	123.07	534.60	-2812.95	-0.001380
6	Ø1"	184.60	534.60	-2812.95	-0.001380
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-2650.53	-0.001300
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.000894
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000488
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000082
11	Ø1"	184.60	-483.80	+659.99	+0.000324
12	Ø1"	184.60	-534.60	+833.23	+0.000409
13	Ø1"	123.07	-534.60	+833.23	+0.000409
14	Ø1"	61.53	-534.60	+833.23	+0.000409
15	Ø1"	0.00	-534.60	+833.23	+0.000409
16	Ø1"	-61.53	-534.60	+833.23	+0.000409
17	Ø1"	-123.07	-534.60	+833.23	+0.000409
18	Ø1"	-184.60	-534.60	+833.23	+0.000409
19	Ø1"	-184.60	-483.80	+659.99	+0.000324
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000082
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000488
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.000894
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-2650.53	-0.001300
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-2650.53	-0.001300
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-2650.53	-0.001300

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-2650.53	-0.001300
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-2650.53	-0.001300
28	Ø1"	-123.07	-483.80	+659.99	+0.000324
29	Ø1"	-61.53	-483.80	+659.99	+0.000324
30	Ø1"	0.00	-483.80	+659.99	+0.000324
31	Ø1"	61.53	-483.80	+659.99	+0.000324
32	Ø1"	123.07	-483.80	+659.99	+0.000324

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 36: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	77.880	0.00	-494.32
C <sub>s</sub>	52.963	0.00	-512.15
T	130.843	0.00	518.10

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 77.880 + 52.963 - 130.843$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 77.880 * (-494.32) + 52.963 * (-512.15) - 130.843 * (518.10)$$

$$M_{n,x} = -133.413 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 77.880 * (0) + 52.963 * (0) - 130.843 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones sísmica, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se realizan en "0.000" m, para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias"

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\emptyset * P_n)^2 + (\emptyset * M_{n,x})^2 + (\emptyset * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.821 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = 226.517 \text{ t.m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t * m}$$

$$\emptyset * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\emptyset * M_{n,x} = 275.851 \text{ t.m}$$

$$\emptyset * M_{n,y} = 0.000 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 37: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	+3258.22	+0.001598
2	Ø1"	-92.30	534.60	+3258.22	+0.001598
3	Ø1"	0.00	534.60	+3258.22	+0.001598
4	Ø1"	61.53	534.60	+3258.22	+0.001598
5	Ø1"	123.07	534.60	+3258.22	+0.001598
6	Ø1"	184.60	534.60	+3258.22	+0.001598
7	Ø3/4"	187.78	486.98	+2209.41	+0.001084
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.001538
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.004159
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.006780
11	Ø1"	184.60	-483.80	-4200.00	-0.009401
12	Ø1"	184.60	-534.60	-4200.00	-0.009950
13	Ø1"	123.07	-534.60	-4200.00	-0.009950
14	Ø1"	61.53	-534.60	-4200.00	-0.009950
15	Ø1"	0.00	-534.60	-4200.00	-0.009950
16	Ø1"	-61.53	-534.60	-4200.00	-0.009950
17	Ø1"	-123.07	-534.60	-4200.00	-0.009950
18	Ø1"	-184.60	-534.60	-4200.00	-0.009950
19	Ø1"	-184.60	-483.80	-4200.00	-0.009401
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.006780
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.004159



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.001538
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	+2209.41	+0.001084
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	+2209.41	+0.001084
25	Ø3/4"	0.00	486.98	+2209.41	+0.001084
26	Ø3/4"	62.59	486.98	+2209.41	+0.001084
27	Ø3/4"	125.18	486.98	+2209.41	+0.001084
28	Ø1"	-123.07	-483.80	-4200.00	-0.009401
29	Ø1"	-61.53	-483.80	-4200.00	-0.009401
30	Ø1"	0.00	-483.80	-4200.00	-0.009401
31	Ø1"	61.53	-483.80	-4200.00	-0.009401
32	Ø1"	123.07	-483.80	-4200.00	-0.009401

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 38: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	161.102	0.00	517.91
Cs	136.837	0.00	521.45
T	297.940	0.00	-509.20

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 161.102 + 136.837 - 297.940$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,x} = 161.102 * (517.91) + 136.837 * (521.45) - 297.940 * (-509.20)$$

$$M_{n,x} = 306.501 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 161.102 * (0) + 136.837 * (0) - 297.940 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 39: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø1"	-184.60	534.60	+1517.78	+0.000744
2	Ø1"	-92.30	534.60	+1517.78	+0.000744
3	Ø1"	0.00	534.60	+1517.78	+0.000744
4	Ø1"	61.53	534.60	+1517.78	+0.000744
5	Ø1"	123.07	534.60	+1517.78	+0.000744
6	Ø1"	184.60	534.60	+1517.78	+0.000744
7	Ø3/4"	187.78	486.98	+1301.15	+0.000638
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	+0.000097
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000445
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000986
11	Ø1"	184.60	-483.80	-3114.52	-0.001527
12	Ø1"	184.60	-534.60	-3345.59	-0.001641
13	Ø1"	123.07	-534.60	-3345.59	-0.001641
14	Ø1"	61.53	-534.60	-3345.59	-0.001641
15	Ø1"	0.00	-534.60	-3345.59	-0.001641
16	Ø1"	-61.53	-534.60	-3345.59	-0.001641
17	Ø1"	-123.07	-534.60	-3345.59	-0.001641
18	Ø1"	-184.60	-534.60	-3345.59	-0.001641
19	Ø1"	-184.60	-483.80	-3114.52	-0.001527
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000986
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000445
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	+0.000097
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	+1301.15	+0.000638
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	+1301.15	+0.000638
25	Ø3/4"	0.00	486.98	+1301.15	+0.000638
26	Ø3/4"	62.59	486.98	+1301.15	+0.000638
27	Ø3/4"	125.18	486.98	+1301.15	+0.000638
28	Ø1"	-123.07	-483.80	-3114.52	-0.001527
29	Ø1"	-61.53	-483.80	-3114.52	-0.001527
30	Ø1"	0.00	-483.80	-3114.52	-0.001527
31	Ø1"	61.53	-483.80	-3114.52	-0.001527
32	Ø1"	123.07	-483.80	-3114.52	-0.001527

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 40: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	160.741	0.00	461.18
Cs	68.393	0.00	519.11
T	229.134	0.00	-510.11

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 160.741 + 68.393 - 229.134$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 160.741 * (461.18) + 68.393 * (519.11) - 229.134 * (-510.11)$$

$$M_{n,x} = 226.517 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 160.741 * (0) + 68.393 * (0) - 229.134 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

– V-062: C16-C12 (C16-1.717 m, Positivo)

❖ Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060, Artículo 7.6 y 7.10)

• Armadura Longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de  $S_{l,min}$  (Artículo 7.6.1):

$$S_l \geq S_{l,min}$$

$$25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Cumple)}$$

Dónde:

$$S_1 = d_b$$

$$S_2 = 25 \text{ mm}$$

$$S_3 = 1.33 * d_{ag}$$

$$d_{ag} = 19 \text{ mm}$$

$$d_b = 25.4 \text{ mm}$$

❖ Armadura mínima y máxima

Flexión positiva alrededor del eje x

La cuantía de refuerzo longitudinal ( $A_s$ ) no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . (Artículo 10.5.2 y 10.5.3)

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$70.94 \text{ cm}^2 \geq 14.67 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Dónde:

$$A_{s,min} = \frac{0.22 * \sqrt{f'_c}}{f_v} * b_w * d$$

$$A_{s,min} = 14.67 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1109 \text{ mm}$$

Flexión negativa alrededor del eje x

La cuantía de refuerzo longitudinal,  $A_s$ , no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . Los requisitos no necesitan ser aplicados si el  $A_s$  proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$47.50 \text{ cm}^2 \geq 28.14 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

Dónde:

$$A_{s,req} = 21.11 \text{ cm}^2$$

❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinación no sísmica. Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$n = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$n = \frac{79.789 \text{ t}}{200.809 \text{ t}} \leq 1$$

$$n = 0.397 \leq 1 \text{ (cumple)}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se obtienen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que solicitan refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 236.246 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 57.853 \text{ t}$$

Sin embargo, Vc no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 81.796 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 47.50 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$A_g = 6000 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 57.680 \text{ t.m}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$M_u = -57.680 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 178.393 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c * b_w * d}$$

$$V_s = 188.038 \text{ t}$$

- Separación de las armadas transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe sobrepasar a  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 560 \text{ mm (cumple)}$$

Dónde:

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2)$$

$$S_{max} = 560 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2}$$

$$S_1 = 560 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal  
Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$3.80 \text{ cm}^2 \leq 0.42 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \qquad A_{v,min} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}} \qquad A_{v,min} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa} \qquad f'_c = 250.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (Combinaciones sísmicas)

$$n = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$n = \frac{110.716 \text{ t}}{221.161 \text{ t}} \leq 1$$

$$n = 0.501 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en "0.000 m", para la combinación de hipótesis "1.25\*PP+1.25\*CM+1.25\*Qa-SX".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 260.189 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 101.535 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 81.796 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 47.50 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$A_g = 6000 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 18.055 \text{ t.m}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$M_u = -18.055 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):



$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 178.393 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c * b_w * d}$$

$$V_s = 188.038 \text{ t}$$

- Separación de las armadas transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 555 \text{ mm (cumple)}$$

Donde  $V_s$  sobrecarga  $V_{s,ref}$ , las separaciones máximas se deben reducir a la mitad

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 555 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2} \quad S_1 = 555 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 1109 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$3.80 \text{ cm}^2 \leq 0.42 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 250.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones no sísmica, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 1.717 m, para la combinación de hipótesis “Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias”

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.709 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = -133.413 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = -188.161 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * M_{n,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 41: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	-4200.00	-0.009950
2	Ø1"	-92.30	534.60	-4200.00	-0.009950
3	Ø1"	0.00	534.60	-4200.00	-0.009950
4	Ø1"	61.53	534.60	-4200.00	-0.009950
5	Ø1"	123.07	534.60	-4200.00	-0.009950
6	Ø1"	184.60	534.60	-4200.00	-0.009950
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-4200.00	-0.009464

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.006990
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.004516
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.002042
11	Ø1"	184.60	-483.80	+881.46	+0.000432
12	Ø1"	184.60	-534.60	+1937.44	+0.000950
13	Ø1"	123.07	-534.60	+1937.44	+0.000950
14	Ø1"	61.53	-534.60	+1937.44	+0.000950
15	Ø1"	0.00	-534.60	+1937.44	+0.000950
16	Ø1"	-61.53	-534.60	+1937.44	+0.000950
17	Ø1"	-123.07	-534.60	+1937.44	+0.000950
18	Ø1"	-184.60	-534.60	+1937.44	+0.000950
19	Ø1"	-184.60	-483.80	+881.46	+0.000432
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.002042
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.004516
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.006990
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-4200.00	-0.009464
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-4200.00	-0.009464
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-4200.00	-0.009464
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-4200.00	-0.009464
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-4200.00	-0.009464
28	Ø1"	-123.07	-483.80	+881.46	+0.000432
29	Ø1"	-61.53	-483.80	+881.46	+0.000432
30	Ø1"	0.00	-483.80	+881.46	+0.000432
31	Ø1"	61.53	-483.80	+881.46	+0.000432
32	Ø1"	123.07	-483.80	+881.46	+0.000432

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 42: Resultante de compresión

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	99.525	0.00	-542.26
Cs	99.984	0.00	-518.72
T	199.509	0.00	517.46

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 99.525 + 99.984 - 199.509$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,x} = 99.525 * (-542.26) + 99.984 * (-518.72) - 199.509 * (517.46)$$

$$M_{n,x} = -209.0681 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 99.525 * (0) + 99.984 * (0) - 199.509 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 43: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	-2812.95	-0.001380
2	Ø1"	-92.30	534.60	-2812.95	-0.001380
3	Ø1"	0.00	534.60	-2812.95	-0.001380
4	Ø1"	61.53	534.60	-2812.95	-0.001380
5	Ø1"	123.07	534.60	-2812.95	-0.001380
6	Ø1"	184.60	534.60	-2812.95	-0.001380
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-2650.53	-0.001300
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.000894
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000488
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000082
11	Ø1"	184.60	-483.80	+659.99	+0.000324
12	Ø1"	184.60	-534.60	+833.23	+0.000409
13	Ø1"	123.07	-534.60	+833.23	+0.000409
14	Ø1"	61.53	-534.60	+833.23	+0.000409
15	Ø1"	0.00	-534.60	+833.23	+0.000409
16	Ø1"	-61.53	-534.60	+833.23	+0.000409
17	Ø1"	-123.07	-534.60	+833.23	+0.000409
18	Ø1"	-184.60	-534.60	+833.23	+0.000409
19	Ø1"	-184.60	-483.80	+659.99	+0.000324
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000082
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000488
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.000894
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-2650.53	-0.001300
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-2650.53	-0.001300
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-2650.53	-0.001300

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-2650.53	-0.001300
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-2650.53	-0.001300
28	Ø1"	-123.07	-483.80	+659.99	+0.000324
29	Ø1"	-61.53	-483.80	+659.99	+0.000324
30	Ø1"	0.00	-483.80	+659.99	+0.000324
31	Ø1"	61.53	-483.80	+659.99	+0.000324
32	Ø1"	123.07	-483.80	+659.99	+0.000324

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 44: Resultante de compresiones

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	77.880	0.00	-494.32
C <sub>s</sub>	52.963	0.00	-512.15
T	130.843	0.00	518.10

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 77.880 + 52.963 - 130.843$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 77.880 * (-494.32) + 52.963 * (-512.12) - 130.843 * (518.10)$$

$$M_{n,x} = -133.413 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 77.880 * (0) + 52.963 * (0) - 130.843 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones no sísmica, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en "0.000 m", para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias"

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.821 \text{ (cumple)}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = 226.517 \text{ t} * \text{ m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t} * \text{ m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = 275851 \text{ t} * \text{ m}$$

$$\phi * M_{n,y} = 0.000 \text{ t} * \text{ m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 45: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	+3258.22	+0.001598
2	Ø1"	-92.30	534.60	+3258.22	+0.001598
3	Ø1"	0.00	534.60	+3258.22	+0.001598
4	Ø1"	61.53	534.60	+3258.22	+0.001598
5	Ø1"	123.07	534.60	+3258.22	+0.001598
6	Ø1"	184.60	534.60	+3258.22	+0.001598
7	Ø3/4"	187.78	486.98	+2209.41	+0.001084
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.001538
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.004159
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.006780
11	Ø1"	184.60	-483.80	-4200.00	-0.009401
12	Ø1"	184.60	-534.60	-4200.00	-0.009950
13	Ø1"	123.07	-534.60	-4200.00	-0.009950
14	Ø1"	61.53	-534.60	-4200.00	-0.009950
15	Ø1"	0.00	-534.60	-4200.00	-0.009950
16	Ø1"	-61.53	-534.60	-4200.00	-0.009950
17	Ø1"	-123.07	-534.60	-4200.00	-0.009950
18	Ø1"	-184.60	-534.60	-4200.00	-0.009950
19	Ø1"	-184.60	-483.80	-4200.00	-0.009401
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.006780

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.004159
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.001538
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	+2209.41	+0.001084
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	+2209.41	+0.001084
25	Ø3/4"	0.00	486.98	+2209.41	+0.001084
26	Ø3/4"	62.59	486.98	+2209.41	+0.001084
27	Ø3/4"	125.18	486.98	+2209.41	+0.001084
28	Ø1"	-123.07	-483.80	-4200.00	-0.009401
29	Ø1"	-61.53	-483.80	-4200.00	-0.009401
30	Ø1"	0.00	-483.80	-4200.00	-0.009401
31	Ø1"	61.53	-483.80	-4200.00	-0.009401
32	Ø1"	123.07	-483.80	-4200.00	-0.009401

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 46: Resultante de compresión

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	161.102	0.00	517.91
Cs	136.837	0.00	521.45
T	297.940	0.00	-509.20

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 161.102 + 136.837 - 297.940$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,X} = 161.102 * (517.91) + 136.837 * (521.45)$$

$$- 297.940 * (-509.20)$$

$$M_{n,X} = 306.501 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 161.102 * (0) + 136.837 * (0) - 297.940 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 47: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	E
1	Ø1"	-184.60	534.60	+1517.78	+0.000744
2	Ø1"	-92.30	534.60	+1517.78	+0.000744
3	Ø1"	0.00	534.60	+1517.78	+0.000744
4	Ø1"	61.53	534.60	+1517.78	+0.000744
5	Ø1"	123.07	534.60	+1517.78	+0.000744
6	Ø1"	184.60	534.60	+1517.78	+0.000744
7	Ø3/4"	187.78	486.98	+1301.15	+0.000638
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	+0.000097
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000445
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000986
11	Ø1"	184.60	-483.80	-3114.52	-0.001527
12	Ø1"	184.60	-534.60	-3345.59	-0.001641
13	Ø1"	123.07	-534.60	-3345.59	-0.001641
14	Ø1"	61.53	-534.60	-3345.59	-0.001641
15	Ø1"	0.00	-534.60	-3345.59	-0.001641
16	Ø1"	-61.53	-534.60	-3345.59	-0.001641
17	Ø1"	-123.07	-534.60	-3345.59	-0.001641
18	Ø1"	-184.60	-534.60	-3345.59	-0.001641
19	Ø1"	-184.60	-483.80	-3114.52	-0.001527
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000986
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000445
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	+0.000097
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	+1301.15	+0.000638
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	+1301.15	+0.000638
25	Ø3/4"	0.00	486.98	+1301.15	+0.000638
26	Ø3/4"	62.59	486.98	+1301.15	+0.000638
27	Ø3/4"	125.18	486.98	+1301.15	+0.000638
28	Ø1"	-123.07	-483.80	-3114.52	-0.001527
29	Ø1"	-61.53	-483.80	-3114.52	-0.001527
30	Ø1"	0.00	-483.80	-3114.52	-0.001527
31	Ø1"	61.53	-483.80	-3114.52	-0.001527
32	Ø1"	123.07	-483.80	-3114.52	-0.001527

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 48: Resultante de compresión



	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	160.741	0.00	461.18
Cs	68.393	0.00	519.11
T	229.134	0.00	-510.11

Fuente: Software Cypecad

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 160.74 + 68.393 - 229.134$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 160.74 * (461.18) + 68.393 * (519.11) - 229.134 * (-510.11)$$

$$M_{n,x} = 226.517 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 160.74 * (0) + 68.393 * (0) - 229.134 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

– V-062: C16-C21 (3.967 m -C21, Positivo)

❖ Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060, Artículo 7.6 y 7.10)

- Armadura Longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de  $S_{l,min}$  (Artículo 7.6.1):

$$S_l \geq S_{l,min}$$

$$25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Cumple)}$$

Dónde:

$S_{l,min}$  = Valor máximo de S1,S2,S3

$$S_1 = d_b$$

$$S_2 = 25 \text{ mm}$$

$$S_3 = 1.33 * d_{ag}$$

$$d_{ag} = 19 \text{ mm}$$

$$d_b = 25.4 \text{ mm}$$

Donde:

$d_b$  = diámetro de la barra más gruesa

$d_{ag}$  = Tamaña máximo nominal del agregado grueso

❖ Armadura mínima y máxima

Flexión positiva alrededor del eje x

La cuantía de refuerzo longitudinal ( $A_s$ ) no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . (Artículo 10.5.2 y 10.5.3)

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$47.50 \text{ cm}^2 \geq 14.77 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Dónde:

$$A_{s,min} = \frac{0.22 * \sqrt{f'_c}}{f_v} * b_w * d$$

$$A_{s,min} = 14.77 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinación no sísmica. Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$n = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$n = \frac{79.789 \text{ t}}{200.809 \text{ t}} \leq 1$$

$$n = 0.609 \leq 1 \text{ (cumple)}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.467 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 144.090 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 54.893 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 81.796 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 47.50 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$A_g = 6000 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 70.248 \text{ t.m}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$M_u = -70.248 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 89.196 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c * b_w * d}$$

$$V_s = 188.038 \text{ t}$$

- Separación de las armadas transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 560 \text{ mm (cumple)}$$

Donde:

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 560 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2} \quad S_1 = 560 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$3.80 \text{ cm}^2 \leq 0.85 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 250.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante  
(Combinaciones sísmica)

$$n = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$n = \frac{97.377 \text{ t}}{126.554 \text{ t}} \leq 1$$

$$n = 0.769 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en “4.467 m”, para la combinación de hipótesis “1.25\*PP+1.25\*CM+1.25\*Qa-SX”.

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 148.888 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 59.691 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 81.796 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 47.50 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$A_g = 6000 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 61.511 \text{ t.m}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$M_u = -61.511 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 89.196 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = 188.038 \text{ t}$$

- Separación de las armadas transversales  
Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 560 \text{ mm (cumple)}$$

Donde  $V_s$  sobrecarga  $V_{s,ref}$ , las separaciones máximas se deben reducir a la mitad

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 560 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2} \quad S_1 = 560 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 1117 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$3.80 \text{ cm}^2 \leq 0.85 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa} \quad f'_c = 250.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones no sísmicas, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 1.717 m, para la combinación de hipótesis “Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias”

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.709 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = -133.413 \text{ t * m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t * m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = -188.161 \text{ t.m}$$

$$\phi * M_{n,y} = 0.000 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 49: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	-4200.00	-0.009950
2	Ø1"	-92.30	534.60	-4200.00	-0.009950
3	Ø1"	0.00	534.60	-4200.00	-0.009950
4	Ø1"	61.53	534.60	-4200.00	-0.009950
5	Ø1"	123.07	534.60	-4200.00	-0.009950
6	Ø1"	184.60	534.60	-4200.00	-0.009950
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-4200.00	-0.009464
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.006990
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.004516
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.002042
11	Ø1"	184.60	-483.80	+881.46	+0.000432
12	Ø1"	184.60	-534.60	+1937.44	+0.000950
13	Ø1"	123.07	-534.60	+1937.44	+0.000950
14	Ø1"	61.53	-534.60	+1937.44	+0.000950
15	Ø1"	0.00	-534.60	+1937.44	+0.000950



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
16	Ø1"	-61.53	-534.60	+1937.44	+0.000950
17	Ø1"	-123.07	-534.60	+1937.44	+0.000950
18	Ø1"	-184.60	-534.60	+1937.44	+0.000950
19	Ø1"	-184.60	-483.80	+881.46	+0.000432
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.002042
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.004516
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.006990
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-4200.00	-0.009464
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-4200.00	-0.009464
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-4200.00	-0.009464
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-4200.00	-0.009464
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-4200.00	-0.009464
28	Ø1"	-123.07	-483.80	+881.46	+0.000432
29	Ø1"	-61.53	-483.80	+881.46	+0.000432
30	Ø1"	0.00	-483.80	+881.46	+0.000432
31	Ø1"	61.53	-483.80	+881.46	+0.000432
32	Ø1"	123.07	-483.80	+881.46	+0.000432

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 50: Resultante de compresión

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	99.525	0.00	-542.26
Cs	99.984	0.00	-518.72
T	199.509	0.00	517.46

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 99.525 + 99.984 - 199.509$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,x} = 99.525 * (-542.26) + 99.984 * (-518.72) - 199.509 * (517.46)$$

$$M_{n,x} = -209.068 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 99.525 * (0) + 99.984 * (0) - 199.509 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 51: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	-2812.95	-0.001380
2	Ø1"	-92.30	534.60	-2812.95	-0.001380
3	Ø1"	0.00	534.60	-2812.95	-0.001380
4	Ø1"	61.53	534.60	-2812.95	-0.001380
5	Ø1"	123.07	534.60	-2812.95	-0.001380
6	Ø1"	184.60	534.60	-2812.95	-0.001380
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-2650.53	-0.001300
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.000894
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000488
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000082
11	Ø1"	184.60	-483.80	+659.99	+0.000324
12	Ø1"	184.60	-534.60	+833.23	+0.000409
13	Ø1"	123.07	-534.60	+833.23	+0.000409
14	Ø1"	61.53	-534.60	+833.23	+0.000409
15	Ø1"	0.00	-534.60	+833.23	+0.000409
16	Ø1"	-61.53	-534.60	+833.23	+0.000409
17	Ø1"	-123.07	-534.60	+833.23	+0.000409
18	Ø1"	-184.60	-534.60	+833.23	+0.000409
19	Ø1"	-184.60	-483.80	+659.99	+0.000324
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000082
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000488
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.000894
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-2650.53	-0.001300
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-2650.53	-0.001300
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-2650.53	-0.001300
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-2650.53	-0.001300
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-2650.53	-0.001300
28	Ø1"	-123.07	-483.80	+659.99	+0.000324
29	Ø1"	-61.53	-483.80	+659.99	+0.000324
30	Ø1"	0.00	-483.80	+659.99	+0.000324
31	Ø1"	61.53	-483.80	+659.99	+0.000324
32	Ø1"	123.07	-483.80	+659.99	+0.000324

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 52: Resultante de compresión

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	77.880	0.00	-494.32
Cs	52.963	0.00	-512.15
T	130.843	0.00	518.10

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 77.880 + 52.963 - 130.843$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 77.880 * (-494.32) + 52.963 * (-512.15) - 130.843 * (518.10)$$

$$M_{n,x} = -133.413 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 77.880 * (0) + 52.963 * (0) - 130.843 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones sísmicas, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 1.717 m, para la combinación de hipótesis “Envoltente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias”

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.791 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = -148.924 \text{ t.m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t.m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = -188.161 \text{ t.m}$$

$$\emptyset * M_{n,y} = 0.000t.m$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 53: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	-4200.00	-0.009950
2	Ø1"	-92.30	534.60	-4200.00	-0.009950
3	Ø1"	0.00	534.60	-4200.00	-0.009950
4	Ø1"	61.53	534.60	-4200.00	-0.009950
5	Ø1"	123.07	534.60	-4200.00	-0.009950
6	Ø1"	184.60	534.60	-4200.00	-0.009950
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-4200.00	-0.009464
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.006990
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.004516
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.002042
11	Ø1"	184.60	-483.80	+881.46	+0.000432
12	Ø1"	184.60	-534.60	+1937.44	+0.000950
13	Ø1"	123.07	-534.60	+1937.44	+0.000950
14	Ø1"	61.53	-534.60	+1937.44	+0.000950
15	Ø1"	0.00	-534.60	+1937.44	+0.000950
16	Ø1"	-61.53	-534.60	+1937.44	+0.000950
17	Ø1"	-123.07	-534.60	+1937.44	+0.000950
18	Ø1"	-184.60	-534.60	+1937.44	+0.000950
19	Ø1"	-184.60	-483.80	+881.46	+0.000432
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.002042
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.004516
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.006990
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-4200.00	-0.009464
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-4200.00	-0.009464
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-4200.00	-0.009464
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-4200.00	-0.009464
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-4200.00	-0.009464
28	Ø1"	-123.07	-483.80	+881.46	+0.000432
29	Ø1"	-61.53	-483.80	+881.46	+0.000432
30	Ø1"	0.00	-483.80	+881.46	+0.000432
31	Ø1"	61.53	-483.80	+881.46	+0.000432
32	Ø1"	123.07	-483.80	+881.46	+0.000432

Fuente: Elaboración propia de los autore

Tabla 54: Resultante de compresión

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	99.525	0.00	-542.26
Cs	99.984	0.00	-518.72
T	199.509	0.00	517.46

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 99.525 + 99.984 - 199.509$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,x} = 99.525 * (-542.26) + 99.984 * (-518.72)$$

$$- 199.509 * (517.46)$$

$$M_{n,x} = -209.068 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 99.525 * (0) + 99.984 * (0) - 199.509 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 55: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-184.60	534.60	-3141.19	-0.001541
2	Ø1"	-92.30	534.60	-3141.19	-0.001541
3	Ø1"	0.00	534.60	-3141.19	-0.001541
4	Ø1"	61.53	534.60	-3141.19	-0.001541
5	Ø1"	123.07	534.60	-3141.19	-0.001541
6	Ø1"	184.60	534.60	-3141.19	-0.001541
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-2959.61	-0.001451
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.000998
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000544
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000090

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
11	Ø1"	184.60	-483.80	+741.68	+0.000364
12	Ø1"	184.60	-534.60	+935.36	+0.000459
13	Ø1"	123.07	-534.60	+935.36	+0.000459
14	Ø1"	61.53	-534.60	+935.36	+0.000459
15	Ø1"	0.00	-534.60	+935.36	+0.000459
16	Ø1"	-61.53	-534.60	+935.36	+0.000459
17	Ø1"	-123.07	-534.60	+935.36	+0.000459
18	Ø1"	-184.60	-534.60	+935.36	+0.000459
19	Ø1"	-184.60	-483.80	+741.68	+0.000364
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000090
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000544
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.000998
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-2959.61	-0.001451
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-2959.61	-0.001451
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-2959.61	-0.001451
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-2959.61	-0.001451
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-2959.61	-0.001451
28	Ø1"	-123.07	-483.80	+741.68	+0.000364
29	Ø1"	-61.53	-483.80	+741.68	+0.000364
30	Ø1"	0.00	-483.80	+741.68	+0.000364
31	Ø1"	61.53	-483.80	+741.68	+0.000364
32	Ø1"	123.07	-483.80	+741.68	+0.000364

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 56: Resultante de compresión

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	86.625	0.00	-493.65
Cs	59.483	0.00	-512.13
T	146.108	0.00	518.10

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 86.625 + 59.483 - 146.108$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 86.625 * (-493.65) + 59.483 * (-512.13) - 146.108 * (518.10)$$

$$M_{n,x} = -148.924 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 86.625 * (0) + 59.483 * (0) - 146.108 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

c. Comprobación de fisuración

– V-062: C16-C21

❖ Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer.

$$Z \leq Z_{max}$$

$$1.51 \frac{t}{mm} \leq 2.65 \frac{t}{mm} \text{ (Cumple)}$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 2.842 m del nudo C16, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -184.60 mm, Y = 534.60 mm.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$Z = 1.51 \frac{t}{mm}$$

$$f_s = 1751.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 65.40 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = 9887.15 \text{ mm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del concreto:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -82.877 \text{ t.m}$$

Tabla 57: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø1"	-184.60	534.60	-1751.80	-0.000859

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
2	Ø1"	-92.30	534.60	-1751.80	-0.000859
3	Ø1"	0.00	534.60	-1751.80	-0.000859
4	Ø1"	61.53	534.60	-1751.80	-0.000859
5	Ø1"	123.07	534.60	-1751.80	-0.000859
6	Ø1"	184.60	534.60	-1751.80	-0.000859
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-1647.76	-0.000808
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.000548
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000288
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000028
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000028
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000288
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.000548
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-1647.76	-0.000808
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-1647.76	-0.000808
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-1647.76	-0.000808
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-1647.76	-0.000808
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-1647.76	-0.000808

Fuente: Elaboración propia de los autores

❖ Comprobación del ancho de las grietas por flexión: cara lateral derecha

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$Z \leq Z_{max}$$

$$1.71 \frac{t}{mm} \leq 2.65 \frac{t}{mm} \text{ (Cumple)}$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 2.842 m del nudo C16, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 187.78 mm, Y = 486.98 mm.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$Z = 1.71 \frac{t}{mm}$$

$$f_s = 1647.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 62.23 \text{ mm}$$



$$A_{ct} = 18114.75 \text{ mm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del concreto:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -82.877 \text{ t.m}$$

Tabla 58: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø1"	-184.60	534.60	-1751.80	-0.000859
2	Ø1"	-92.30	534.60	-1751.80	-0.000859
3	Ø1"	0.00	534.60	-1751.80	-0.000859
4	Ø1"	61.53	534.60	-1751.80	-0.000859
5	Ø1"	123.07	534.60	-1751.80	-0.000859
6	Ø1"	184.60	534.60	-1751.80	-0.000859
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-1647.76	-0.000808
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.000548
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000288
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000028
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000028
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000288
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.000548
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-1647.76	-0.000808
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-1647.76	-0.000808
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-1647.76	-0.000808
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-1647.76	-0.000808
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-1647.76	-0.000808

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación del ancho de las grietas por flexión: cara inferior en la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$Z \leq Z_{max}$$

$$0.98 \frac{t}{mm} \leq 2.65 \frac{t}{mm} \text{ (Cumple)}$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo C21, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal

se encuentra en las coordenadas  $X = 184.60 \text{ mm}$ ,  $Y = -534.60 \text{ mm}$ .

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$Z = 0.98 \frac{t}{mm}$$

$$f_s = 1185.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 65.40 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = 8716.80 \text{ mm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del concreto:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = 80.191 \text{ t.m}$$

Tabla 59: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000143
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000342
11	Ø1"	184.60	-483.80	-1100.62	-0.000540
12	Ø1"	184.60	-534.60	-1185.22	-0.000581
13	Ø1"	123.07	-534.60	-1185.22	-0.000581
14	Ø1"	61.53	-534.60	-1185.22	-0.000581
15	Ø1"	0.00	-534.60	-1185.22	-0.000581
16	Ø1"	-61.53	-534.60	-1185.22	-0.000581
17	Ø1"	-123.07	-534.60	-1185.22	-0.000581
18	Ø1"	-184.60	-534.60	-1185.22	-0.000581
19	Ø1"	-184.60	-483.80	-1100.62	-0.000540
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000342
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000143
28	Ø1"	-123.07	-483.80	-1100.62	-0.000540
29	Ø1"	-61.53	-483.80	-1100.62	-0.000540
30	Ø1"	0.00	-483.80	-1100.62	-0.000540
31	Ø1"	61.53	-483.80	-1100.62	-0.000540
32	Ø1"	123.07	-483.80	-1100.62	-0.000540

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación del ancho de las grietas por flexión: cara lateral izquierda.

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$Z \leq Z_{max}$$

$$1.71 \frac{t}{mm} \leq 2.65 \frac{t}{mm} \text{ (Cumple)}$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo C21, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -187.77 mm, Y = 486.98 mm.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$Z = 1.71 \frac{t}{mm}$$

$$f_s = 1647.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 62.23 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = 18114.75 \text{ mm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del concreto:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -82.877 \text{ t.m}$$

Tabla 60: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	E
1	Ø1"	-184.60	534.60	-1751.80	-0.000859
2	Ø1"	-92.30	534.60	-1751.80	-0.000859
3	Ø1"	0.00	534.60	-1751.80	-0.000859
4	Ø1"	61.53	534.60	-1751.80	-0.000859
5	Ø1"	123.07	534.60	-1751.80	-0.000859
6	Ø1"	184.60	534.60	-1751.80	-0.000859
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-1647.76	-0.000808
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.000548
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000288
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000028

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	E
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000028
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000288
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.000548
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-1647.76	-0.000808
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-1647.76	-0.000808
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-1647.76	-0.000808
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-1647.76	-0.000808
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-1647.76	-0.000808

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación de la separación máxima entre barras: cara superior

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$S \leq S_{max}$$

$$92.30mm \leq 300 mm (Cumple)$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 0.717 m del nudo C16, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 184.60 mm, Y = 534.60 mm.

$$S_1 = 380 * \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$S_1 = 7053.07 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 * \left( \frac{250}{f_s} \right)$$

$$S_2 = 5672.22 \text{ mm}$$

$$f_s = 134.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 52.70 \text{ mm}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del concreto:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -6.377 \text{ t.m}$$

Tabla 61: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø1"	-184.60	534.60	-134.78	-0.000066
2	Ø1"	-92.30	534.60	-134.78	-0.000066
3	Ø1"	0.00	534.60	-134.78	-0.000066
4	Ø1"	61.53	534.60	-134.78	-0.000066
5	Ø1"	123.07	534.60	-134.78	-0.000066
6	Ø1"	184.60	534.60	-134.78	-0.000066
7	Ø3/4"	187.78	486.98	-126.78	-0.000062
8	Ø6	194.30	244.28	0.00	-0.000042
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000022
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000002
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000002
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000022
22	Ø6	-194.30	244.28	0.00	-0.000042
23	Ø3/4"	-187.77	486.98	-126.78	-0.000062
24	Ø3/4"	-93.89	486.98	-126.78	-0.000062
25	Ø3/4"	0.00	486.98	-126.78	-0.000062
26	Ø3/4"	62.59	486.98	-126.78	-0.000062
27	Ø3/4"	125.18	486.98	-126.78	-0.000062

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha.

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$S \leq S_{max}$$

$$146.75 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} (\text{Cumple})$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C16, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 184.60 mm, Y = 483.80 mm.

$$S_1 = 380 * \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 * C_c$$

$$S_1 = 953.48 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 * \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$S_2 = 856.76 \text{ mm}$$

$$f_s = 892.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 52.70 \text{ mm}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del concreto:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = 65.016 \text{ t.m}$$

Tabla 62: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000116
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000277
11	Ø1"	184.60	-483.80	-892.34	-0.000438
12	Ø1"	184.60	-534.60	-960.93	-0.000471
13	Ø1"	123.07	-534.60	-960.93	-0.000471
14	Ø1"	61.53	-534.60	-960.93	-0.000471
15	Ø1"	0.00	-534.60	-960.93	-0.000471
16	Ø1"	-61.53	-534.60	-960.93	-0.000471
17	Ø1"	-123.07	-534.60	-960.93	-0.000471
18	Ø1"	-184.60	-534.60	-960.93	-0.000471
19	Ø1"	-184.60	-483.80	-892.34	-0.000438
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000277
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000116
28	Ø1"	-123.07	-483.80	-892.34	-0.000438
29	Ø1"	-61.53	-483.80	-892.34	-0.000438
30	Ø1"	0.00	-483.80	-892.34	-0.000438
31	Ø1"	61.53	-483.80	-892.34	-0.000438
32	Ø1"	123.07	-483.80	-892.34	-0.000438

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior.

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$S \leq S_{max}$$

$$61.53 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} (\text{Cumple})$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C16, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas  $X = -61.53 \text{ mm}$ ,  $Y = 534.60 \text{ mm}$ .

$$S_1 = 380 * \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 * C_c$$

$$S_1 = 876.02 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 * \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$S_2 = 795.61 \text{ mm}$$

$$f_s = 960.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 52.70 \text{ mm}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del concreto:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = 65.016 \text{ t.m}$$

Tabla 63: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	E
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000116
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000277
11	Ø1"	184.60	-483.80	-892.34	-0.000438
12	Ø1"	184.60	-534.60	-960.93	-0.000471
13	Ø1"	123.07	-534.60	-960.93	-0.000471
14	Ø1"	61.53	-534.60	-960.93	-0.000471
15	Ø1"	0.00	-534.60	-960.93	-0.000471
16	Ø1"	-61.53	-534.60	-960.93	-0.000471
17	Ø1"	-123.07	-534.60	-960.93	-0.000471
18	Ø1"	-184.60	-534.60	-960.93	-0.000471
19	Ø1"	-184.60	-483.80	-892.34	-0.000438
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000277
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000116
28	Ø1"	-123.07	-483.80	-892.34	-0.000438
29	Ø1"	-61.53	-483.80	-892.34	-0.000438
30	Ø1"	0.00	-483.80	-892.34	-0.000438

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	E
31	Ø1"	61.53	-483.80	-892.34	-0.000438
32	Ø1"	123.07	-483.80	-892.34	-0.000438

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda.

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.6. Se debe satisfacer.

$$S \leq S_{max}$$

$$146.75 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} (\text{Cumple})$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C16, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -184.60 mm, Y = 483.80 mm.

$$S_1 = 380 * \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$S_1 = 953.48 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 * \left( \frac{250}{f_s} \right)$$

$$S_2 = 856.76 \text{ mm}$$

$$f_s = 892.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 52.70 \text{ mm}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del concreto:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = 65.016 \text{ t.m}$$

Tabla 64: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
9	Ø6	194.30	1.59	0.00	-0.000116
10	Ø6	194.30	-241.11	0.00	-0.000277
11	Ø1"	184.60	-483.80	-892.34	-0.000438
12	Ø1"	184.60	-534.60	-960.93	-0.000471



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
13	Ø1"	123.07	-534.60	-960.93	-0.000471
14	Ø1"	61.53	-534.60	-960.93	-0.000471
15	Ø1"	0.00	-534.60	-960.93	-0.000471
16	Ø1"	-61.53	-534.60	-960.93	-0.000471
17	Ø1"	-123.07	-534.60	-960.93	-0.000471
18	Ø1"	-184.60	-534.60	-960.93	-0.000471
19	Ø1"	-184.60	-483.80	-892.34	-0.000438
20	Ø6	-194.30	-241.11	0.00	-0.000277
21	Ø6	-194.30	1.59	0.00	-0.000116
28	Ø1"	-123.07	-483.80	-892.34	-0.000438
29	Ø1"	-61.53	-483.80	-892.34	-0.000438
30	Ø1"	0.00	-483.80	-892.34	-0.000438
31	Ø1"	61.53	-483.80	-892.34	-0.000438
32	Ø1"	123.07	-483.80	-892.34	-0.000438

Fuente: Elaboración propia de los autores

### C. Diseño de viga de semisótano

#### a. Descripción

##### Geometría

- Dimensiones = 40 x 65
- Luz Libre = 5.7 m
- Recubrimiento geométrico superior = 4.0 cm
- Recubrimiento geométrico inferior = 4.0 cm
- Recubrimiento geométrico lateral = 4.0 cm

##### Materiales

- Concreto =  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Armadura longitudinal = Grado 60
- Armadura transversal = Grado 60

#### d. Comprobación de resistencia

- V-126: C5-C8 (C5-0.657 m, Negativos)
  - ❖ Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E0.60, Artículo 7.6 y 7.10)
    - Armadura Longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de  $S_{l,min}$  (Artículo 7.6.1):

$$S_l \geq S_{l,min}$$

$$25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Cumple)}$$

Donde:

$$S_1 = d_b$$

$$S_2 = 25 \text{ mm}$$

$$S_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$d_{ag} = 19 \text{ mm}$$

$$d_b = 15.9 \text{ mm}$$

❖ Armadura mínima y máxima

Flexión positiva alrededor del eje x

La cuantía de refuerzo longitudinal ( $A_s$ ) no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . (Artículo 10.5.2 y 10.5.3)

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$13.93 \text{ cm}^2 \geq 9.37 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{s,req} = 7.03 \text{ cm}^2$$

Flexión positiva alrededor del eje y

$$A_s \geq \frac{4}{3} * A_{s,req}$$

$$13.93 \text{ cm}^2 \geq 10.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,req} = 8.09 \text{ cm}^2$$

❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (Combinaciones sísmica, Artículo 11)

$$n = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$n = \frac{10.572 \text{ t}}{41.245 \text{ t}} \leq 1$$

$$n = 0.256 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se están en 0.000 m, para la combinación de hipótesis "1.4\*PP+1.4\*CM+1.1.7\*Qa".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 48.523 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 20.697 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 31.170 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.006$$

Siendo:

$$A_s = 13.93 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$d = 581 \text{ mm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$A_g = 2600 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 4.235 \text{ t.m}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$M_u = 4.235 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 27.826 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c * b_w * d}$$

$$V_s = 71.654 \text{ t}$$

- Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe sobrepasar a  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$125 \text{ mm} \leq 295 \text{ mm} \text{ (cumple)}$$

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 295 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2} \quad S_1 = 295 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 581 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \leq 0.42 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa} \quad f'_c = 210.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (Combinaciones sísmica, Artículo 11)

$$n = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$n = \frac{14.001 \text{ t}}{41.356 \text{ t}} \leq 1$$

$$n = 0.339 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos están en 4.467 m, para la combinación de hipótesis "1.25\*PP+1.25\*CM+1.25\*Qa-SX".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 48.654 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 20.263 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 31.802 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.006$$

Siendo:

$$A_s = 13.93 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 5400 \text{ mm}$$

$$d = 593 \text{ mm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$A_g = 2600 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = -7.369 \text{ t.m}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$M_u = -7.369 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 28.391 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = 73.107 t$$

- Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe sobrepasar a  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$125 \text{ mm} \leq 295 \text{ mm (cumple)}$$

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 295 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2} \quad S_1 = 295 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 581 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \leq 0.42 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa} \quad f'_c = 210.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones no sísmica, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 0.598 m, para la combinación de hipótesis “Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias”

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.342 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = 9.715 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = 28.435 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * M_{n,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 65: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	+1312.23	+0.000644
2	Ø5/8"	-95.02	267.54	+1312.23	+0.000644
3	Ø5/8"	-47.51	267.54	+1312.23	+0.000644
4	Ø5/8"	0.00	267.54	+1312.23	+0.000644
5	Ø5/8"	47.51	267.54	+1312.23	+0.000644
6	Ø5/8"	95.03	267.54	+1312.23	+0.000644
7	Ø5/8"	142.54	267.54	+1312.23	+0.000644
8	Ø3/8"	145.71	20.60	0.00	-0.004245
9	Ø5/8"	142.54	-226.33	-4200.00	-0.009134
10	Ø5/8"	142.54	-267.54	-4200.00	-0.009950
11	Ø5/8"	71.27	-267.54	-4200.00	-0.009950
12	Ø5/8"	0.00	-267.54	-4200.00	-0.009950
13	Ø5/8"	-71.27	-267.54	-4200.00	-0.009950
14	Ø5/8"	-142.54	-267.54	-4200.00	-0.009950
15	Ø5/8"	-142.54	-226.33	-4200.00	-0.009134



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
16	Ø3/8"	-145.71	20.60	0.00	-0.004245

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 66: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	40.227	0.00	291.84
C <sub>s</sub>	18.279	0.00	267.54
T	58.506	0.00	-255.76

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 40.227 + 18.279 - 58.506$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,X} = 40.227 * (291.84) + 18.279 * (267.54) - 58.506 * (-255.76)$$

$$M_{n,X} = 31.594 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 40.227 * (0) + 18.279 * (0) - 58.506 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 67: Equilibrio de la sección

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	+329.51	+0.000162
2	Ø5/8"	-95.02	267.54	+329.51	+0.000162
3	Ø5/8"	-47.51	267.54	+329.51	+0.000162
4	Ø5/8"	0.00	267.54	+329.51	+0.000162
5	Ø5/8"	47.51	267.54	+329.51	+0.000162
6	Ø5/8"	95.03	267.54	+329.51	+0.000162

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
7	Ø5/8"	142.54	267.54	+329.51	+0.000162
8	Ø3/8"	145.71	20.60	0.00	-0.000221
9	Ø5/8"	142.54	-226.33	-1231.88	-0.000604
10	Ø5/8"	142.54	-267.54	-1362.16	-0.000668
11	Ø5/8"	71.27	-267.54	-1362.16	-0.000668
12	Ø5/8"	0.00	-267.54	-1362.16	-0.000668
13	Ø5/8"	-71.27	-267.54	-1362.16	-0.000668
14	Ø5/8"	-142.54	-267.54	-1362.16	-0.000668
15	Ø5/8"	-142.54	-226.33	-1231.88	-0.000604
16	Ø3/8"	-145.71	20.60	0.00	-0.000221

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 68: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	13.866	0.00	270.52
C <sub>s</sub>	4.590	0.00	267.54
T	18.456	0.00	-256.59

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 13.866 + 4.590 - 18.456$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 13.866 * (270.52) + 4.590 * (267.54) - 18.456 * (-256.59)$$

$$M_{n,x} = 9.715 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 13.866 * (0) + 4.590 * (0) - 18.456 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones sísmica, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se realizan en "0.000" m, para la combinación de hipótesis "Envoltente de

momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias”

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.592 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = -17.212 \text{ t.m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t * m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = -29.075 \text{ t.m}$$

$$\phi * M_{n,y} = 0.000 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 69: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-4200.00	-0.009950
2	Ø5/8"	-95.02	267.54	-4200.00	-0.009950
3	Ø5/8"	-47.51	267.54	-4200.00	-0.009950
4	Ø5/8"	0.00	267.54	-4200.00	-0.009950
5	Ø5/8"	47.51	267.54	-4200.00	-0.009950
6	Ø5/8"	95.03	267.54	-4200.00	-0.009950
7	Ø5/8"	142.54	267.54	-4200.00	-0.009950
8	Ø3/8"	145.71	20.60	0.00	-0.005013
9	Ø5/8"	142.54	-226.33	-154.44	-0.000076
10	Ø5/8"	142.54	-267.54	+1525.51	+0.000748
11	Ø5/8"	71.27	-267.54	+1525.51	+0.000748
12	Ø5/8"	0.00	-267.54	+1525.51	+0.000748
13	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+1525.51	+0.000748
14	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+1525.51	+0.000748
15	Ø5/8"	-142.54	-226.33	-154.44	-0.000076
16	Ø3/8"	-145.71	20.60	0.00	-0.005013

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 70: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	43.942	0.00	-289.72
Cs	15.179	0.00	-267.54
T	59.121	0.00	262.40

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 43.942 + 15.179 - 59.121$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,X} = 43.942 * (-289.72) + 15.179 * (-267.54)$$

$$- 59.121 * (262.40)$$

$$M_{n,X} = -32.305 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 43.942 * (0) + 15.179 * (0) - 59.121 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 71: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-2315.96	-0.001136
2	Ø5/8"	-95.02	267.54	-2315.96	-0.001136
3	Ø5/8"	-47.51	267.54	-2315.96	-0.001136
4	Ø5/8"	0.00	267.54	-2315.96	-0.001136
5	Ø5/8"	47.51	267.54	-2315.96	-0.001136
6	Ø5/8"	95.03	267.54	-2315.96	-0.001136
7	Ø5/8"	142.54	267.54	-2315.96	-0.001136
8	Ø3/8"	145.71	20.60	0.00	-0.000476
9	Ø5/8"	142.54	-226.33	+375.53	+0.000184
10	Ø5/8"	142.54	-267.54	+600.11	+0.000294
11	Ø5/8"	71.27	-267.54	+600.11	+0.000294

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
12	Ø5/8"	0.00	-267.54	+600.11	+0.000294
13	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+600.11	+0.000294
14	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+600.11	+0.000294
15	Ø5/8"	-142.54	-226.33	+375.53	+0.000184
16	Ø3/8"	-145.71	20.60	0.00	-0.000476

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 72: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	24.796	0.00	-268.01
C <sub>s</sub>	7.466	0.00	-259.29
T	32.261	0.00	267.54

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 24.796 + 7.466 - 32.261$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 24.796 * (-268.01) + 7.466 * (-259.29)$$

$$- 32.261 * (267.54)$$

$$M_{n,x} = -17.212 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 24.796 * (0) + 7.466 * (0) - 32.261 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

❖ Criterios de diseño por sismo (NTE E.0.60, Artículo 21)

- Alcance (21.5.1.2)

La luz libre del elemento l<sub>n</sub>, no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

$$L_n \geq 4 * h$$

$$5715 \text{ mm} \geq 4 * 650 \text{ mm}$$

$$5715 \text{ mm} \geq 2600 \text{ mm (cumple)}$$

- Alcance (21.5.1.2)

El ancho del elemento  $b_w$  no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 250 mm

$$L_w \geq \begin{cases} 0.25 * h \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

$$400 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \text{ (Cumple)}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

- Refuerzo longitudinal (21.5.2.1)

Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

$$\rho \leq 0.025$$

$$0.00536 \leq 0.025 \text{ (Cumple)}$$

- Refuerzo transversal de confinamiento (21.2.3.3)

En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

$$h_x \leq 300 \text{ mm}$$

$$285 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

- Refuerzo transversal de confinamiento (21.5.3.2)

Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 300 mm

$$S_0 \leq \max * \left( \frac{d}{4}; 8 * d_b; 24 * d_{be}; 300mm \right)$$

$$125 \text{ mm} \leq 127 \text{ mm (Cumple)}$$

$$d = 580.8 \text{ mm}$$

$$d_{be} = 9.53 \text{ mm}$$

$$d_b = 15.92 \text{ mm}$$

- Refuerzo longitudinal (21.5.2.2)

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

$$\phi * M_n \geq \frac{1}{2} * \phi * M_n \text{ max}; \phi * M_n \geq \frac{1}{4} * \phi * M_{n,a}$$

Tabla 73: Refuerzo de momentos negativos y positivo

Resistencia a momento	f·M <sub>n</sub> (N·mm)	(1/4)·f·M <sub>n,a</sub> (N·mm)		
	x=...	x=0	x=L <sub>n</sub>	
f·M <sub>n</sub> <sup>+</sup> (N·mm)	278944191	77604687	107169793	✓
f·M <sub>n</sub> <sup>-</sup> (N·mm)	285221236			✓
(1/2)·f·M <sub>n</sub> <sup>-</sup> (N·mm)	142610618			✓ *

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Requisitos de resistencia a cortante. Fuerza de diseño

Se debe satisfacer:

$$\phi * V_n \geq V_u$$

$$41.36 \text{ t} * 24.63 \text{ t}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_n = 48.66 \text{ t}$$

– V-126: C5-C8 (C5-C8, Positivo)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E0.60, Artículo 7.6 y 7.10)

- Armadura Longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de  $S_{l,min}$  (Artículo 7.6.1):

$$S_l \geq S_{l,min}$$

$$25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Cumple)}$$

Dónde:

$$S_1 = d_b$$

$$S_2 = 25 \text{ mm}$$

$$S_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$d_{ag} = 19 \text{ mm}$$

$$d_b = 15.9 \text{ mm}$$

- ❖ Armadura mínima y máxima

Flexión positiva alrededor del eje x

La cuantía de refuerzo longitudinal ( $A_s$ ) no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . (Artículo 10.5.2 y 10.5.3)

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$13.93 \text{ cm}^2 \geq 9.37 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{s,req} = 7.03 \text{ cm}^2$$

Flexión positiva alrededor del eje y

$$A_s \geq \frac{4}{3} * A_{s,req}$$

$$13.93 \text{ cm}^2 \geq 10.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,req} = 8.09 \text{ cm}^2$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (Combinaciones no sísmica, Artículo 11)

$$\pi = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$\pi = \frac{18.149 \text{ t}}{40.866 \text{ t}} \leq 1$$

$$\pi = 0.444 \leq 1 \text{ Cumple}$$



Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se están en 5.117 m, para la combinación de hipótesis “1.4\*PP+1.4\*CM+1.7\*Qa”.

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 48.077 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 20.674 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 30.696 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 19.90 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$d = 572 \text{ mm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$A_g = 2600 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 9.576 \text{ t.m}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$M_u = -9.576 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 27.403 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c * b_w * d}$$

$$V_s = 70.565 \text{ t}$$

- Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe sobrepasar a  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$125 \text{ mm} \leq 290 \text{ mm (cumple)}$$

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 290 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2}$$

$$S_1 = 290 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 572 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado

sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \leq 0.42 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * s}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'c} \geq 8.3 \text{ MPa} \quad f'c = 210.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (Combinaciones sísmica, Artículo 11)

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{21.464 \text{ t}}{39.701 \text{ t}} \leq 1$$

$$\eta = 0.541 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos están en 4.467 m, para la combinación de hipótesis "1.25\*PP+1.25\*CM+1.25\*Qa-SX".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 46.707 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 19.303 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 31.802 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 19.90 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$d = 572 \text{ mm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$A_g = 2600 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 17.881 \text{ t.m}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$M_u = -7.369 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 27.403 t$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c * b_w * d}$$

$$V_s = 70.565 t$$

- Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe sobrepasar a  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$125 \text{ mm} \leq 290 \text{ mm (cumple)}$$

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 290 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2}$$

$$S_1 = 290 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 572 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \leq 0.42 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 210.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones no sísmica, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 0.598 m, para la combinación de hipótesis “Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias”

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.577 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = -22.695 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = -39.328 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * M_{n,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 74: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-4200.00	-0.009950
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-4200.00	-0.009950
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-4200.00	-0.009950
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-4200.00	-0.009950
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-4200.00	-0.009950
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-4200.00	-0.009095

7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.004398
8	Ø5/8"	142.54	-226.33	+607.68	+0.000298
9	Ø5/8"	142.54	-267.54	+2351.23	+0.001153
10	Ø5/8"	71.27	-267.54	+2351.23	+0.001153
11	Ø5/8"	0.00	-267.54	+2351.23	+0.001153
12	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+2351.23	+0.001153
13	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+2351.23	+0.001153
14	Ø5/8"	-142.54	-226.33	+607.68	+0.000298
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.004398
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-4200.00	-0.009095
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-4200.00	-0.009095
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-4200.00	-0.009095
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-4200.00	-0.009095

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 75: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	57.767	0.00	-281.36
Cs	25.813	0.00	-263.68
T	83.580	0.00	246.93

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 57.767 + 25.813 - 83.580$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,X} = 57.767 * (-281.36) + 25.813 * (-263.68)$$

$$- 83.580 * (246.93)$$

$$M_{n,X} = -43.698 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 57.767 * (0) + 25.813 * (0) - 83.580 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 76: Equilibrio de la sección

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-2370.17	-0.001162
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-2370.17	-0.001162
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-2370.17	-0.001162
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-2370.17	-0.001162
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-2370.17	-0.001162
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-2126.35	-0.001043
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.000386
8	Ø5/8"	142.54	-226.33	+551.92	+0.000271
9	Ø5/8"	142.54	-267.54	+795.74	+0.000390
10	Ø5/8"	71.27	-267.54	+795.74	+0.000390
11	Ø5/8"	0.00	-267.54	+795.74	+0.000390
12	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+795.74	+0.000390
13	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+795.74	+0.000390
14	Ø5/8"	-142.54	-226.33	+551.92	+0.000271
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.000386
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-2126.35	-0.001043
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-2126.35	-0.001043
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-2126.35	-0.001043
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-2126.35	-0.001043

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 77: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	34.626	0.00	-259.38
Cs	10.114	0.00	-258.59
T	44.740	0.00	248.05

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 34.626 + 10.114 - 44.740$$

$$P_n = 0 t$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 34.626 * (-259.38) + 10.114 * (-258.59)$$

$$- 44.740 * (248.05)$$



$$M_{n,x} = -22.695 t.m$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 34.626 * (0) + 10.114 * (0) - 44.740 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 t.m$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones sísmica, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se realizan en "0.000" m, para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias"

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.848 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 t$$

$$M_{u,x} = -33.343 t.m$$

$$M_{u,y} = 0.000 t * m$$

$$\phi * P_n = 0.000 t$$

$$\phi * M_{n,x} = -39.328 t.m$$

$$\phi * M_{n,y} = 0.000 t.m$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 78: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-4200.00	-0.009950
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-4200.00	-0.009950
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-4200.00	-0.009950
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-4200.00	-0.009950
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-4200.00	-0.009950

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-4200.00	-0.009095
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.004398
8	Ø5/8"	142.54	-226.33	+607.68	+0.000298
9	Ø5/8"	142.54	-267.54	+2351.23	+0.001153
10	Ø5/8"	71.27	-267.54	+2351.23	+0.001153
11	Ø5/8"	0.00	-267.54	+2351.23	+0.001153
12	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+2351.23	+0.001153
13	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+2351.23	+0.001153
14	Ø5/8"	-142.54	-226.33	+607.68	+0.000298
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.004398
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-4200.00	-0.009095
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-4200.00	-0.009095
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-4200.00	-0.009095
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-4200.00	-0.009095

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 79: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	57.767	0.00	-281.36
C <sub>s</sub>	25.813	0.00	-263.68
T	83.580	0.00	246.93

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 57.767 + 25.813 - 83.580$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,X} = 57.767 * (-281.36) + 25.813 * (-263.68) - 83.580 * (246.93)$$

$$M_{n,X} = -43.698 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 57.767 * (0) + 25.813 * (0) - 83.580 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 80: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-3495.18	-0.001714
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-3495.18	-0.001714
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-3495.18	-0.001714
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-3495.18	-0.001714
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-3495.18	-0.001714
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-3132.61	-0.001536
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.000560
8	Ø5/8"	142.54	-226.33	+850.06	+0.000417
9	Ø5/8"	142.54	-267.54	+1212.63	+0.000595
10	Ø5/8"	71.27	-267.54	+1212.63	+0.000595
11	Ø5/8"	0.00	-267.54	+1212.63	+0.000595
12	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+1212.63	+0.000595
13	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+1212.63	+0.000595
14	Ø5/8"	-142.54	-226.33	+850.06	+0.000417
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.000560
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-3132.61	-0.001536
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-3132.61	-0.001536
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-3132.61	-0.001536
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-3132.61	-0.001536

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 81: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	50.498	0.00	-257.25
C <sub>s</sub>	15.449	0.00	-258.51
T	65.946	0.00	248.06

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 50.498 + 15.449 - 65.946$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{ty}$$

$$M_{u,x} = 50.498 * (-257.25) + 15.449 * (-258.51) \\ - 65.946 * (248.06) \\ M_{n,x} = -33.343 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x} \\ M_{u,y} = 50.498 * (0) + 15.449 * (0) - 65.946 * (0) \\ M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

❖ Criterios de diseño por sismo (NTE E.0.60, Artículo 21)

- Alcance (21.5.1.2)

La luz libre del elemento  $l_n$ , no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

$$L_n \geq 4 * h$$

$$5715 \text{ mm} \geq 4 * 5715 \text{ mm}$$

$$5715 \text{ mm} \geq 2600 \text{ mm (cumple)}$$

- Alcance (21.5.1.2)

El ancho del elemento  $b_w$  no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 250 mm

$$L_w \geq \begin{cases} 0.25 * h \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

$$400 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm (Cumple)}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

- Refuerzo longitudinal (21.5.2.1)

Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

$$\rho \leq 0.025$$

$$0.00765 \leq 0.025 \text{ (Cumple)}$$

- Refuerzo transversal de confinamiento (21.2.3.3)

En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

$$h_x \leq 300 \text{ mm}$$

$$285 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

- Refuerzo transversal de confinamiento (21.5.3.2)

Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 300 mm

$$S_0 \leq \max \left( \frac{d}{4}; 8 * d_b; 24 * d_{be}; 300 \text{ mm} \right)$$

$$125 \text{ mm} \leq 127 \text{ mm (Cumple)}$$

$$d = 571.9 \text{ mm}$$

$$d_{be} = 9.53 \text{ mm}$$

$$d_b = 15.92 \text{ mm}$$

- Refuerzo longitudinal (21.5.2.2)

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

$$\phi * M_n \geq \frac{1}{2} * \phi * M_n \text{ max}; \phi * M_n \geq \frac{1}{4} * \phi * M_{n,a}$$

Tabla 82: Refuerzo de momentos negativos y positivo

Resistencia a momento	f·M <sub>n</sub> (N·mm)	(1/4)·f·M <sub>n,a</sub> (N·mm)		
	x=...	x=0	x=Ln	
f·M <sub>n</sub> <sup>+</sup> (N·mm)	279376874	77604687	107169793	✓
f·M <sub>n</sub> <sup>-</sup> (N·mm)	385811254			✓
(1/2)·f·M <sub>n</sub> <sup>-</sup> (N·mm)	192905627			✓ *

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Requisitos de resistencia a cortante. Fuerza de diseño  
Se debe satisfacer:

$$\phi * V_n \geq V_u$$

$$39.70 \text{ t} \geq 24.63 \text{ t (Cumple)}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_n = 46.71 \text{ t}$$

- V-126: C5-C8 (4.032m-8, Negativo)

- ❖ Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E0.60, Artículo 7.6 y 7.10)

- Armadura Longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de  $S_{l,min}$  (Artículo 7.6.1):

$$S_l \geq S_{l,min}$$

$$25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Cumple)}$$

Dónde:

$$S_1 = d_b$$

$$S_2 = 25 \text{ mm}$$

$$S_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$d_{ag} = 19 \text{ mm}$$

$$d_b = 15.9 \text{ mm}$$

- ❖ Armadura mínima y máxima

Flexión positiva alrededor del eje x

La cuantía de refuerzo longitudinal ( $A_s$ ) no debe ser menor que  $A_{s,min}$ . (Artículo 10.5.2 y 10.5.3)

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$13.93 \text{ cm}^2 \geq 7.11 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{s,req} = 5.33 \text{ cm}^2$$

Flexión positiva alrededor del eje y

$$A_s \geq \frac{4}{3} * A_{s,req}$$

$$9.95 \text{ cm}^2 \geq 4.05 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

$$A_{s,req} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante  
(Combinaciones no sísmica, Artículo 11)

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{18.149 \text{ t}}{40.866 \text{ t}} \leq 1$$

$$\eta = 0.444 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se están en 5.117 m, para la combinación de hipótesis "1.4\*PP+1.4\*CM+1.7\*Qa".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 48.077 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 20.674 \text{ t}$$

Sin embargo, Vc no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 30.696 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 19.90 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$d = 572 \text{ mm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$A_g = 2600 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 9.576 \text{ t.m}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$M_u = -9.576 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 27.403 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = 70.565 \text{ t}$$

- Separación de las armaduras transversales  
Cortante en la dirección Y



El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe sobrepasar a  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$125 \text{ mm} \leq 290 \text{ mm (cumple)}$$

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 290 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2} \quad S_1 = 290 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 572 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \leq 0.42 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * S}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa} \quad f'_c = 210.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (Combinaciones sísmica, Artículo 11)

$$n = \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \leq 1$$

$$n = \frac{21.464 \text{ t}}{39.701 \text{ t}} \leq 1$$

$$n = 0.541 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos están en 4.467 m, para la combinación de hipótesis “1.25\*PP+1.25\*CM+1.25\*Qa-SX”.

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 46.707 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 19.303 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 31.802 \text{ t}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.009$$

Siendo:

$$A_s = 19.90 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$d = 572 \text{ mm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$A_g = 2600 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.000 \text{ t}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 17.881 \text{ t.m}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$M_u = -7.369 \text{ t.m}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 27.403 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'_c * b_w * d}$$

$$V_s = 70.565 \text{ t}$$

- Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe sobrepasar a  $S_{max}$ . (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$125 \text{ mm} \leq 290 \text{ mm (cumple)}$$

$$S_{max} = (\text{Valormínimo de } S_1, S_2) \quad S_{max} = 290 \text{ mm}$$

$$S_1 = \frac{d}{2}$$

$$S_1 = 290 \text{ mm}$$

$$S_2 = 600 \text{ mm}$$

$$d = 572 \text{ mm}$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal

Cortante en la dirección Y

Debe colocarse un área mínima de refuerzo par cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado

sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado en el artículo 11.5.6).

$$A_v \leq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \leq 0.42 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que

$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * s}{f_{yt}} \quad A_{v,min} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{f'c} \geq 8.3 \text{ MPa} \quad f'c = 210.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones no sísmica, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 0.598 m, para la combinación de hipótesis “Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias”

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.577 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = -22.695 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = -39.328 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi * M_{n,y} = 0.000 \text{ t} * \text{m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 83: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-4200.00	-0.009950
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-4200.00	-0.009950
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-4200.00	-0.009950
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-4200.00	-0.009950
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-4200.00	-0.009950
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-4200.00	-0.009095
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.004398
8	Ø5/8"	142.54	-226.33	+607.68	+0.000298
9	Ø5/8"	142.54	-267.54	+2351.23	+0.001153
10	Ø5/8"	71.27	-267.54	+2351.23	+0.001153
11	Ø5/8"	0.00	-267.54	+2351.23	+0.001153
12	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+2351.23	+0.001153
13	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+2351.23	+0.001153
14	Ø5/8"	-142.54	-226.33	+607.68	+0.000298
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.004398
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-4200.00	-0.009095
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-4200.00	-0.009095
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-4200.00	-0.009095
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-4200.00	-0.009095

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 84: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	57.767	0.00	-281.36
Cs	25.813	0.00	-263.68
T	83.580	0.00	246.93

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 57.767 + 25.813 - 83.580$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,X} = 57.767 * (-281.36) + 25.813 * (-263.68) - 83.580 * (246.93)$$

$$M_{n,X} = -43.698 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 57.767 * (0) + 25.813 * (0) - 83.580 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 85: Equilibrio de la sección

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-2370.17	-0.001162
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-2370.17	-0.001162
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-2370.17	-0.001162
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-2370.17	-0.001162
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-2370.17	-0.001162
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-2126.35	-0.001043
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.000386
8	Ø5/8"	142.54	-226.33	+551.92	+0.000271
9	Ø5/8"	142.54	-267.54	+795.74	+0.000390
10	Ø5/8"	71.27	-267.54	+795.74	+0.000390
11	Ø5/8"	0.00	-267.54	+795.74	+0.000390
12	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+795.74	+0.000390
13	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+795.74	+0.000390
14	Ø5/8"	-142.54	-226.33	+551.92	+0.000271
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.000386
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-2126.35	-0.001043
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-2126.35	-0.001043
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-2126.35	-0.001043
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-2126.35	-0.001043

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 86: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	34.626	0.00	-259.38
Cs	10.114	0.00	-258.59
T	44.740	0.00	248.05

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 34.626 + 10.114 - 44.740$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 34.626 * (-259.38) + 10.114 * (-258.59) - 44.740 * (248.05)$$

$$M_{n,x} = -22.695 \text{ t.m}$$

$$M_{u,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 34.626 * (0) + 10.114 * (0) - 44.740 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Combinaciones sísmica, Artículo 10).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se realizan en "0.000" m, para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias"

Se debe satisfacer

$$n_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$n_1 = 0.848 \text{ cumple}$$

$$P_u = 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = -33.343 \text{ t.m}$$

$$M_{u,y} = 0.000 \text{ t.m}$$

$$\phi * P_n = 0.000 \text{ t}$$

$$\emptyset * M_{n,x} = -39.328 \text{ t.m}$$

$$\emptyset * M_{n,y} = 0.000 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos.

Tabla 87: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-4200.00	-0.009950
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-4200.00	-0.009950
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-4200.00	-0.009950
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-4200.00	-0.009950
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-4200.00	-0.009950
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-4200.00	-0.009095
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.004398
8	Ø5/8"	142.54	-226.33	+607.68	+0.000298
9	Ø5/8"	142.54	-267.54	+2351.23	+0.001153
10	Ø5/8"	71.27	-267.54	+2351.23	+0.001153
11	Ø5/8"	0.00	-267.54	+2351.23	+0.001153
12	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+2351.23	+0.001153
13	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+2351.23	+0.001153
14	Ø5/8"	-142.54	-226.33	+607.68	+0.000298
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.004398
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-4200.00	-0.009095
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-4200.00	-0.009095
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-4200.00	-0.009095
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-4200.00	-0.009095

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 88: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	57.767	0.00	-281.36
Cs	25.813	0.00	-263.68
T	83.580	0.00	246.93

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$



$$P_n = 57.767 + 25.813 - 83.580$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,x} = 57.767 * (-281.36) + 25.813 * (-263.68) - 83.580 * (246.93)$$

$$M_{n,x} = -43.698 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 57.767 * (0) + 25.813 * (0) - 83.580 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 89: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-3495.18	-0.001714
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-3495.18	-0.001714
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-3495.18	-0.001714
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-3495.18	-0.001714
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-3495.18	-0.001714
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-3132.61	-0.001536
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.000560
8	Ø5/8"	142.54	-226.33	+850.06	+0.000417
9	Ø5/8"	142.54	-267.54	+1212.63	+0.000595
10	Ø5/8"	71.27	-267.54	+1212.63	+0.000595
11	Ø5/8"	0.00	-267.54	+1212.63	+0.000595
12	Ø5/8"	-71.27	-267.54	+1212.63	+0.000595
13	Ø5/8"	-142.54	-267.54	+1212.63	+0.000595
14	Ø5/8"	-142.54	-226.33	+850.06	+0.000417
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.000560
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-3132.61	-0.001536
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-3132.61	-0.001536
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-3132.61	-0.001536
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-3132.61	-0.001536

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 90: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	50.498	0.00	-257.25
Cs	15.449	0.00	-258.51
T	65.946	0.00	248.06

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 50.498 + 15.449 - 65.946$$

$$P_n = 0 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 50.498 * (-257.25) + 15.449 * (-258.51) - 65.946 * (248.06)$$

$$M_{n,x} = -33.343 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 50.498 * (0) + 15.449 * (0) - 65.946 * (0)$$

$$M_{n,y} = 0 \text{ t.m}$$

❖ Criterios de diseño por sismo (NTE E.0.60, Artículo 21)

- Alcance (21.5.1.2)

La luz libre del elemento  $l_n$ , no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

$$L_n \geq 4 * h$$

$$5715 \text{ mm} \geq 4 * 5715 \text{ mm}$$

$$5715 \text{ mm} \geq 2600 \text{ mm (cumple)}$$

- Alcance (21.5.1.2)

El ancho del elemento  $b_w$  no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 250 mm

$$L_w \geq \begin{cases} 0.25 * h \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

$$400 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm (Cumple)}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

- Refuerzo longitudinal (21.5.2.1)

Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

$$\rho \leq 0.025$$

$$0.00765 \leq 0.025 \text{ (Cumple)}$$

- Refuerzo transversal de confinamiento (21.2.3.3)

En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

$$h_x \leq 300 \text{ mm}$$

$$285 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

- Refuerzo transversal de confinamiento (21.5.3.2)

Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

➤  $d/4$

➤ Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas

➤ 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento

➤ 300 mm

$$S_0 \leq \max * \left( \frac{d}{4}; 8 * d_b; 24 * d_{be}; 300 \text{ mm} \right)$$

$$125 \text{ mm} \leq 127 \text{ mm (Cumple)}$$

$$d = 571.9 \text{ mm}$$

$$d_{be} = 9.53 \text{ mm}$$

$$d_b = 15.92 \text{ mm}$$

- Refuerzo longitudinal (21.5.2.2)

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

$$\phi * M_n \geq \frac{1}{2} * \phi * M_n \text{ max}; \phi * M_n \geq \frac{1}{4} * \phi * M_{n,a}$$

Tabla 91: Refuerzo de momentos negativos y positivo

Resistencia a momento	f·M <sub>n</sub> (N·mm)	(1/4)·f·M <sub>n,a</sub> (N·mm)		
	x=...	x=0	x=Ln	
f·M <sub>n</sub> <sup>+</sup> (N·mm)	279376874	77604687	107169793	✓
f·M <sub>n</sub> <sup>-</sup> (N·mm)	385811254			✓
(1/2) · f·M <sub>n</sub> <sup>-</sup> (N·mm)	192905627			✓*

Fuente: Elaboración propia de los autores

❖ Requisitos de resistencia a cortante. Fuerza de diseño

Se debe satisfacer:

$$\phi * V_n \geq V_u$$

$$39.70 \text{ t} \geq 24.63 \text{ t (Cumple)}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_n = 46.71 \text{ t}$$

e. Comprobación de fisuración

– V062:C16-c21

❖ Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer.

$$Z \leq Z_{max}$$

$$1.09 \frac{t}{mm} \leq 2.65 \frac{t}{mm} \text{ (Cumple)}$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un nudo C8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal

se encuentra en las coordenadas  $X = -142.54$  mm,  $Y = 267.54$  mm.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$Z = 1.09 \frac{t}{mm}$$

$$f_s = 1454.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 57.46 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = 7260.51 \text{ mm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -13.862 \text{ t.m}$$

Tabla 92: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-1454.31	-0.000713
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-1454.31	-0.000713
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-1454.31	-0.000713
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-1454.31	-0.000713
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-1454.31	-0.000713
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-1300.53	-0.000638
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.000224
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.000224
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-1300.53	-0.000638
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-1300.53	-0.000638
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-1300.53	-0.000638
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-1300.53	-0.000638

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación del ancho de las grietas por flexión: cara lateral derecha

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$Z \leq Z_{max}$$

$$1.25 \frac{t}{mm} \leq 2.65 \frac{t}{mm} \text{ (Cumple)}$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un nudo C16, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 142.54 mm, Y = 226.33 mm.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$Z = 1.25 \frac{t}{mm}$$

$$f_s = 1300.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 57.46 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = 15410 \text{ mm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -13.862 \text{ t.m}$$

Tabla 93: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-1454.31	-0.000713
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-1454.31	-0.000713
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-1454.31	-0.000713
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-1454.31	-0.000713
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-1454.31	-0.000713
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-1300.53	-0.000638
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.000224
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.000224
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-1300.53	-0.000638
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-1300.53	-0.000638
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-1300.53	-0.000638
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-1300.53	-0.000638

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación del ancho de las grietas por flexión: cara inferior en la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3.

Se debe satisfacer.

$$Z \leq Z_{max}$$

$$1.02 \frac{t}{mm} \leq 2.65 \frac{t}{mm} \text{ (Cumple)}$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 2.407m del nudo C5, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 71.27 mm, Y = -267.54 mm.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$Z = 1.02 \frac{t}{mm}$$

$$f_s = 1304.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 57.46 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = 8222.50 \text{ mm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = 9.217 \text{ t.m}$$

Tabla 94: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
6	Ø3/8"	145.71	20.60	0.00	-0.000192
7	Ø5/8"	142.54	-226.33	-1174.30	-0.000576
8	Ø5/8"	142.54	-267.54	-1304.83	-0.000640
9	Ø5/8"	71.27	-267.54	-1304.83	-0.000640
10	Ø5/8"	0.00	-267.54	-1304.83	-0.000640
11	Ø5/8"	-71.27	-267.54	-1304.83	-0.000640
12	Ø5/8"	-142.54	-267.54	-1304.83	-0.000640
13	Ø5/8"	-142.54	-226.33	-1174.30	-0.000576

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
14	Ø3/8"	-145.71	20.60	0.00	-0.000192

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación del ancho de las grietas por flexión: cara lateral izquierda.

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$Z \leq Z_{max}$$

$$1.25 \frac{t}{mm} \leq 2.65 \frac{t}{mm} \text{ (Cumple)}$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo C8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -142.54 mm, Y = 226.33 mm.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$Z = 1.25 \frac{t}{mm}$$

$$f_s = 1300.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 57.46 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = 15410 \text{ mm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -13.862 \text{ t.m}$$

Tabla 95: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-1454.31	-0.000713
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-1454.31	-0.000713
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-1454.31	-0.000713
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-1454.31	-0.000713
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-1454.31	-0.000713



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-1300.53	-0.000638
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.000224
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.000224
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-1300.53	-0.000638
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-1300.53	-0.000638
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-1300.53	-0.000638
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-1300.53	-0.000638

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación de la separación máxima entre barras: cara superior

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$S \leq S_{max}$$

$$71.27mm \leq 300 mm (Cumple)$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 4.532 m del nudo C5, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -142.54 mm, Y = 267.54 mm.

$$S_1 = 380 * \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 * C_c$$

$$S_1 = 122154.26 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 * \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$S_2 = 96535.28 \text{ mm}$$

$$f_s = 7.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 49.50 \text{ mm}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -6.377 \text{ t.m}$$

Tabla 96: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-7.92	-0.000004
2	Ø5/8"	-71.27	267.54	-7.92	-0.000004
3	Ø5/8"	0.00	267.54	-7.92	-0.000004
4	Ø5/8"	71.27	267.54	-7.92	-0.000004
5	Ø5/8"	142.54	267.54	-7.92	-0.000004
6	Ø5/8"	142.54	226.33	-7.13	-0.000003
7	Ø3/8"	145.71	0.00	0.00	-0.000001
15	Ø3/8"	-145.71	0.00	0.00	-0.000001
16	Ø5/8"	-142.54	226.33	-7.13	-0.000003
17	Ø5/8"	-71.27	226.33	-7.13	-0.000003
18	Ø5/8"	0.00	226.33	-7.13	-0.000003
19	Ø5/8"	71.27	226.33	-7.13	-0.000003

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha.

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$S \leq S_{max}$$

$$246.93 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} (\text{Cumple})$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C16, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 184.60 mm, Y = 483.80 mm.

$$S_1 = 380 * \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$S_1 = 4094.41 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 * \left( \frac{250}{f_s} \right)$$

$$S_2 = 3330.14 \text{ mm}$$

$$f_s = 229.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 49.50 \text{ mm}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = 65.016 \text{ t.m}$$

Tabla 97: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-229.58	-0.000113
2	Ø5/8"	-95.02	267.54	-229.58	-0.000113
3	Ø5/8"	-47.51	267.54	-229.58	-0.000113
4	Ø5/8"	0.00	267.54	-229.58	-0.000113
5	Ø5/8"	47.51	267.54	-229.58	-0.000113
6	Ø5/8"	95.03	267.54	-229.58	-0.000113
7	Ø5/8"	142.54	267.54	-229.58	-0.000113
8	Ø3/8"	145.71	20.60	0.00	-0.000045
16	Ø3/8"	-145.71	20.60	0.00	-0.000045

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior.

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.3. Se debe satisfacer.

$$S \leq S_{max}$$

$$71.27 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} (\text{Cumple})$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C5, para la combinación de acciones PP+CM+0.5\*Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -142.54 mm, Y = -267.54 mm.

$$S_1 = 380 * \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$S_1 = 13434.68 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 * \left( \frac{250}{f_s} \right)$$

$$S_2 = 10704.03 \text{ mm}$$

$$f_s = 71.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 49.50 \text{ mm}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -1.699 \text{ t.m}$$

Tabla 98: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-229.58	-0.000113
2	Ø5/8"	-95.02	267.54	-229.58	-0.000113
3	Ø5/8"	-47.51	267.54	-229.58	-0.000113
4	Ø5/8"	0.00	267.54	-229.58	-0.000113
5	Ø5/8"	47.51	267.54	-229.58	-0.000113
6	Ø5/8"	95.03	267.54	-229.58	-0.000113
7	Ø5/8"	142.54	267.54	-229.58	-0.000113
8	Ø3/8"	145.71	20.60	0.00	-0.000045
16	Ø3/8"	-145.71	20.60	0.00	-0.000045

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda.

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.6. Se debe satisfacer.

$$S \leq S_{max}$$

$$71.27 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} (\text{Cumple})$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C5, para la combinación de acciones PP+CM+0.5Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -142.54 mm, Y = -267.54 mm.

$$S_1 = 380 * \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$S_1 = 13434.68 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 * \left( \frac{250}{f_s} \right)$$

$$S_2 = 10704.03 \text{ mm}$$

$$f_s = 71.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 49.50 \text{ mm}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del concreto:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = 0.506 \text{ t.m}$$

Tabla 99: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	fs (kp/cm <sup>2</sup> )	E
8	Ø3/8"	145.71	20.60	0.00	-0.000011
9	Ø5/8"	142.54	-226.33	-64.39	-0.000032
10	Ø5/8"	142.54	-267.54	-71.42	-0.000035
11	Ø5/8"	71.27	-267.54	-71.42	-0.000035
12	Ø5/8"	0.00	-267.54	-71.42	-0.000035
13	Ø5/8"	-71.27	-267.54	-71.42	-0.000035
14	Ø5/8"	-142.54	-267.54	-71.42	-0.000035
15	Ø5/8"	-142.54	-226.33	-64.39	-0.000032
16	Ø3/8"	-145.71	20.60	0.00	-0.000011

Fuente: Elaboración propia de los autores

- ❖ Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda.

En la norma E.0.60 en el artículo 9.9.6. Se debe satisfacer.

$$S \leq S_{max}$$

$$246.93 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} (\text{Cumple})$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C5, para la combinación de acciones PP+CM+0.5Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -142.54 mm, Y = -267.54 mm.

$$S_1 = 380 * \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$S_1 = 4094.41 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 * \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$S_2 = 3330.14 \text{ mm}$$

$$f_s = 229.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 49.50 \text{ mm}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$$N_{ed} = 0 \text{ t}$$

$$N_{ed,x} = 0 \text{ t.m}$$

$$N_{ed,y} = -1.699 \text{ t.m}$$

Tabla 100: Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø5/8"	-142.54	267.54	-229.58	-0.000113
2	Ø5/8"	-95.02	267.54	-229.58	-0.000113
3	Ø5/8"	-47.51	267.54	-229.58	-0.000113
4	Ø5/8"	0.00	267.54	-229.58	-0.000113
5	Ø5/8"	47.51	267.54	-229.58	-0.000113
6	Ø5/8"	95.03	267.54	-229.58	-0.000113
7	Ø5/8"	142.54	267.54	-229.58	-0.000113
8	Ø3/8"	145.71	20.60	0.00	-0.000045
16	Ø3/8"	-145.71	20.60	0.00	-0.000045

Fuente: Elaboración propia de los autores

f. Comprobaciones de flecha

- ❖ Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Características"

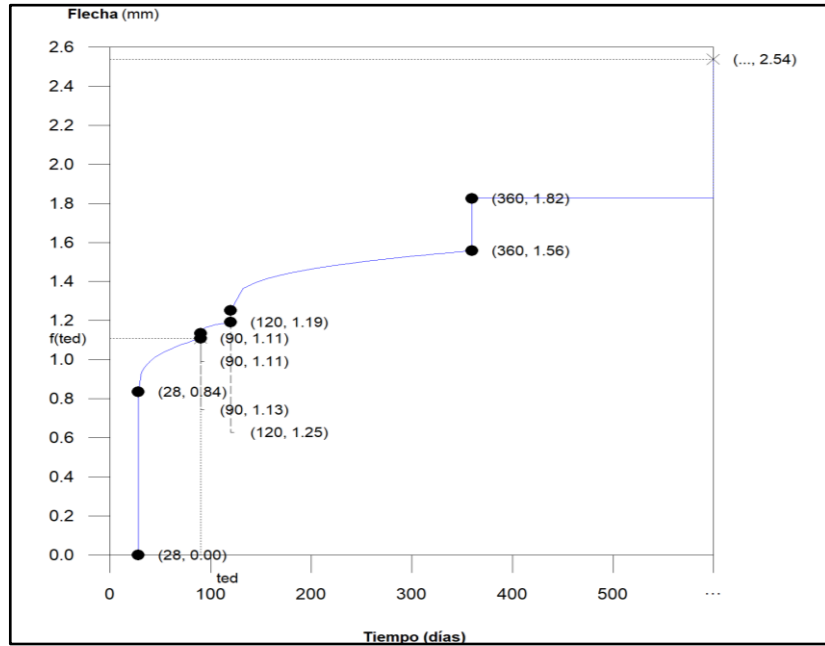
La flecha máxima se produce en la sección "2.53 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas

Pavimento+Sobrecarga de uso

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$1.43 \text{ mm} \leq 11.91 \text{ mm (Cumple)}$$

Figura 31: Flecha total a plazo infinito



Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 101: Flecha activa

Escalón de carga	$t_i$ (días)	$t_r$ (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dir}(t_0, t_r)$ (mm)	$f_{tot}(t_r)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_r)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.84	0.84	0.27	1.11	1.11
2-3	90	120	1.11	0.02	1.13	0.06	1.19	1.19
3-4	120	360	1.19	0.06	1.25	0.31	1.56	1.56
4-∞	360	∞	1.56	0.27	1.82	0.71	2.54	2.54

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 102: Flecha instantánea

Escalón de carga	$t_i$	$q(t_i)$	Combinación de acciones	$E_c$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$I_e$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (m)	$Df_i$ (m)	$f_{i,max}$ (m)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	220477.83	880325.84	0.8/4	0.8/4	0.8/4
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio + Cargas muertas - Tabiquería	232290.60	869760.52	0.8/6	0.0/2	0.8/6

Escalón de carga	$t_i$	$q(t_i)$	Combinación de acciones	$E_c$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$I_e$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (m/m)	$Df_i$ (m/m)	$f_{i,max}$ (m/m)
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas	233746	862461	0.9	0.0	0.9
			Tabiquería+Cargas muertas	.98	.73	2	6	2
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas	236743	846461	1.1	0.2	1.1
			Tabiquería+Cargas muertas	.86	.20	9	7	9

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 103: Inercia equivalente de la viga

Escalón	$t_i$	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{e,i}$ (cm <sup>4</sup> )
1	28 días	Peso propio	880325.84	880325.84
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	869760.52	869760.52
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	862461.73	862461.73
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga de uso	846461.20	846461.20

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 104: Momentos de la sección

Sección	$I_b$ (cm <sup>4</sup> )	$I_f$ (cm <sup>4</sup> )	$M_f$ (t·m)	$M_a$ (t·m)	$I_{ei}$ (cm <sup>4</sup> )
Extremo (1)	915416.67	288234.25	-9.91	-2.50	915416.67
Centro de vano	915416.67	275433.65	9.71	8.31	915416.67
Extremo (2)	915416.67	355796.56	-10.27	-18.24	455713.53

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 105: Flecha diferida



Intervalo de carga	$t_i$	$t_f$	Combinación de acciones	$D_{fi}$ (mm)	$\Delta D_{fi}$ (mm)	$x(t_i)$	$x(t_f)$	$l(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.84	0.84	0.67	1.00	0.33	0.27
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.02	0.86	1.00	1.07	0.07	0.06
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.06	0.92	1.07	1.40	0.33	0.31
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	0.27	1.19	1.40	2.00	0.60	0.71

Fuente: Elaboración propia de los autores

#### D. Diseño de columnas.

Las columnas son placas que transmiten las cargas de las vigas hacia la cimentación y ayudan a controlar los desplazamientos de la estructura.

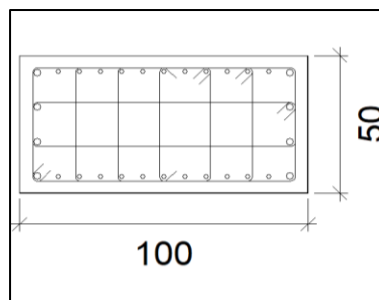
Las columnas llegan a fallar por:

- Pandeo
- Aplastamiento del concreto en la cara de compresión

##### a. Piso 1

##### ❖ Diagrama de interacción de columna

Figura 32: Columna



Fuente: Elaboración propia de los autores

- Dimensiones de la columna
  - b=100
  - h= 50
  - Ag= b\*h =5000 cm<sup>2</sup>
  - r= 4 cm
  - Altura Libre =2.15 m
  - Tamaño máximo de árido = 19 mm
- Materiales
  - Concreto = f'c=210 kg/cm<sup>2</sup>
  - Acero= Grado 60
  - Esquina= 4Ø1"
  - Cara X= 22Ø3/4"
  - Cara Y= 4Ø1"
  - Cuantia = 2.06%
- Longitud de pandero
  - Plano ZX= 2.15m
  - Plano ZY= 2.15m
- Armadura transversal
  - Estribos=3eØ3/8"+1eØ3/8"+Y1rØ3/8"
  - Separación: 8 cm

❖ Disposiciones relativas a las armaduras

- Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de  $s_{l,min}$  (Artículo 7.6.3)

$$S_l \geq S_{l,min}$$

$$51mm \geq 40mm \text{ (Cumple)}$$

Donde:

$S_{l,min}$  =Valor máximo de  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ .

$$S_1 = 1.5 * d_b$$

$$S_1 = 1.5 * 25.4$$

$$S_1 = 38 \text{ mm}$$

$$S_2 = 40 \text{ mm}$$

$$S_3 = 1.33 * d_{ag}$$

$$S_3 = 1.33 * 19$$

$$S_3 = 25 \text{ mm}$$

- Estribos

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de  $S_{e,min}$  (Artículo 7.6.3)

$$S_e \geq S_{e,min}$$

$$80 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm (Cumple)}$$

Donde:

$S_{e,min}$  = Valor máximo de  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$

$$S_1 = 1.5 * d_{be}$$

$$S_1 = 1.5 * 9.5$$

$$S_1 = 14 \text{ mm}$$

$$S_2 = 40 \text{ mm}$$

$$S_3 = 1.33 * d_{ag}$$

$$S_3 = 1.33 * 19$$

$$S_3 = 25 \text{ mm}$$

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder  $s_{t,max}$  (Artículo 7.10.5.2):

$$S_t \geq S_{t,min}$$

$$80 \text{ mm} \geq 305 \text{ mm (Cumple)}$$

Dónde:

$S_{t,min}$  = Valor máximo de  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$

$$S_1 = 16 * d_b$$

$$S_1 = 16 * 19$$

$$S_1 = 305 \text{ mm}$$

$$S_2 = 48 * d_{be}$$

$$S_2 = 48 * 9.5$$

$$S_2 = 457 \text{ mm}$$

$$S_3 = d_{min}$$

$$S_3 = 500 \text{ mm}$$

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro y para los paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1)

$$5/8" < d_b \leq 1" \rightarrow d_{be} \geq 3/8"$$

$$\emptyset 3/8 \geq 3/8 (\text{Cumple})$$

$$d_b = \emptyset 1"$$

$$d_{be} = \emptyset 3/8"$$

Armadura mínima y máxima

El área de refuerzo longitudinal total,  $A_{st}$ , para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total,  $A_g$ , de la sección transversal (Artículo 10.9.1)

$$A_{st} \geq 0.01 * A_g$$

$$103.24 \text{ cm}^2 \geq 0.01 * 5000 \text{ cm}^2$$

$$103.24 \text{ cm}^2 \geq 50 \text{ cm}^2 (\text{Cumple})$$

$$A_{st} \leq 0.06 * A_g$$

$$103.24 \leq 0.06 * 5000$$

$$103.24 \text{ cm}^2 \leq 300 \text{ cm}^2 (\text{Cumple})$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a cortante (Combinaciones no sísmicas)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\emptyset * V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\emptyset * V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{36.861}{58.771}\right)^2 + \left(\frac{20.546}{26.395}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta = 1 \leq 1 \text{ (Cumple)}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1

$$V_n = V_c$$

$$69.143 \text{ t} = 69.143 \text{ t}$$

Cuando Mm es negativo, Vc debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 69.143 \text{ t}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 744 \text{ mm}$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = -0.757 - 161.293 * \frac{(4 * 1000 - 744)}{8}$$

$$M_m = -64.884 \text{ t.m}$$

$$M_u = 59.598 \text{ t.m.}$$

$$N_u = 161.293 \text{ t.}$$

Cortante en la dirección Y

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$179.398 \text{ t} = 68.033 + 111.365$$

$$179.398 t = 179.398 t$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2)

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 31.053$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'c} * b_w * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 70.190 t$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_u = 161.293 t$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

$$M_m = -0.757 \text{ t.m}$$

$$d = 378 \text{ mm}$$

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$A_s = 61.75 \text{ cm}^2$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.016$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (Combinaciones no sísmicas)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left( \frac{V_{u,x}}{\phi * V_{n,x}} \right)^2 + \left( \frac{V_{u,y}}{\phi * V_{n,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$\eta = \sqrt{\left( \frac{101.224}{152.488} \right)^2 + \left( \frac{117.294}{117.294} \right)^2} \leq 1$$

$$\eta = 0.712 \leq 1 \text{ (Cumple)}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa+SX".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

Cortante en la dirección x

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$179.398 \text{ t} = 68.033 + 111.365$$

$$179.398 \text{ t} = 179.398 \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2)

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'c} * b_w * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 68.033 \text{ t}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_u = 150.555 \text{ t}$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

$$M_m = -42.974 \text{ t.m}$$

$$d = 744 \text{ mm}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$A_s = 61.75 \text{ cm}^2$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = -42.974 \text{ t.m}$$

$$M_u = 18.298 \text{ t.m.}$$

$$N_u = 150.555 \text{ t.}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$A_v = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 744 \text{ mm}$$

$$s = 80 \text{ mm}$$

Donde:

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 39.072 + 98.921$$

$$V_n = 39.072$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2)

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'c} + 17 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_m} \right) * b_w * d$$

$$V_c = 39.072 \text{ t}$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que

$$V_c = 0.29 * \sqrt{f'c} * b_w * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 69.063 \text{ t}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_u = 150.555 \text{ t}$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

$$M_m = 11.005 \text{ t.m}$$

$$d = 378 \text{ mm}$$



$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$A_s = 61.75 \text{ cm}^2$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_w = 0.016$$

$$M_m = M_u - N_u * \frac{(4 * h - d)}{8}$$

$$M_m = 11.005 \text{ t.m}$$

$$M_u = 41.534 \text{ t.m.}$$

$$N_u = 150.555 \text{ t.}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = 98.921 \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$A_v = 4.99 \text{ cm}^2$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 378 \text{ mm}$$

$$s = 80 \text{ mm}$$

- Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder  $S_{max}$  (Artículo 11.5.5)

$$S \leq S_{max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 190 \text{ mm (Cumple)}$$

$$S_1 = \frac{d}{2}$$

$$S_1 = \frac{378}{2}$$

$$S_1 = 190mm$$

$$S_2 = 600 mm$$

- Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$2.84 \text{ cm}^2 \geq 0.34 \text{ cm}^2 (\text{Cumple})$$

Dónde:

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 80 \text{ mm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$4.99 \text{ cm}^2 \geq 0.68 \text{ cm}^2 (\text{Cumple})$$

Dónde:

$$A_{v,min} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 80 \text{ mm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

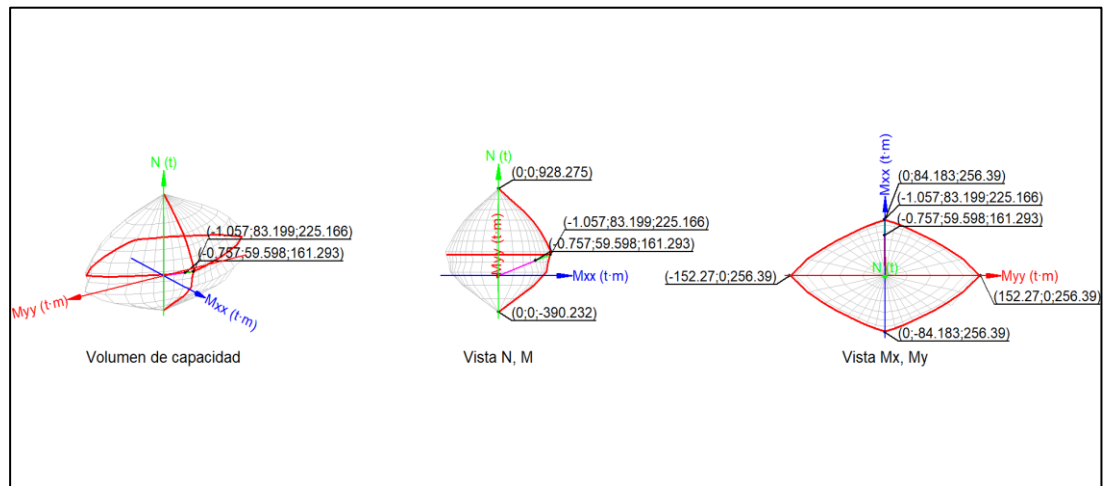
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta_1 = 0.716 \text{ (Cumple)}$$

Figura 33: Estado límite de agotamiento



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Comprobación de resistencia de la sección (h1)

$$P_u = 161.293 \text{ t}$$

$$M_{n,x} = 59.598 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = -0.757 \text{ t.m}$$

$$\phi * P_n = 225.166 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = 83.199 \text{ t.m}$$

$$\phi * M_{n,y} = -1.057 \text{ t.m}$$

- Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

$$14.9 \leq 22 \text{ (Cumple)}$$

$$k * l_u = 2.150\text{m}$$

$$r = 14.43 \text{ cm}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2).

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

$$7.4 \leq 22 \text{ (Cumple)}$$

$$k * l_u = 2.150\text{m}$$

$$r = 28.87 \text{ cm}$$

- Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe exceder de  $f \cdot P_{n,max}$  (Artículo 10.3.6).

$$\phi * P_{n,max} = 0.80 * \phi [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

$$\phi * P_{n,max} = 732.292 \text{ t}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{st} = 103.24 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

Tabla 106: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø1"	-437.77	187.78	+4200.00	+0.002208
2	Ø3/4"	-364.81	190.95	+4200.00	+0.002242
3	Ø3/4"	-291.85	190.95	+4200.00	+0.002237
4	Ø3/4"	-218.89	190.95	+4200.00	+0.002231
5	Ø3/4"	-145.92	190.95	+4200.00	+0.002225
6	Ø3/4"	-72.96	190.95	+4200.00	+0.002220

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
7	Ø3/4"	0.00	190.95	+4200.00	+0.002214
8	Ø3/4"	72.96	190.95	+4200.00	+0.002209
9	Ø3/4"	145.93	190.95	+4200.00	+0.002203
10	Ø3/4"	218.89	190.95	+4200.00	+0.002198
11	Ø3/4"	291.85	190.95	+4200.00	+0.002192
12	Ø3/4"	364.81	190.95	+4200.00	+0.002187
13	Ø1"	437.78	187.78	+4200.00	+0.002142
14	Ø1"	437.78	62.59	+1200.09	+0.000589
15	Ø1"	437.78	-62.59	-1966.97	-0.000965
16	Ø1"	437.78	-187.77	-4200.00	-0.002518
17	Ø3/4"	364.81	-190.95	-4200.00	-0.002552
18	Ø3/4"	291.85	-190.95	-4200.00	-0.002546
19	Ø3/4"	218.89	-190.95	-4200.00	-0.002541
20	Ø3/4"	145.93	-190.95	-4200.00	-0.002535
21	Ø3/4"	72.96	-190.95	-4200.00	-0.002530
22	Ø3/4"	0.00	-190.95	-4200.00	-0.002524
23	Ø3/4"	-72.96	-190.95	-4200.00	-0.002519
24	Ø3/4"	-145.92	-190.95	-4200.00	-0.002513
25	Ø3/4"	-218.89	-190.95	-4200.00	-0.002508
26	Ø3/4"	-291.85	-190.95	-4200.00	-0.002502
27	Ø3/4"	-364.81	-190.95	-4200.00	-0.002496
28	Ø1"	-437.77	-187.77	-4200.00	-0.002452
29	Ø1"	-437.77	-62.59	-1831.59	-0.000898
30	Ø1"	-437.77	62.59	+1335.47	+0.000655

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 107: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	328.066	-2.77	154.17
C <sub>s</sub>	187.081	-1.61	181.41
T	193.480	1.55	-177.48

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 328.066 + 187.081 - 193.480$$

$$P_n = 321.666 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,x} = 328.066 * 154.17 + 187.081 * 181.41 - 193.480$$

$$* (-177.48)$$

$$M_{n,x} = 118.856 \text{ tm}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 328.066 * (-2.77) + 187.081 * (187.081) - 193.480$$

$$* (193.480)$$

$$M_{n,y} = 0 - 1.510 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Tabla 108: Equilibrio de la sección para los esfuerzos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-437.77	187.78	+1602.65	+0.000786
2	Ø3/4"	-364.81	190.95	+1630.29	+0.000800
3	Ø3/4"	-291.85	190.95	+1627.93	+0.000798
4	Ø3/4"	-218.89	190.95	+1625.57	+0.000797
5	Ø3/4"	-145.92	190.95	+1623.21	+0.000796
6	Ø3/4"	-72.96	190.95	+1620.86	+0.000795
7	Ø3/4"	0.00	190.95	+1618.50	+0.000794
8	Ø3/4"	72.96	190.95	+1616.14	+0.000793
9	Ø3/4"	145.93	190.95	+1613.78	+0.000791
10	Ø3/4"	218.89	190.95	+1611.43	+0.000790
11	Ø3/4"	291.85	190.95	+1609.07	+0.000789
12	Ø3/4"	364.81	190.95	+1606.71	+0.000788
13	Ø1"	437.78	187.78	+1574.36	+0.000772
14	Ø1"	437.78	62.59	+391.81	+0.000192
15	Ø1"	437.78	-62.59	-790.74	-0.000388
16	Ø1"	437.78	-187.77	-1973.29	-0.000968
17	Ø3/4"	364.81	-190.95	-2000.93	-0.000981
18	Ø3/4"	291.85	-190.95	-1998.57	-0.000980
19	Ø3/4"	218.89	-190.95	-1996.21	-0.000979
20	Ø3/4"	145.93	-190.95	-1993.86	-0.000978
21	Ø3/4"	72.96	-190.95	-1991.50	-0.000977
22	Ø3/4"	0.00	-190.95	-1989.14	-0.000976
23	Ø3/4"	-72.96	-190.95	-1986.78	-0.000974

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
24	Ø3/4"	-145.92	-190.95	-1984.43	-0.000973
25	Ø3/4"	-218.89	-190.95	-1982.07	-0.000972
26	Ø3/4"	-291.85	-190.95	-1979.71	-0.000971
27	Ø3/4"	-364.81	-190.95	-1977.35	-0.000970
28	Ø1"	-437.77	-187.77	-1945.00	-0.000954
29	Ø1"	-437.77	-62.59	-762.45	-0.000374
30	Ø1"	-437.77	62.59	+420.10	+0.000206

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 109: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	180.425	-2.21	169.05
C <sub>s</sub>	70.952	-2.53	182.79
T	90.084	1.99	-179.04

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 180.425 + 70.952 - 90.084$$

$$P_u = 161.293 \text{ t}$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,x} = 180.425 * 169.05 + 70.952 * 182.79 - 90.084 * (-179.04)$$

$$M_{u,x} = 59.598 \text{ tm}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 180.425 * (-2.21) + 70.952 * (-2.53) - 90.084 * (1.99)$$

$$M_{u,y} = -0.757 \text{ t.m}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa+SY".

Se debe satisfacer:

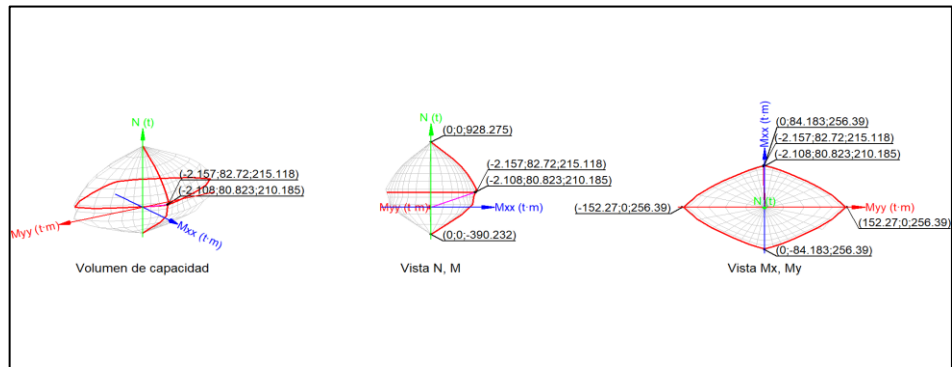
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta_1 = 0.977 \text{ (Cumple)}$$

$$P_u \leq \phi * P_{n,max}$$

$$210.185t \leq 732.292 \text{ (Cumple)}$$

Figura 34: Estado límite de agotamiento combinación no sísmica



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Comprobación de resistencia de la sección (h1)

$$P_u = 210.185 \text{ t}$$

$$M_{n,x} = 80.823 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = -2.108 \text{ t.m}$$

$$\phi * P_n = 215.118 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = 82.720 \text{ t.m}$$

$$\phi * M_{n,y} = -2.157 \text{ t.m}$$

- Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):



$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

$$14.9 \leq 22 \text{ (Cumple)}$$

$$k * l_u = 2.150\text{m}$$

$$r = 14.43 \text{ cm}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2).

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

$$7.4 \leq 22 \text{ (Cumple)}$$

$$k * l_u = 2.150\text{m}$$

$$r = 28.87 \text{ cm}$$

- Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe exceder de  $f \cdot P_{n,max}$  (Artículo 10.3.6).

$$\phi * P_{n,max} = 0.80 * \phi [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

$$\phi * P_{n,max} = 732.292 \text{ t}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{st} = 103.24 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

Tabla 110: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø1"	-437.77	187.78	+4200.00	+0.002191
2	Ø3/4"	-364.81	190.95	+4200.00	+0.002220
3	Ø3/4"	-291.85	190.95	+4200.00	+0.002209
4	Ø3/4"	-218.89	190.95	+4200.00	+0.002197
5	Ø3/4"	-145.92	190.95	+4200.00	+0.002186
6	Ø3/4"	-72.96	190.95	+4200.00	+0.002175

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
7	Ø3/4"	0.00	190.95	+4200.00	+0.002163
8	Ø3/4"	72.96	190.95	+4200.00	+0.002152
9	Ø3/4"	145.93	190.95	+4200.00	+0.002141
10	Ø3/4"	218.89	190.95	+4200.00	+0.002129
11	Ø3/4"	291.85	190.95	+4200.00	+0.002118
12	Ø3/4"	364.81	190.95	+4200.00	+0.002107
13	Ø1"	437.78	187.78	+4190.80	+0.002055
14	Ø1"	437.78	62.59	+974.28	+0.000478
15	Ø1"	437.78	-62.59	-2242.24	-0.001100
16	Ø1"	437.78	-187.77	-4200.00	-0.002677
17	Ø3/4"	364.81	-190.95	-4200.00	-0.002706
18	Ø3/4"	291.85	-190.95	-4200.00	-0.002695
19	Ø3/4"	218.89	-190.95	-4200.00	-0.002683
20	Ø3/4"	145.93	-190.95	-4200.00	-0.002672
21	Ø3/4"	72.96	-190.95	-4200.00	-0.002661
22	Ø3/4"	0.00	-190.95	-4200.00	-0.002649
23	Ø3/4"	-72.96	-190.95	-4200.00	-0.002638
24	Ø3/4"	-145.92	-190.95	-4200.00	-0.002627
25	Ø3/4"	-218.89	-190.95	-4200.00	-0.002615
26	Ø3/4"	-291.85	-190.95	-4200.00	-0.002604
27	Ø3/4"	-364.81	-190.95	-4200.00	-0.002593
28	Ø1"	-437.77	-187.77	-4200.00	-0.002541
29	Ø1"	-437.77	-62.59	-1965.16	-0.000964
30	Ø1"	-437.77	62.59	+1251.36	+0.000614

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 111: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	317.400	-5.77	157.12
C <sub>s</sub>	185.464	-3.42	182.42
T	195.552	3.14	-176.27

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 317.400 + 185.464 + 195.552$$

$$P_n = 307.312 t$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,x} = 317.400 * 157.12 + 185.464 * 182.42 - 195.552 * (-176.27)$$

$$M_{u,x} = 118.171 \text{ tm}$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 317.400 * (-5.77) + 185.464 * (-3.42) - 195.552 * (3.14)$$

$$M_{u,y} = -3.082 \text{ t.m}$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Tabla 112: Equilibrio de la sección para los esfuerzos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-437.77	187.78	+2330.09	+0.001143
2	Ø3/4"	-364.81	190.95	+2365.84	+0.001160
3	Ø3/4"	-291.85	190.95	+2358.69	+0.001157
4	Ø3/4"	-218.89	190.95	+2351.55	+0.001153
5	Ø3/4"	-145.92	190.95	+2344.40	+0.001150
6	Ø3/4"	-72.96	190.95	+2337.25	+0.001146
7	Ø3/4"	0.00	190.95	+2330.11	+0.001143
8	Ø3/4"	72.96	190.95	+2322.96	+0.001139
9	Ø3/4"	145.93	190.95	+2315.81	+0.001136
10	Ø3/4"	218.89	190.95	+2308.67	+0.001132
11	Ø3/4"	291.85	190.95	+2301.52	+0.001129
12	Ø3/4"	364.81	190.95	+2294.37	+0.001125
13	Ø1"	437.78	187.78	+2244.33	+0.001101
14	Ø1"	437.78	62.59	+553.15	+0.000271
15	Ø1"	437.78	-62.59	-1138.03	-0.000558
16	Ø1"	437.78	-187.77	-2829.21	-0.001388
17	Ø3/4"	364.81	-190.95	-2864.95	-0.001405
18	Ø3/4"	291.85	-190.95	-2857.81	-0.001402
19	Ø3/4"	218.89	-190.95	-2850.66	-0.001398
20	Ø3/4"	145.93	-190.95	-2843.51	-0.001395
21	Ø3/4"	72.96	-190.95	-2836.37	-0.001391
22	Ø3/4"	0.00	-190.95	-2829.22	-0.001388
23	Ø3/4"	-72.96	-190.95	-2822.07	-0.001384
24	Ø3/4"	-145.92	-190.95	-2814.93	-0.001381

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
25	Ø3/4"	-218.89	-190.95	-2807.78	-0.001377
26	Ø3/4"	-291.85	-190.95	-2800.63	-0.001374
27	Ø3/4"	-364.81	-190.95	-2793.49	-0.001370
28	Ø1"	-437.77	-187.77	-2743.45	-0.001345
29	Ø1"	-437.77	-62.59	-1052.27	-0.000516
30	Ø1"	-437.77	62.59	+638.91	+0.000313

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 113: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	235.948	-4.32	166.18
C <sub>s</sub>	102.268	-5.32	182.65
T	128.031	4.25	-179.12

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 235.948 + 102.268 - 128.031$$

$$P_u = 210.185 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 235.948 * 166.18 + 102.268 * 182.65 - 128.031 * (-176.12)$$

$$M_{u,x} = 80.823 \text{ tm}$$

$$M_{u,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 235.948 * (-4.32) + 102.268 * (-5.32) - 128.031 * (4.25)$$

$$M_{u,y} = -2.108 \text{ t.m}$$

#### ❖ Criterios de diseño por sismo

##### • Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250.00 mm (Artículo 21.6.1.2):

$$b \geq 250 \text{ mm}$$

$$500 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm (Cumple)}$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25 (Artículo 21.6.1.3)

$$\frac{b}{h} \geq 0.4$$

$$\frac{500}{1000} \geq 0.4$$

$$0.5 \geq 0.4 \text{ Cumple}$$

- Armadura Longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal (Artículo 21.6.3.1):

$$A_{st} \geq 0.01 * A_g$$

$$103.24 \text{ cm}^2 \geq 0.01 * 5000 \text{ cm}^2$$

$$103.24 \text{ cm}^2 \geq 50 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

$$A_{st} \geq 0.06 * A_g$$

$$103.24 \text{ cm}^2 \geq 0.06 * 5000$$

$$103.24 \text{ cm}^2 \geq 300 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

- Armadura transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares,  $A_{sh}$ , no debe ser menor que  $A_{sh,min}$  (Artículo 21.6.1.4):

En el eje X:

$$A_{sh} \geq A_{sh,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.66 \text{ cm}^2$$

Donde:

$A_{sh,min}$  = Valor máximo de  $A_{sh1}$ ,  $A_{sh2}$

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh1} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh2} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$s = 80\text{mm}$$

$$b_c = 410 \text{ mm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = 3737.27 \text{ cm}^2$$

En el eje Y:

$$A_{sh} \geq A_{sh,min}$$

$$4.99 \text{ cm}^2 \geq 3.69 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh1} = 3.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh2} = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$s = 80 \text{ cm}$$

$$b_c = 910 \text{ mm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = 3737.27 \text{ cm}^2$$

$$S_o \geq S_{o,max}$$

$$80\text{mm} \geq 100\text{mm (Cumple)}$$

$$S_{o1} = \frac{b_{min}}{3}$$

$$S_{o1} = \frac{500 \text{ mm}}{3}$$

$$S_{o1} = 167 \text{ mm}$$

$$S_{o2} = 6 * d_b$$

$$S_{o2} = 6 * 19 \text{ mm}$$

$$S_{o2} = 114 \text{ mm}$$

$$S_{o3} = 100$$

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias,  $h_x$ , no deben exceder 350 mm medidos centro a centro (Artículo 21.6.4.3):

En el eje X:

$$h_x = 350 \text{ mm}$$

$$163 \text{ mm} = 350 \text{ mm (Cumple)}$$

En el eje Y:

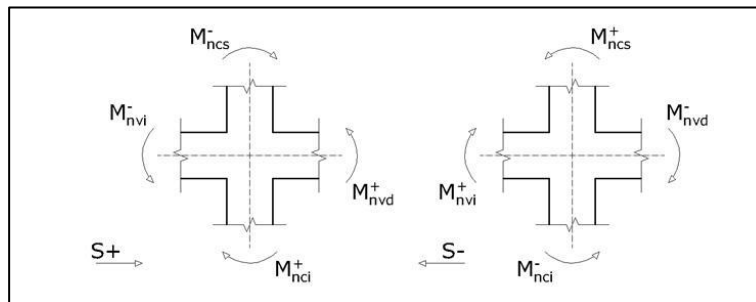
$$h_x = 350 \text{ mm}$$

$$143 \text{ mm} = 350 \text{ mm (Cumple)}$$

❖ Resistencia mínima a flexión de columnas.

Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la ecuación:

Figura 35: Flexión de las columnas



Fuente: Elaboración propia de los autores.

$$\sum M_{nc} = 1,2 * \sum M_{nw}$$

$$152.62 \text{ t.m} = 54.61 \text{ t.m (Cumple)}$$

La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales estimadas, que transporte a la resistencia a la flexión más bajo.

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo:

Nd = 33.56.

Tabla 114: Dirección y sentido de la acción sísmica

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
M <sub>nc</sub> (t·m)	-	-	152.62	152.62
M <sub>nv</sub> (t·m)	-	-	45.51	14.57
(*): pésimo	✓	✓	✓ *	✓

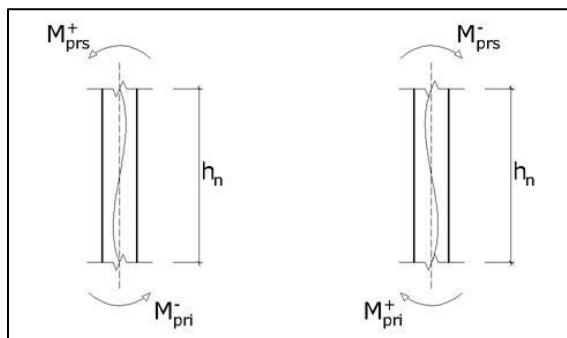
Fuente: Elaboración propia de los autores

❖ Requisitos de resistencia al cortante en columnas.

La fuerza de cortante de diseño,  $V_u$ , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión,  $M_{pr}$ , en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas,  $P_u$ , que actúan en él.

No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en  $M_{pr}$  de los elementos transversales que llegan al nudo.

Figura 36: Resistencia al cortante de columna



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Se debe satisfacer:

$$\phi * V_n \geq V_u$$



$$\phi = 0.85$$

$$V_{u1} = \frac{M_{pri}^- + M_{prs}^+}{h_n}$$

$$V_{u2} = \frac{M_{pri}^+ + M_{prs}^-}{h_n}$$

$$M_{pr} = 1.25 * M_n$$

Tabla 115: Cortantes en el eje

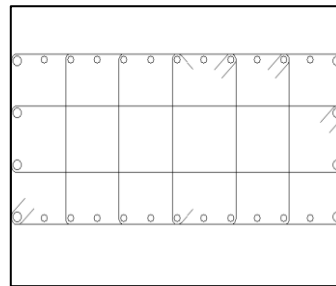
	$h_n$ (m)	$M_{pri}^+$ (t·m)	$M_{pri}^-$ (t·m)	$M_{prs}^+$ (t·m)	$M_{prs}^-$ (t·m)	$V_{u1}$ (t)	$V_{u2}$ (t)	$V_u$ (t)	$f \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.15	145.78	145.78	151.64	151.64	138.33	138.33	138.33	138.49	✓ *
Cortante en el eje Y	2.15	82.02	82.02	22.76	7.28	48.73	41.53	48.73	110.39	✓

Fuente: Elaboración propia de los autores

### b. Cimientos

#### ❖ Diagrama de interacción de columna

Figura 37: cimientos



Fuente: Elaboración propia de los autores.

- Dimensiones de la columna
  - $b=100$
  - $h= 50$
  - $A_g= b \cdot h =5000 \text{ cm}^2$
  - $r= 4 \text{ cm}$
  - Altura Libre =0 m
  - Tamaño máximo de árido = 19 mm
- Materiales
  - Concreto =  $f'c=210$
  - Acero= Grado 60
  - Armado longitudinal
  - Esquina=  $4\phi 1"$

Cara X= 22Ø3/4"

Cara Y= 4Ø1"

Cuantia = 2.06%

- Longitud de pandero

Plano ZX= 2.15m

Plano ZY= 2.15m

- Armadura transversal

Estribos=3eØ3/8"+1eØ3/8"+Y1rØ3/8"

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Se debe satisfacer:

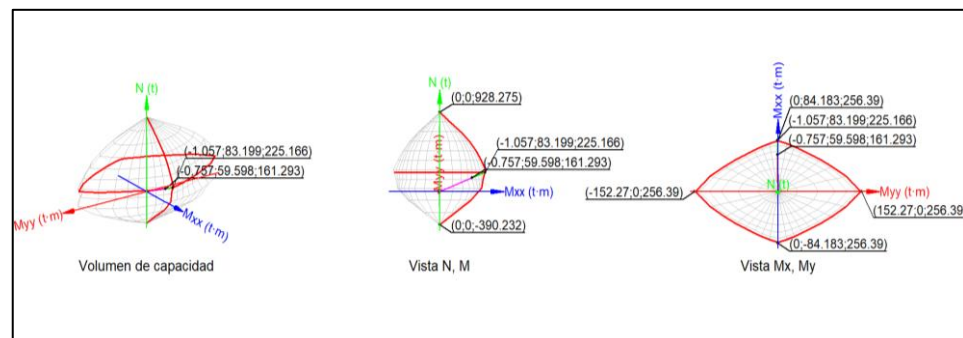
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta_1 = 0.716 \text{ (Cumple)}$$

$$P_u \leq \phi * P_{n,max}$$

$$161.293 \text{ t} \leq 732.292 \text{ t}$$

Figura 38: 3D interacción Suface



Fuente: Elaboración propia de los autores.

- Comprobación de resistencia de la sección (h1)

$$P_u = 161.293 \text{ t}$$

$$M_{n,x} = 59.598 \text{ t.m}$$

$$M_{n,y} = -0.757 \text{ t.m}$$

$$\phi * P_n = 225.166 \text{ t}$$

$$\phi * M_{n,x} = 83.199 \text{ t.m}$$

$$\phi * M_{n,y} = -1.057 \text{ t.m}$$

- Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

$$14.9 \leq 22 \text{ (Cumple)}$$

$$k * l_u = 2.150 \text{ m}$$

$$r = 14.43 \text{ cm}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2).

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

$$7.4 \leq 22 \text{ (Cumple)}$$

$$k * l_u = 2.150 \text{ m}$$

$$r = 28.87 \text{ cm}$$

- Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe exceder de  $f \cdot P_{n,max}$  (Artículo 10.3.6).

$$\phi * P_{n,max} = 0.80 * \phi [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

$$\phi * P_{n,max} = 732.292 \text{ t}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{st} = 103.24 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

Tabla 116: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-437.77	187.78	+4200.00	+0.002208
2	Ø3/4"	-364.81	190.95	+4200.00	+0.002242
3	Ø3/4"	-291.85	190.95	+4200.00	+0.002237
4	Ø3/4"	-218.89	190.95	+4200.00	+0.002231
5	Ø3/4"	-145.92	190.95	+4200.00	+0.002225
6	Ø3/4"	-72.96	190.95	+4200.00	+0.002220
7	Ø3/4"	0.00	190.95	+4200.00	+0.002214
8	Ø3/4"	72.96	190.95	+4200.00	+0.002209
9	Ø3/4"	145.93	190.95	+4200.00	+0.002203
10	Ø3/4"	218.89	190.95	+4200.00	+0.002198
11	Ø3/4"	291.85	190.95	+4200.00	+0.002192
12	Ø3/4"	364.81	190.95	+4200.00	+0.002187
13	Ø1"	437.78	187.78	+4200.00	+0.002142
14	Ø1"	437.78	62.59	+1200.09	+0.000589
15	Ø1"	437.78	-62.59	-1966.97	-0.000965
16	Ø1"	437.78	-187.77	-4200.00	-0.002518
17	Ø3/4"	364.81	-190.95	-4200.00	-0.002552
18	Ø3/4"	291.85	-190.95	-4200.00	-0.002546
19	Ø3/4"	218.89	-190.95	-4200.00	-0.002541
20	Ø3/4"	145.93	-190.95	-4200.00	-0.002535
21	Ø3/4"	72.96	-190.95	-4200.00	-0.002530
22	Ø3/4"	0.00	-190.95	-4200.00	-0.002524
23	Ø3/4"	-72.96	-190.95	-4200.00	-0.002519
24	Ø3/4"	-145.92	-190.95	-4200.00	-0.002513
25	Ø3/4"	-218.89	-190.95	-4200.00	-0.002508
26	Ø3/4"	-291.85	-190.95	-4200.00	-0.002502
27	Ø3/4"	-364.81	-190.95	-4200.00	-0.002496
28	Ø1"	-437.77	-187.77	-4200.00	-0.002452
29	Ø1"	-437.77	-62.59	-1831.59	-0.000898
30	Ø1"	-437.77	62.59	+1335.47	+0.000655

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 117: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	328.066	-2.77	154.17
Cs	187.081	-1.61	181.41
T	193.480	1.55	-177.48

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 328.066 + 187.081 + 193.480$$

$$P_n = 321.666 t$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,X} = 328.066 * 154.17 + 187.081 * 181.41 - 193.480 * (-177.48)$$

$$M_{n,X} = 118.856 tm$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 328.066 * (-2.77) + 187.081 * (187.081) - 193.480 * (193.480)$$

$$M_{n,y} = -1.510 t.m$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Tabla 118: Equilibrio de la sección para los esfuerzos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
1	Ø1"	-437.77	187.78	+1602.65	+0.000786
2	Ø3/4"	-364.81	190.95	+1630.29	+0.000800
3	Ø3/4"	-291.85	190.95	+1627.93	+0.000798
4	Ø3/4"	-218.89	190.95	+1625.57	+0.000797
5	Ø3/4"	-145.92	190.95	+1623.21	+0.000796
6	Ø3/4"	-72.96	190.95	+1620.86	+0.000795
7	Ø3/4"	0.00	190.95	+1618.50	+0.000794
8	Ø3/4"	72.96	190.95	+1616.14	+0.000793
9	Ø3/4"	145.93	190.95	+1613.78	+0.000791
10	Ø3/4"	218.89	190.95	+1611.43	+0.000790
11	Ø3/4"	291.85	190.95	+1609.07	+0.000789
12	Ø3/4"	364.81	190.95	+1606.71	+0.000788
13	Ø1"	437.78	187.78	+1574.36	+0.000772
14	Ø1"	437.78	62.59	+391.81	+0.000192
15	Ø1"	437.78	-62.59	-790.74	-0.000388
16	Ø1"	437.78	-187.77	-1973.29	-0.000968
17	Ø3/4"	364.81	-190.95	-2000.93	-0.000981

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
18	Ø3/4"	291.85	-190.95	-1998.57	-0.000980
19	Ø3/4"	218.89	-190.95	-1996.21	-0.000979
20	Ø3/4"	145.93	-190.95	-1993.86	-0.000978
21	Ø3/4"	72.96	-190.95	-1991.50	-0.000977
22	Ø3/4"	0.00	-190.95	-1989.14	-0.000976
23	Ø3/4"	-72.96	-190.95	-1986.78	-0.000974
24	Ø3/4"	-145.92	-190.95	-1984.43	-0.000973
25	Ø3/4"	-218.89	-190.95	-1982.07	-0.000972
26	Ø3/4"	-291.85	-190.95	-1979.71	-0.000971
27	Ø3/4"	-364.81	-190.95	-1977.35	-0.000970
28	Ø1"	-437.77	-187.77	-1945.00	-0.000954
29	Ø1"	-437.77	-62.59	-762.45	-0.000374
30	Ø1"	-437.77	62.59	+420.10	+0.000206

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 119: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	180.425	-2.21	169.05
C <sub>s</sub>	70.952	-2.53	182.79
T	90.084	1.99	-179.04

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u = 180.425 + 70.952 + 90.084$$

$$P_u = 161.293 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{u,x} = 180.425 * 169.05 + 70.952 * 182.79 - 90.084$$

$$* (-176.04)$$

$$M_{u,x} = 59.598 \text{ tm}$$

$$M_{u,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = 180.425 * (-2.21) + 70.952 * (-2.53) - 90.084$$

$$* (1.99)$$

$$M_{u,y} = -0.757 \text{ t.m}$$

- ❖ Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa+SY".

Se debe satisfacer:

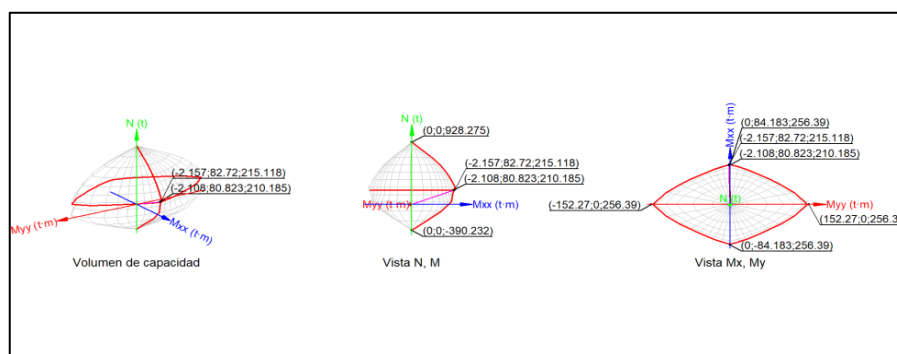
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi * P_n)^2 + (\phi * M_{n,x})^2 + (\phi * M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta_1 = 0.977 \text{ (Cumple)}$$

$$P_u \leq \phi * P_{n,max}$$

$$210.185 \text{ t} \leq 732.292 \text{ t}$$

Figura 39: 3D interacción Surface



Fuente: Elaboración propia de los autores.

- Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

$$14.9 \leq 22 \text{ (Cumple)}$$

$$k * l_u = 2.150 \text{ m}$$

$$r = 14.43 \text{ cm}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2).

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22$$

$$7.4 \leq 22 \text{ (Cumple)}$$

$$k * l_u = 2.150\text{m}$$

$$r = 28.87 \text{ cm}$$

- Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe exceder de  $\phi \cdot P_{n,max}$  (Artículo 10.3.6).

$$\phi * P_{n,max} = 0.80 * \phi [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

$$\phi * P_{n,max} = 732.292 \text{ t}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{st} = 103.24 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 5000 \text{ cm}^2$$

- Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

Tabla 120: Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø1"	-437.77	187.78	+4200.00	+0.002191
2	Ø3/4"	-364.81	190.95	+4200.00	+0.002220
3	Ø3/4"	-291.85	190.95	+4200.00	+0.002209
4	Ø3/4"	-218.89	190.95	+4200.00	+0.002197
5	Ø3/4"	-145.92	190.95	+4200.00	+0.002186
6	Ø3/4"	-72.96	190.95	+4200.00	+0.002175
7	Ø3/4"	0.00	190.95	+4200.00	+0.002163
8	Ø3/4"	72.96	190.95	+4200.00	+0.002152
9	Ø3/4"	145.93	190.95	+4200.00	+0.002141
10	Ø3/4"	218.89	190.95	+4200.00	+0.002129
11	Ø3/4"	291.85	190.95	+4200.00	+0.002118
12	Ø3/4"	364.81	190.95	+4200.00	+0.002107
13	Ø1"	437.78	187.78	+4190.80	+0.002055
14	Ø1"	437.78	62.59	+974.28	+0.000478
15	Ø1"	437.78	-62.59	-2242.24	-0.001100



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f <sub>s</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	ε
16	Ø1"	437.78	-187.77	-4200.00	-0.002677
17	Ø3/4"	364.81	-190.95	-4200.00	-0.002706
18	Ø3/4"	291.85	-190.95	-4200.00	-0.002695
19	Ø3/4"	218.89	-190.95	-4200.00	-0.002683
20	Ø3/4"	145.93	-190.95	-4200.00	-0.002672
21	Ø3/4"	72.96	-190.95	-4200.00	-0.002661
22	Ø3/4"	0.00	-190.95	-4200.00	-0.002649
23	Ø3/4"	-72.96	-190.95	-4200.00	-0.002638
24	Ø3/4"	-145.92	-190.95	-4200.00	-0.002627
25	Ø3/4"	-218.89	-190.95	-4200.00	-0.002615
26	Ø3/4"	-291.85	-190.95	-4200.00	-0.002604
27	Ø3/4"	-364.81	-190.95	-4200.00	-0.002593
28	Ø1"	-437.77	-187.77	-4200.00	-0.002541
29	Ø1"	-437.77	-62.59	-1965.16	-0.000964
30	Ø1"	-437.77	62.59	+1251.36	+0.000614

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 121: Excentricidad de la resultante

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	317.400	-5.77	157.12
C <sub>s</sub>	185.464	-3.42	182.42
T	195.552	3.14	-176.27

Fuente: Elaboración propia de los autores

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n = 317.400 + 185.464 + 195.552$$

$$P_n = 307.312 t$$

$$M_{U,X} = C_c * e_{ccy} + C_s * e_{csy} - T * e_{t,y}$$

$$M_{n,X} = 317.400 * 157.12 + 185.464 * 182.42 - 195.552 * (-176.27)$$

$$M_{n,X} = 118.171 tm$$

$$M_{n,y} = C_c * e_{ccx} + C_s * e_{csx} - T * e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = 317.400 * (-5.77) + 185.464 * (-3.42) - 195.552 * (3.14)$$

$$M_{n,y} = -3.082 \text{ t.m}$$

#### 4.6. Control y verificación de los esfuerzos actuantes en la cimentación.

Para verificar las presiones y esfuerzos actuantes en el terreno, según la normativa solo se debe de considerar las cargas de servicio:

- Peso propio de la columna
- Sobrecarga
- Peso del suelo
- Peso propio de la zapata o losa de cimentación.

Si consideramos el sismo estático, en la cimentación, se tiene que multiplicar por el 30% de la  $q_{adm}$  del terreno.  $1.3 * q_{adm}$

No se debe considerar el aumento del 30%. Para la combinación 1 (presión – 1)

- COMBO – 1. (Presion-1): CM+CV.

Ya que el COMBO – 1. Sirve para la verificación de la capacidad portante del suelo.

Para los siguientes combos si se debe considerar un aumento del 30% en la presión admisible del suelo:

- COMBO 2 (Presion-2): CM + CV + 0.8 SX-X
- COMBO 3 (Presion-3): CM + CV - 0.8 SX-X
- COMBO 4 (Presion-4): CM + CV + 0.8 SY-Y
- COMBO 5 (Presion-5): CM + CV - 0.8 SY-Y

Las anteriores combinaciones se utilizan para comprobar los esfuerzos actuantes de la estructura respecto del terreno siempre y cuando se considere el sismo.

El objetivo del presente estudio, es proponer un óptimo diseño, para un edificio de 17 pisos incluido semisótano y un sótano, en un terreno de características no aptas para cimentaciones profundas. Según el estudio de suelos referenciado en la zona, y por la alta sismicidad que presenta el distrito de Moche - La Libertad.

En el presente estudio se consideró diseñar la cimentación, en el programa Cypecad, ya que es el único programa que trabaja con la normativa peruana, y presenta un único interfaz en el cual se diseña la super

estructura y la cimentación, considerando así los movimientos que genera el efecto sísmico sobre la cimentación.

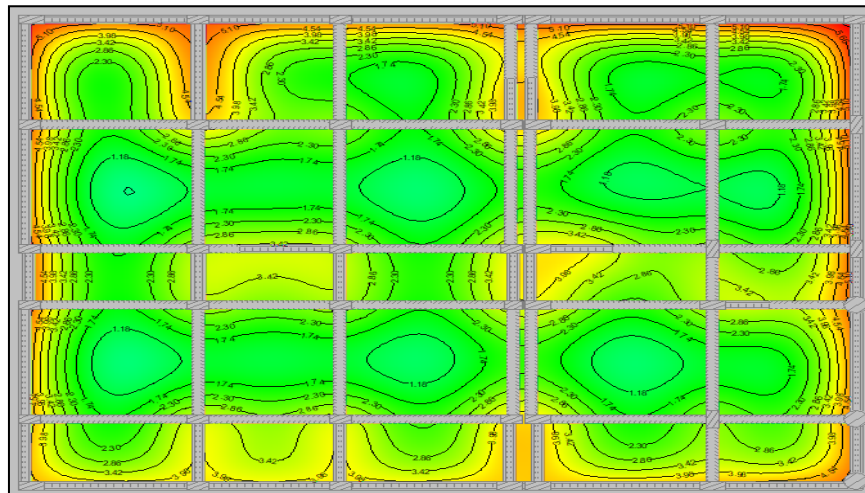
Realizamos así un diseño considerando la interacción suelo estructura, mediante este programa no es necesario exportar los datos de las fuerzas, esfuerzos y momentos generados por la super estructura a otro programa, mediante su interfaz se considera los efectos actuantes y se diseña la cimentación con más exactitud que otros programas.

Para lo cual considera el diseño con el método de elementos finitos, utilizando el programa Cypecad:

- Para la comprobación de los esfuerzos actuantes en la cimentación utilizamos el COMBO – 1 (presión-1): CM+CV verificación por peso de servicio.

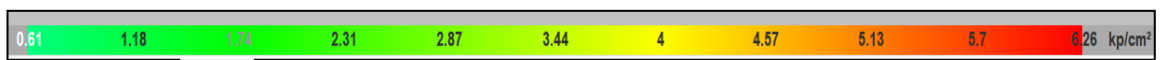
Las plateas de cimentación como mínimo su espesor tendrán que ser 30 cm por lo que nosotros tomamos una platea de cimentación de 1.20m con una base de 0.50 m, para rigidizar infinitamente la losa.

Figura 40: Verificación por de servicio



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Figura 41: Intervalo de los valores



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Como se puede apreciar en la imagen, de las comprobaciones del COMBO -1 las tensiones máximas sobre el terreno superan a la capacidad admisible

del suelo, esto se debe a que tenemos fuerzas actuantes muy grandes dividido a la superestructura, y las condiciones del suelo son malas para esta capacidad de cimentación. Según lo referido por el estudio de suelos referenciado.

Respecto de la capacidad admisible de terreno que es de  $1.25 \text{ kg/cm}^2$  y tenemos como máximo un esfuerzo actuante de  $6.26 \text{ kg/cm}^2$ , se recomienda el uso de pilotes o micropilotes para el mejoramiento del suelo de fundación.

Debido a que los esfuerzos actuantes en la cimentación superan por el doble a la capacidad admisible del terreno y a su vez este presenta una napa freática muy alta, con el uso de los pilotes conseguiríamos una capacidad admisible de  $6.00 \text{ kg/cm}^2$  que sería lo más recomendable para el presente proyecto.

Se recomienda ejecutar un estudio de suelos SPT, para obtener datos más exactos del tipo de suelo, así mismo se recomienda realizar perforaciones profundas para identificar el estrato más óptimo para la profundidad del uso de pilotes o micro pilotes

## V. DISCUSIÓN

De la información del estudio de mecánica de suelo (EMS), obtuvimos que el terreno es de tipo  $S_2$  con capacidad portante de  $1.25 \text{ kg/cm}^2$ , de acuerdo a SUCS el terreno se clasificó como arena mal graduada (SP). Estos resultados se asemejan a los encontrados por Guevara (2013), en donde el autor obtuvo que el terreno es tipo  $S_3$  y presenta  $1.429 \text{ kg/cm}^2$  de capacidad portante; de igual manera, Guerra (2019), mediante la mecánica de suelos identificó que el terreno de estudio es de materia arcilloso arenoso de semicompactas, con una capacidad portante de  $0.962 \text{ kg/cm}^2$ . La norma E.050. establece que el informe del EMS debe describir el perfil del suelo indicando el nombre y símbolo según SUCS, así como también la capacidad de cargas determinado por los estudios realizados.

La arquitectura del estacionamiento vehicular tiene una capacidad para 32 vehículos con pendiente de 15% y radio de 5 m en las rampas de acceso para sótanos y semisótano, este diseño se basó en los parámetros y condiciones que establece la Norma A.010. Del mismo modo, Aza (2014). En su diseño elaboró estacionamientos bajo los parámetros establecidos en el RNE, en el cual el autor establece 1.5 m de desnivel entre piso. La norma A.0.10 refiere que las rampas de acceso a sótanos y semisótanos deberán tener pendiente no mayores al 15% y radios de giro de 5 m.

En el presente proyecto se predimensionó los elementos estructurales bajo los estándares de calidad que establece la norma E0.60 y E0.30 según la zonificación del lugar de estudio ( $Z_4$ ), al mismo tiempo se identificó las cargas que actúan en la super estructura de acuerdo a lo establecido en la norma E0.20 por cada área y uso de la educación; de la misma manera Rivas (2015) determinó los elementos estructurales para la cimentación que se requiere muros de corte, de tal manera Azar(2014) para poder diseñar la cimentación se determinó las cargas que influyen en la superestructura obteniendo las cargas muertas, cargas vivas y los pesos propios de la estructura. A si mismo

se debe determinar las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que tiene el edificio (San Bartolomé,1998, p.3)

El modelamiento sísmico estático y dinámico se efectuó mediante el software Cypecad en donde determinamos que la deriva del módulo 1 en el eje "X" es de 0.00658 y en el eje "Y" de 0.00676 y del módulo 2 en el eje "X" es de 0.00636 y en el eje "Y" 0.0067, teniendo así una estructura rígida puesto que las derivas se encuentran dentro del rango permitido que establece la norma E.030. Así mismo Morocho (2016), realizó el modelamiento pseudotridimensional en el software SAP2000 obteniendo una deriva de 0.0013 en la dirección X presentando gran rigidez y 0.0016 en la dirección Y con menos rigidez, el cual cumple con la norma. Del mismo modo, Rivas (2015) realizó el modelamiento de la estructura utilizando el programa ETABS obteniendo deriva de 0.0059 en dirección X y 0.00497 en dirección Y cumpliendo con la norma. Las derivas de la estructura se encuentran dentro de los parámetros máximos del 0.007 establecidos por la Norma E.030.

En el presente proyecto cumple con todo los requisitos para el diseño según la norma E0.60 de concreto armado se determinó una platea de cimentación de un espesor de 60 cm y una vigas de cimentación de 50x120 cm a una profundidad de 5.30 m bajo el nivel del terreno natural debido a que existen reacciones de gran profundidad en la cimentación en comparación con Ochoa (2017) tiene una profundidad de cimientos de 1.35 con vigas de cimentación de 0.50 X 1 m, la estructura realizada es rígida y un buen grado de regularidad, es un sistema mixto. El diseño cumple con todo los requisitos y exigencias mínimas que la norma E0.60 establece.

Del diseño y administración de las cargas correspondientes se verifico las reacciones y los esfuerzos máximos de la cimentación sobre el terreno de fundación en donde identificamos que el suelo de acuerdo al estudio de la mecánica de suelos no es apto para los esfuerzos actuantes de la edificación puesto que tenemos un suelo tipo S<sub>2</sub> con capacidad admisible de 1.25 kg/cm<sup>2</sup>. De igual manera Guerra (2019), determino que el suelo del lugar de estudio no

es favorable para un diseño puesto que el suelo presenta capacidad portante de  $0.962 \text{ kg/cm}^2$  y determinó que es necesario realizar un ensayo de SPT para tener un indicador más exacto para su diseño. Para el mejoramiento del suelo entonces podemos decir para cimentaciones profundas de superestructuras de gran magnitud se tienen que realizar estudios SPT para estimar el mejoramiento de suelo o empleando otro tipo de cimentación, como pilotes o micropilotes.

## VI. CONCLUSIONES

De la gestión de los estudios básicos de ingeniería, se obtuvo el estudio de mecánica de suelos determinando un suelo SP (arena mal graduada), con una capacidad portante de  $1.25 \text{ kg/cm}^2$  y con un suelo conformado por un 95.05% de arena, también se obtuvo el diseño arquitectónico de la super estructura que cuenta con una edificación de 17 niveles; así mismo se determinó la topografía del lugar la cual presenta una orografía plana.

Se realizó el diseño arquitectónico del estacionamiento vehicular basado en la Norma E.010, el cual cuenta con un área de  $893.88 \text{ m}^2$  con un aforo de 32 vehículos, de igual manera, el diseño está conformado por un semisótano de 1.5m de altura y un sótano de 3 metros que cuentan con rampas con pendientes del 15% y con radios de giro de 5m.

Se realizó el predimensionamiento de elementos estructurales bajo los parámetros de la Norma E.060, el cual cuenta con losas macizas de 0.20m debido a las luces mayores y losas aligeradas de espesor 0.20m para luces menores, de igual manera se predimensionaron columnas y vigas de  $0.5 \times 0.85 \text{ m}$  y de  $0.40 \times 0.70 \text{ m}$  y se identificaron las cargas actuantes utilizando la norma E.0.20 del Reglamento Nacional de Edificaciones, obteniendo así cargas muertas de  $100 \text{ kg/cm}^2$  de acabado y una carga viva de  $250 \text{ kg/cm}^2$  para los estacionamientos.

Se elaboró el modelamiento estructural mediante el software Cypecad cumpliendo con lo establecido por la norma E0.30 (diseño Sismo Resistencia) de edificaciones y se estimó un sismo estático y dinámico determinando que las derivadas del módulo 1 en los ejes X e Y son de 0.00658 – 0.00676 y del módulo 2 en los ejes X e Y son de 0.00636-0.0067

Finalmente, para el diseño estructural se comprobó que todos los elementos de la estructura cumplan con la norma E-060, obteniendo así un diseño estructural con las exigencias de la normativa E0.60 para efecto sísmico teniendo así



diseños de vigas, columnas, losa maciza, viga de cimentación y platea de cimentación.

Se verifico que los esfuerzos actuantes sobre el terreno son mayores a la capacidad portante del suelo de  $1.25 \text{ kg/cm}^2$  por lo que se concluye que el suelo no es apropiado para un proyecto de dichas características.

## VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda ejecutar un estudio de suelo SPT para obtener datos adecuados del tipo de suelo, así mismo se recomienda realizar perforaciones profundas para identificar el estrato más óptimo y poder definir la profundidad para el uso de pilotes o micropilotes.

Se recomienda utilizar una cimentación profunda usando pilotes o micropilotes.

## REFERENCIAS

ACEDO, Ricardo. Diseño de un edificio de oficinas de concreto armado de siete niveles y dos sótanos. Tesis (Título de Ingeniería Civil). Lima, Perú. Facultad de Ciencias e Ingeniería en la Pontificia Universidad Católica del Perú. 2013.

Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/4604>

ADIÓS a los problemas de estacionamiento [en Línea]. Emol.CL.12 de enero de 2018. [Fecha de consulta: 20 de noviembre de 2019].

Disponible en: <https://www.emol.com/noticias/Autos/2018/01/12/891012/Adios-a-los-problemas-de-estacionamiento-Deje-que-el-robot-haga-el-trabajo-por-usted.html?fbclid=IwAR37JhekFYZ2bQI16pKSSEUH9LyGF-cRnn-dmAtJyA125yvF5drhvIxThNE>

ALVA, Jorge. Diseño de Cimentaciones.3.<sup>ra</sup>.ed. Trujillo: Instituto de la construcción y gerencia, 2015, 70pp.

ISBN: 9786124683589

ANDRADE, Fernando y GARCÍA, Karla. Diseño y modelación de una estructura para estacionamiento vehicular de hormigón y acero, en el parqueadero de la Universidad del Azuay. Tesis (Título de Ingeniero Civil con énfasis en gerencia de construcción). Cuenca, Ecuador. Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay. 2015.

Disponible en:

[http://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/4289/1/10847.pdf?fbclid=IwAR3H7P6cccuW20en0osSBhjW9K\\_\\_1KcCKM6lkWsHXqD\\_zXOhB1I767zXhqE](http://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/4289/1/10847.pdf?fbclid=IwAR3H7P6cccuW20en0osSBhjW9K__1KcCKM6lkWsHXqD_zXOhB1I767zXhqE)

ANGULO, Luis. Análisis sísmico de un edificio de siete pisos con sótano utilizado interacción suelo-estructura en el distrito de San Juan de Lurigancho, Lima, 2017. Tesis (Título profesional de Ingeniero Civil). Lima, Perú. Facultad de Ingeniería en la Universidad Cesar Vallejo. 2017.

Disponible

en:

[http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/9925/Angulo\\_LLJ.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/9925/Angulo_LLJ.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

ARROYO, Guadalupe; ZERMEÑO, Mario; LÓPEZ, Alberto; MENDOZA Enrique. Efectos de vientos en estructuras, México: Universidad Autónoma de Aguascalientes, 2015,14pp.

ISBN: 9789707280913

ASÍ funcionará el primer aparcamiento vehicular [en línea]. ABC. ES.15 de marzo de 2019. [ Fecha de consulta: 20 de noviembre de 2019].

Disponible en: [https://www.abc.es/motor/reportajes/abci-funcionara-primer-aparcamiento-vertical-espana-201903150133\\_noticia.html?fbclid=IwAR1GVMvLQBZfEeDRI-k\\_7MuBawqt93IHd10LmrpCNKEfd3dJVPpfbea0j0s](https://www.abc.es/motor/reportajes/abci-funcionara-primer-aparcamiento-vertical-espana-201903150133_noticia.html?fbclid=IwAR1GVMvLQBZfEeDRI-k_7MuBawqt93IHd10LmrpCNKEfd3dJVPpfbea0j0s)

ÁVALOS, Héctor; GÓMEZ, Estevan; GUZMÁN, Diego; ORDÓÑEZ, Diego; ROMÁN, Jéssica; TAIPE, Oswaldo. ¿Where to park? Architecture and implementation of an empty parking lot, automatic recognition system. *Enfoque UTE* [en línea]. Marzo 2019, vol.10, n.º1 [Fecha de consulta: 21 de septiembre de 2019].

Disponible en: <http://scielo.senescyt.gob.ec/pdf/enfoqueute/v10n1/1390-6542-enfoqueute-10-01-00054.pdf>

ISSN 1390-6542.

AYUQUE, Zenaida. Análisis comparativo del método convencional y por etapas para diseñar un edificio de concreto armado de 11 pisos y 5 sótanos. Tesis (Título profesional de Ingeniero Civil). Huancayo, Perú. Facultad de Ingeniería en la Universidad Nacional del Centro del Perú. 2015.

Disponible en: [http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/397/TCIV\\_08.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/397/TCIV_08.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

AZA, Giancarlo. Diseño estructural de un edificio residencial de concreto armado de ocho pisos y semisótano. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima, Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.2014.

Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/5388>

BENITES, Alan. Estacionar vehículos en zonas rígidas serán multados con S/. 336 [en línea]. Perú 21.PE. 5 de febrero del 2019. [Fecha de consulta: 15 de octubre del 2019].

Disponible en:

[https://peru21.pe/peru/multara-s-336-conductores-estacionen-vehiculos-zonas-rigidas-trujillo-457988-noticia/?fbclid=IwAR1Rrr8-pztm5mqsgygkcb\\_Bpy4PM7-jeHeoFm9ZyJKDdiFtEMXei9hHYU](https://peru21.pe/peru/multara-s-336-conductores-estacionen-vehiculos-zonas-rigidas-trujillo-457988-noticia/?fbclid=IwAR1Rrr8-pztm5mqsgygkcb_Bpy4PM7-jeHeoFm9ZyJKDdiFtEMXei9hHYU)

BERNABÉ, Percy. Diseño de un sistema de estacionamiento con capacidad para diez unidades vehiculares tipo M-1 para el centro histórico de la Ciudad de Chimbote-2018. Tesis (Título profesional de Ingeniero Mecánico electricista). Trujillo, Perú. Facultad de Ingeniería en la Universidad César Vallejo, 2018.

Disponible en: [http://181.224.246.201/bitstream/handle/UCV/34265/bernabe\\_mp.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://181.224.246.201/bitstream/handle/UCV/34265/bernabe_mp.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

CALAVERA, José. Cálculo de estructura de cimentación. 4.<sup>ta</sup>. ed. España: Intemac, 2000, 245pp.

ISBN: 848876409X

¿CREE que funcionara el plan de estacionamiento para Gamarra? [en línea]. Gestion.PE. 9 de agosto del 2019. [Fecha de consulta: 15 de octubre de 2019].

Disponible en: <https://gestion.pe/opinion/pregunta-de-hoy/cree-que-funcionara-el-plan-de-estacionamientos-para-gamarra-noticia/?fbclid=IwAR22E-M0azi05zKQFzqf36be3bBBPJ8GzVTj5BDZJYCxLN8pJr8jGn5cB8>

CRESPO, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 5.<sup>ta</sup>.ed. México: Limusa, 2004, 290 pp.

ISBN: 9681864891

*ESPACIOS: Un problema para el estacionamiento* [en línea]. Correo.ES. 7 de enero del 2018. [Fecha de consulta: 15 de octubre del 2019].

Disponible en: [https://correodelsur.com/panorama/20180107\\_espacios-un-problema-para-el-estacionamiento.html?fbclid=IwAR3U63dWXTn9Zk1\\_XWVOUZ\\_FKrPADLrek\\_cC7x2qQSoe7OVxusmlpqvsPX4](https://correodelsur.com/panorama/20180107_espacios-un-problema-para-el-estacionamiento.html?fbclid=IwAR3U63dWXTn9Zk1_XWVOUZ_FKrPADLrek_cC7x2qQSoe7OVxusmlpqvsPX4)

ESTAS son las ciudades españolas donde peor se aparca [en línea]. ABC reportaje. ES.11 de febrero del 2016. [Fecha de consulta: 20 de noviembre del 2019].

Disponible en: [https://www.abc.es/motor/reportajes/abci-problemas-para-aparcar-estas-ciudades-espanolas-donde-aparca-peor-201602111542\\_noticia.html?fbclid=IwAR2EG152U\\_SgKsNgbsnlZ3tI0KvgAefgyjCFYnV56QWR1T\\_YseMxgHuzb8w](https://www.abc.es/motor/reportajes/abci-problemas-para-aparcar-estas-ciudades-espanolas-donde-aparca-peor-201602111542_noticia.html?fbclid=IwAR2EG152U_SgKsNgbsnlZ3tI0KvgAefgyjCFYnV56QWR1T_YseMxgHuzb8w)

FAHEEM; MAHMUD; KHAN; RAHAMN y ZAFAR. *A Survey of Intelligent Car Parking System*. [en línea]. Octubre 2013, vol.11, n.5 [Fecha de consulta: 27 de noviembre de 2019].

Disponible en: [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1665-64232013000500011&lng=es&nrm=iso](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1665-64232013000500011&lng=es&nrm=iso).

ISSN 2448-6736.

GARCÍA L, *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. Colombia: Universidad de los Andes, 1998, 3 pp.

ISBN: 9583307688

GUERRA, Eddie. *Diseño de un estacionamiento de cinco niveles con sótano para mejorar el tránsito vehicular en el mercado de Tarapoto Región San Martín*, 2018. Tesis (Título profesional de Ingeniero Civil). Tarapoto, Perú. Facultad de Ingeniería en la Universidad César Vallejo, 2019.

Disponible en: <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/UCV/31404>

GUEVARA, Irma y VERA, Engels. *Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel-Restaurant-Ubicado en el distrito de nuevo Chimbote, provincia Santa*. Tesis (Título de ingeniero civil). Trujillo, Perú. Facultad de Ingeniería en la Universidad Privada Antenor Orrego, 2013.

Disponible en: [http://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/upaorep/1136/1/GUEVARA\\_IRMA\\_DISE%c3%91O\\_EDIFICIO\\_CONCRETO.pdf](http://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/upaorep/1136/1/GUEVARA_IRMA_DISE%c3%91O_EDIFICIO_CONCRETO.pdf)

HARMSSEN, Teodoro. *Diseño de estructuras de concreto armado*. 3.<sup>ta</sup> ed. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002. 318-322pp.

HARTLEBEN, Oliver; VELÁSQUEZ Andrea, FUENTE Ada. Guía de aplicación Dotación y Diseño de estacionamiento. Guatemala: Municipalidad de Guatemala, 2010, 8-10pp.

LAURIE, ANGUS. El problema de los estacionamientos en Lima [en línea]. El Comercio. PE. 1 de julio del 2018. [Fecha de consulta: 20 de octubre del 2019].

Disponible en: [https://elcomercio.pe/lima/transporte/problema-estacionamientos-lima-angus-laurie-noticia-532077-noticia/?ref=ecr&fbclid=IwAR1WILMP5EIC4QI\\_C9uPzcJCPB4WyJ\\_6z4N5\\_7QII21gMZ6aLUQLVkJObqg](https://elcomercio.pe/lima/transporte/problema-estacionamientos-lima-angus-laurie-noticia-532077-noticia/?ref=ecr&fbclid=IwAR1WILMP5EIC4QI_C9uPzcJCPB4WyJ_6z4N5_7QII21gMZ6aLUQLVkJObqg)

LAMBE William, WHITMAN, Robert. Mecánica de suelos, México: Limusa, 2004,46pp.

ISBN: 9681818946

Ley n.º 29461. Diario oficial El Peruano, Lima, Perú, 28 de noviembre 2009.

McCarmen; JAnálisis Estructural de Estructuras, 4ta ed. México: Alfaomega, 2012, 3pp.

ISBN: 9786077854562

McCormac J, Brown R. Diseño de concreto reforzado. 8da ed. México: Alfaomega, 2013, 342pp.

ISBN: 9786077072317

MELI Roberto. Diseño Estructural. 2da ed. México: Limusa, 2012. 24pp.

ISBN: 9789681853914

MOROCHO, Fernando. Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos. Tesis. (Título de Ingeniero Civil). Lima. Facultad de Ciencias e Ingeniería en la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2016.

Disponible: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6628>

PERCK, Hanson, THOMBURN, Thomas. Ingeniería de cimentaciones, México: Ingeniería Civil de la Facultad de la Universidad de Guadalupe. 1993, 221pp.

ISBN: 0471675857

Reglamento Nacional de edificaciones (Perú). A0.10 Condiciones Generales de Diseño. Lima: 2014. 245pp.

Reglamento Nacional de edificaciones (Perú). E.030 Diseño Simoresistente. Lima:2014. 372pp.

Reglamento Nacional de edificaciones (Perú). E.050 Suelo y Cimentaciones. Lima:2014. 368pp.

Reglamento Nacional de edificaciones (Perú). E.060 Concreto Armado. Lima: 2014. 409pp.

Riddell C, Hidalgo P. Diseño Estructural.5ta ed. Chile: Salesianos ImpesoresS.A,2010, 15pp.

Rivas, Erik y Salazar Efrain. Diseño estructural de un edificio de concreto armando de 5 niveles con sótano y semisótano. Tesis (Titulo de Ingeniería Civil). Lima, Perú. Pontifica Universidad Católica del Perú. 2015.

Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6595>

Robles F. Diseño estructural. 3era ed. México: Universidad Autónoma Metropolitana, 2000, 70 pp.

ISBN:9706545719

SAN BARTOLOMÉ, Ángel. Análisis de edificio. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 1998, 3pp.

ISBN: 9972421120

TEODORO, E. Diseño de estructuras de concreto armando. 4ta ed. Perú: Limusa, 2005, 405pp.

ISBN: 9972427307

TRIGAN, Kareyan. Diseño y cálculo de un estacionamiento vertical. Tesis. (Bachiller en Ingeniería civil). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña de Barcelona, 2017.

Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/110588/tfg-memoria-tigran-kareyan.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Tomlinson M. Cimentaciones. México: Trillas, 2012, 57pp.

ISBN: 9789682451324



TRUJILLANOS prefieren cada vez más vehículos modernos y de lujo [ en línea]. ETNA.PE. febrero del 2017. [ Fecha de consulta: 20 de noviembre del 2019].

Disponible en:

[http://www.etna.com.pe/2018/04/etna-educa/?fbclid=IwAR0ug\\_A4sLUcCFJ4oR6SUImpPLYCXr7CP8C3dFz1e8VvJGQECd-J3-O1WaY](http://www.etna.com.pe/2018/04/etna-educa/?fbclid=IwAR0ug_A4sLUcCFJ4oR6SUImpPLYCXr7CP8C3dFz1e8VvJGQECd-J3-O1WaY)

TAFUR, Aníbal. Diseño estructural de un edificio de vivienda, con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima, Perú. Pontifica Universidad Católica del Perú. 2012.

Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/1688>

Villalaz C, Mecánica de Suelo y Cimentaciones. 5ta ed. México: Limusa, 2004, 21-22pp.

ISBN: 9681864891

VILLAREAL, Genner. Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con platea de cimentación. Trujillo: Editora & Imprenta Grafica Norte, 2017, 25-70 pp.

ISBN: 9786120026960

OCHOA, Jeysi. Diseño estructural de un edificio de 8 pisos y un sótano en Huancayo. Tesis. (Título profesional de Ingeniería Civil). Huancayo. Facultad de Ingeniería en la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil,2017.

Disponible en: <https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/3829>

## ANEXO

## Anexo N°1: Matriz de operaciones de variables

Tabla 122. Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE DE ESTUDIO	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Diseño estructural del estacionamiento vehicular	El diseño estructural comprende diferentes actividades que realiza el ingeniero estructural para diagnosticar las diferentes formas, dimensiones y características detalladas de la estructura segura y económica (Riddell, Hidalgo, 2010, p.15)	El análisis de la clasificación acceda a identificar característica de estudio ejecutado.	Diseño arquitectónico del estacionamiento vehicular	Plano arquitectónico (Distribución)	Razón
			Estudio de mecánica de suelos	Clasificación de suelos	Nominal
				Capacidad portante (kg/cm <sup>2</sup> )	Razón
			Diseño estructural	Predimensionamiento y metrado de cargas (m)	Razón
				Modelamiento estructural	Razón
				Diseño de elementos estructurales (metros/volumen)	Razón
				Verificación y control de esfuerzos actuantes (cimentación)	Razón

Fuente: elaboración propia de los autores.

Anexo N°2: Deriva de sismoresistencia

- Anexo N°2.1: Deriva del módulo 1

Tabla 123: Situaciones persistentes o transitorias

<b>Situaciones persistentes o transitorias</b>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
C1	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0008	----	G	0.0021	----	G
C2	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G	

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0007	----	G	0.0021	----	G
C3	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0006	----	G	0.0021	----	G
C4	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0005	----	G	0.0021	----	G
C5	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0003	----	G	0.0021	----	G
C6	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0002	----	G	0.0021	----	G
C7	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 2	1.75	3.13	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0002	----	G	0.0019	----	G
C8	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0003	----	G	0.0019	----	G
C9	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G	
Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G	

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0005	----	G	0.0019	----	G
C10	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0006	----	G	0.0019	----	G
C11	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G



Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0007	----	G	0.0019	----	G
C12	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0008	----	G	0.0019	----	G
C13	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0008	----	G	0.0018	----	G
C14	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0007	----	G	0.0018	----	G
C15	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0006	----	G	0.0018	----	G
C16	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0005	----	G	0.0018	----	G
C17	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0003	----	G	0.0018	----	G
C18	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0002	----	G	0.0018	----	G
C19	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0002	----	G	0.0016	----	G
C20	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0003	----	G	0.0016	----	G
C21	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0005	----	G	0.0016	----	G
C22	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0006	----	G	0.0016	----	G
C23	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G	

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0007	----	G	0.0016	----	G
C24	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0008	----	G	0.0016	----	G

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 124: Situaciones sísmicas

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
C1	Piso 19	54.15	3.00	0.0124	h / 242	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0146	h / 206	----	0.0131	h / 230	----



Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 17	48.15	3.00	0.0164	h / 183	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0180	h / 167	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0195	h / 154	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0223	h / 135	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0235	h / 128	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0246	h / 122	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0257	h / 117	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0304	h / 107	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0312	h / 105	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0314	h / 104	----	0.0132	h / 247	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0287	h / 114	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0226	h / 140	----	0.0104	h / 303	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0091	h / 344	----	0.0089	h / 352	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0085	h / 368	----	0.0084	h / 373	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4089	h / 144	----	0.2370	h / 248	----
C2	Piso 19	54.15	3.00	0.0126	h / 239	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0148	h / 203	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0165	h / 182	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0181	h / 166	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0197	h / 153	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0211	h / 143	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0248	h / 121	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0258	h / 117	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0268	h / 112	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0305	h / 107	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0131	h / 249	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0308	h / 106	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0288	h / 113	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0227	h / 144	----	0.0104	h / 313	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0091	h / 358	----	0.0089	h / 366	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0085	h / 342	----	0.0084	h / 346	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4109	h / 143	----	0.2366	h / 248	----
C3	Piso 19	54.15	3.00	0.0129	h / 233	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0151	h / 199	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0168	h / 179	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0184	h / 164	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0200	h / 150	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0214	h / 141	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0227	h / 133	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0239	h / 126	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0251	h / 120	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0261	h / 115	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0271	h / 111	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0131	h / 249	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0289	h / 113	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0228	h / 143	----	0.0104	h / 313	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0089	h / 366	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0084	h / 346	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4147	h / 142	----	0.2366	h / 248	----
C4	Piso 19	54.15	3.00	0.0130	h / 231	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0152	h / 198	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0170	h / 177	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0186	h / 162	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0201	h / 150	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0216	h / 139	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0229	h / 132	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0241	h / 125	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0252	h / 120	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0262	h / 115	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0272	h / 111	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0137	h / 238	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 6	14.65	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0131	h / 249	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0310	h / 105	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0290	h / 113	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0229	h / 142	----	0.0104	h / 313	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0089	h / 366	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0084	h / 346	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4167	h / 141	----	0.2366	h / 248	----
C5	Piso 19	54.15	3.00	0.0135	h / 223	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0157	h / 192	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0174	h / 173	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0190	h / 158	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0206	h / 146	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0220	h / 137	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0233	h / 129	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0245	h / 123	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0256	h / 118	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0276	h / 109	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0320	h / 102	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0321	h / 102	----	0.0131	h / 249	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0292	h / 112	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0231	h / 141	----	0.0104	h / 313	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0089	h / 366	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0084	h / 346	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4232	h / 139	----	0.2366	h / 248	----
C6	Piso 19	54.15	3.00	0.0139	h / 216	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0161	h / 187	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0178	h / 169	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0194	h / 155	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0249	h / 121	----	0.0137	h / 219	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0260	h / 116	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0270	h / 112	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0280	h / 108	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0323	h / 101	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0324	h / 101	----	0.0132	h / 247	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0295	h / 111	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0233	h / 136	----	0.0104	h / 303	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0089	h / 352	----	0.0089	h / 352	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0083	h / 377	----	0.0084	h / 373	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4291	h / 137	----	0.2370	h / 248	----
C7	Piso 19	54.15	3.00	0.0139	h / 216	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0161	h / 187	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0178	h / 169	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0194	h / 155	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0249	h / 121	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0260	h / 116	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0270	h / 112	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0280	h / 108	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0323	h / 101	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0324	h / 101	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0295	h / 111	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0233	h / 136	----	0.0129	h / 245	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0089	h / 352	----	0.0110	h / 285	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0083	h / 377	----	0.0104	h / 301	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4291	h / 137	----	0.2817	h / 209	----
C8	Piso 19	54.15	3.00	0.0135	h / 223	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0157	h / 192	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0174	h / 173	----	0.0151	h / 199	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 16	45.15	3.00	0.0190	h / 158	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0206	h / 146	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0220	h / 137	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0233	h / 129	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0245	h / 123	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0256	h / 118	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0276	h / 109	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0320	h / 102	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0321	h / 102	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0292	h / 112	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0231	h / 141	----	0.0129	h / 252	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0110	h / 296	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0104	h / 279	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4232	h / 139	----	0.2817	h / 209	----
C9	Piso 19	54.15	3.00	0.0130	h / 231	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0152	h / 198	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0170	h / 177	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0186	h / 162	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0201	h / 150	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0216	h / 139	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0229	h / 132	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0241	h / 125	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0252	h / 120	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0262	h / 115	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0272	h / 111	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0310	h / 105	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0290	h / 113	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0229	h / 142	----	0.0129	h / 252	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0110	h / 296	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0104	h / 279	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4167	h / 141	----	0.2817	h / 209	----
C10	Piso 19	54.15	3.00	0.0129	h / 233	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0151	h / 199	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0168	h / 179	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0184	h / 164	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0200	h / 150	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0214	h / 141	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0227	h / 133	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0239	h / 126	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0251	h / 120	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0261	h / 115	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0271	h / 111	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0289	h / 113	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0228	h / 143	----	0.0129	h / 252	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0110	h / 296	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0104	h / 279	----
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.4147	h / 142	----	0.2817	h / 209	----
C11	Piso 19	54.15	3.00	0.0126	h / 239	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0148	h / 203	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0165	h / 182	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0181	h / 166	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0197	h / 153	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0211	h / 143	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0248	h / 121	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0258	h / 117	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0268	h / 112	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0305	h / 107	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0158	h / 206	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 5	11.40	3.25	0.0308	h / 106	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0288	h / 113	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0227	h / 144	----	0.0129	h / 252	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0091	h / 358	----	0.0110	h / 296	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0085	h / 342	----	0.0104	h / 279	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4109	h / 143	----	0.2817	h / 209	----
C12	Piso 19	54.15	3.00	0.0124	h / 242	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0146	h / 206	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0164	h / 183	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0180	h / 167	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0195	h / 154	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0223	h / 135	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0235	h / 128	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0246	h / 122	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0257	h / 117	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0304	h / 107	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0312	h / 105	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0314	h / 104	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0287	h / 114	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0226	h / 140	----	0.0129	h / 245	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0091	h / 344	----	0.0110	h / 285	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0085	h / 368	----	0.0104	h / 301	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4089	h / 144	----	0.2817	h / 209	----
C13	Piso 19	54.15	3.00	0.0124	h / 242	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0146	h / 206	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0164	h / 183	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0180	h / 167	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0195	h / 154	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0223	h / 135	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0235	h / 128	----	0.0189	h / 159	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0246	h / 122	----	0.0190	h / 158	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 10	27.15	3.00	0.0257	h / 117	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0304	h / 107	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0312	h / 105	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0314	h / 104	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0287	h / 114	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0226	h / 140	----	0.0155	h / 204	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0091	h / 344	----	0.0128	h / 245	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0085	h / 368	----	0.0121	h / 259	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4089	h / 144	----	0.3347	h / 176	----
C14	Piso 19	54.15	3.00	0.0126	h / 239	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0148	h / 203	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0165	h / 182	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0181	h / 166	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0197	h / 153	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0211	h / 143	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0189	h / 159	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0248	h / 121	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0258	h / 117	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0268	h / 112	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0305	h / 107	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0308	h / 106	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0288	h / 113	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0227	h / 144	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0091	h / 358	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0085	h / 342	----	0.0121	h / 240	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4109	h / 143	----	0.3347	h / 176	----
C15	Piso 19	54.15	3.00	0.0129	h / 233	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0151	h / 199	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0168	h / 179	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0184	h / 164	----	0.0177	h / 170	----



Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 15	42.15	3.00	0.0200	h / 150	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0214	h / 141	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0227	h / 133	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0239	h / 126	----	0.0189	h / 159	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0251	h / 120	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0261	h / 115	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0271	h / 111	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0289	h / 113	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0228	h / 143	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0121	h / 240	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4147	h / 142	----	0.3347	h / 176	----
C16	Piso 19	54.15	3.00	0.0130	h / 231	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0152	h / 198	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0170	h / 177	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0186	h / 162	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0201	h / 150	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0216	h / 139	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0229	h / 132	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0241	h / 125	----	0.0189	h / 159	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0252	h / 120	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0262	h / 115	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0272	h / 111	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0310	h / 105	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0290	h / 113	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0229	h / 142	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0121	h / 240	----
	Cimentación	-4.50							

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Total		58.65	0.4167	h / 141	----	0.3347	h / 176	----
C17	Piso 19	54.15	3.00	0.0135	h / 223	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0157	h / 192	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0174	h / 173	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0190	h / 158	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0206	h / 146	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0220	h / 137	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0233	h / 129	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0245	h / 123	----	0.0189	h / 159	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0256	h / 118	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0276	h / 109	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0320	h / 102	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0321	h / 102	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0292	h / 112	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0231	h / 141	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0121	h / 240	----
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.4232	h / 139	----	0.3347	h / 176	----
C18	Piso 19	54.15	3.00	0.0139	h / 216	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0161	h / 187	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0178	h / 169	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0194	h / 155	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0249	h / 121	----	0.0189	h / 159	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0260	h / 116	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0270	h / 112	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0280	h / 108	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0323	h / 101	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0324	h / 101	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0183	h / 178	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 4	8.15	3.25	0.0295	h / 111	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0233	h / 140	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0121	h / 240	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4291	h / 137	----	0.3347	h / 176	----
C19	Piso 19	54.15	3.00	0.0139	h / 216	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0161	h / 187	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0178	h / 169	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0194	h / 155	----	0.0216	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0227	h / 133	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0232	h / 130	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0249	h / 121	----	0.0236	h / 128	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0260	h / 116	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0270	h / 112	----	0.0241	h / 125	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0280	h / 108	----	0.0241	h / 125	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0260	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0323	h / 101	----	0.0255	h / 128	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0324	h / 101	----	0.0246	h / 133	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0295	h / 111	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0233	h / 136	----	0.0193	h / 164	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0089	h / 352	----	0.0150	h / 209	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0083	h / 377	----	0.0141	h / 222	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4291	h / 137	----	0.4149	h / 142	----
C20	Piso 19	54.15	3.00	0.0135	h / 223	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0157	h / 192	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0174	h / 173	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0190	h / 158	----	0.0217	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0206	h / 146	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0220	h / 137	----	0.0228	h / 132	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0233	h / 129	----	0.0233	h / 129	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0245	h / 123	----	0.0237	h / 127	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0256	h / 118	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0242	h / 124	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 9	24.15	3.00	0.0276	h / 109	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0261	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0320	h / 102	----	0.0256	h / 127	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0321	h / 102	----	0.0247	h / 132	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0292	h / 112	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0231	h / 141	----	0.0194	h / 168	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0150	h / 217	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0141	h / 206	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4232	h / 139	----	0.4159	h / 142	----
C21	Piso 19	54.15	3.00	0.0130	h / 231	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0152	h / 198	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0170	h / 177	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0186	h / 162	----	0.0217	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0201	h / 150	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0216	h / 139	----	0.0228	h / 132	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0229	h / 132	----	0.0233	h / 129	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0241	h / 125	----	0.0237	h / 127	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0252	h / 120	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0262	h / 115	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0272	h / 111	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0261	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0256	h / 127	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0247	h / 132	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0310	h / 105	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0290	h / 113	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0229	h / 142	----	0.0194	h / 168	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0150	h / 217	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0141	h / 206	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4167	h / 141	----	0.4159	h / 142	----
C22	Piso 19	54.15	3.00	0.0129	h / 233	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0151	h / 199	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0168	h / 179	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0184	h / 164	----	0.0217	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0200	h / 150	----	0.0222	h / 136	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 14	39.15	3.00	0.0214	h / 141	----	0.0228	h / 132	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0227	h / 133	----	0.0233	h / 129	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0239	h / 126	----	0.0237	h / 127	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0251	h / 120	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0261	h / 115	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0271	h / 111	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0261	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0256	h / 127	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0247	h / 132	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0289	h / 113	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0228	h / 143	----	0.0194	h / 168	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0150	h / 217	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0141	h / 206	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4147	h / 142	----	0.4159	h / 142	----
C23	Piso 19	54.15	3.00	0.0126	h / 239	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0148	h / 203	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0165	h / 182	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0181	h / 166	----	0.0217	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0197	h / 153	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0211	h / 143	----	0.0228	h / 132	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0233	h / 129	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0237	h / 127	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0248	h / 121	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0258	h / 117	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0268	h / 112	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0305	h / 107	----	0.0261	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0256	h / 127	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0247	h / 132	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0308	h / 106	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0288	h / 113	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0227	h / 144	----	0.0194	h / 168	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0091	h / 358	----	0.0150	h / 217	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0085	h / 342	----	0.0141	h / 206	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4109	h / 143	----	0.4159	h / 142	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
C24	Piso 19	54.15	3.00	0.0124	h / 242	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0146	h / 206	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0164	h / 183	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0180	h / 167	----	0.0216	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0195	h / 154	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0227	h / 133	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0223	h / 135	----	0.0232	h / 130	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0235	h / 128	----	0.0236	h / 128	----
	Piso 11	30.15	3.00	0.0246	h / 122	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0257	h / 117	----	0.0241	h / 125	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0241	h / 125	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0304	h / 107	----	0.0260	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0312	h / 105	----	0.0255	h / 128	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0314	h / 104	----	0.0246	h / 133	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0287	h / 114	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0226	h / 140	----	0.0193	h / 164	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0091	h / 344	----	0.0150	h / 209	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0085	h / 368	----	0.0141	h / 222	----
Cimentación	-4.50								
Total			58.65	0.4089	h / 144	----	0.4149	h / 142	----

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 125: Valores maximos

Desplome local máximo de los pilares (d / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Piso 19	----	----	1 / 216	1 / 150
Piso 18	----	----	1 / 187	1 / 148
Piso 17	----	----	1 / 169	1 / 149
Piso 16	----	----	1 / 155	1 / 148
Piso 15	----	----	1 / 156	1 / 148
Piso 14	----	----	1 / 155	1 / 147
Piso 13	----	----	1 / 152	1 / 145
Piso 12	----	----	1 / 151	1 / 145
Piso 11	----	----	1 / 150	1 / 144
Piso 10	----	----	1 / 149	1 / 145

Desplome local máximo de los pilares (d / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Piso 9	----	----	1 / 148	1 / 145
Piso 8	----	----	1 / 147	1 / 146
Piso 7	----	----	1 / 146	1 / 146
Piso 6	----	----	1 / 146	1 / 147
Piso 5	----	----	1 / 148	1 / 148
Piso 4	----	----	1 / 149	1 / 150
Piso 3	----	----	1 / 149	1 / 164
Piso 2	----	----	1 / 344	1 / 209
Piso 1	----	----	1 / 342	1 / 206

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 126: Deriva del módulo 1

Desplome total máximo de los pilares (D / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
----	----	1 / 152=0.00658	1 / 148 =0.00676

Fuente: Elaboración propia de los autores

- Anexo 2.2: Deriva del módulo 2

Tabla 127: Situación persistente o transitorias

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
C1	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 7	17.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0008	----	G	0.0021	----	G
C2	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0007	----	G	0.0021	----	G
C3	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G



Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0006	----	G	0.0021	----	G
C4	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0005	----	G	0.0021	----	G
C5	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0003	----	G	0.0021	----	G
C6	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0002	----	G	0.0021	----	G
C7	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0002	----	G	0.0001	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0002	----	G	0.0019	----	G
C8	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0003	----	G	0.0019	----	G
C9	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0005	----	G	0.0019	----	G
C10	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0001	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0006	----	G	0.0019	----	G
C11	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0007	----	G	0.0019	----	G
C12	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0008	----	G	0.0019	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
C13	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0001	----	G	0.0000	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0008	----	G	0.0018	----	G
C14	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0007	----	G	0.0018	----	G
C15	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0006	----	G	0.0018	----	G
C16	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G



Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0005	----	G	0.0018	----	G
C17	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0003	----	G	0.0018	----	G
C18	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0001	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0002	----	G	0.0018	----	G
C19	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0002	----	G	0.0016	----	G
C20	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0003	----	G	0.0016	----	G
C21	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0005	----	G	0.0016	----	G
C22	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0002	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0006	----	G	0.0016	----	G
C23	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.65	3.25	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0001	----	G	0.0000	----	G
		Cimentación	-4.50						
	Total		58.65	0.0007	----	G	0.0016	----	G
C24	Piso 19	54.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 18	51.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 17	48.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 16	45.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 15	42.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 14	39.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 13	36.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 12	33.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 11	30.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G

Situaciones persistentes o transitorias									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 10	27.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 9	24.15	3.00	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 8	21.15	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 7	17.90	3.25	0.0001	----	G	0.0001	----	G
	Piso 6	14.65	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 5	11.40	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 4	8.15	3.25	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Piso 3	4.90	3.15	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 2	1.75	3.13	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0001	----	G	0.0000	----	G
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.0008	----	G	0.0016	----	G

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 128: Situaciones sísmicas

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
C1	Piso 19	54.15	3.00	0.0124	h / 242	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0146	h / 206	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0164	h / 183	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0180	h / 167	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0195	h / 154	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0223	h / 135	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0235	h / 128	----	0.0137	h / 219	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0246	h / 122	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0257	h / 117	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0304	h / 107	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0312	h / 105	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0314	h / 104	----	0.0132	h / 247	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0287	h / 114	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0226	h / 140	----	0.0104	h / 303	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0091	h / 344	----	0.0089	h / 352	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0085	h / 368	----	0.0084	h / 373	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4089	h / 144	----	0.2370	h / 248	----
C2	Piso 19	54.15	3.00	0.0126	h / 239	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0148	h / 203	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0165	h / 182	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0181	h / 166	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0197	h / 153	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0211	h / 143	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0137	h / 219	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0248	h / 121	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0258	h / 117	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0268	h / 112	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0305	h / 107	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0131	h / 249	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0308	h / 106	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0288	h / 113	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0227	h / 144	----	0.0104	h / 313	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0091	h / 358	----	0.0089	h / 366	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0085	h / 342	----	0.0084	h / 346	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4109	h / 143	----	0.2366	h / 248	----
C3	Piso 19	54.15	3.00	0.0129	h / 233	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0151	h / 199	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0168	h / 179	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0184	h / 164	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0200	h / 150	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0214	h / 141	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0227	h / 133	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0239	h / 126	----	0.0137	h / 219	----



Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0251	h / 120	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0261	h / 115	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0271	h / 111	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0131	h / 249	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0289	h / 113	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0228	h / 143	----	0.0104	h / 313	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0089	h / 366	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0084	h / 346	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4147	h / 142	----	0.2366	h / 248	----
C4	Piso 19	54.15	3.00	0.0130	h / 231	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0152	h / 198	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0170	h / 177	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0186	h / 162	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0201	h / 150	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0216	h / 139	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0229	h / 132	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0241	h / 125	----	0.0137	h / 219	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0252	h / 120	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0262	h / 115	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0272	h / 111	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0131	h / 249	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0310	h / 105	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0290	h / 113	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0229	h / 142	----	0.0104	h / 313	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0089	h / 366	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0084	h / 346	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4167	h / 141	----	0.2366	h / 248	----
C5	Piso 19	54.15	3.00	0.0135	h / 223	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0157	h / 192	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0174	h / 173	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0190	h / 158	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0206	h / 146	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0220	h / 137	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0233	h / 129	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0245	h / 123	----	0.0137	h / 219	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0256	h / 118	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0276	h / 109	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0320	h / 102	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0321	h / 102	----	0.0131	h / 249	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0292	h / 112	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0231	h / 141	----	0.0104	h / 313	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0089	h / 366	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0084	h / 346	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4232	h / 139	----	0.2366	h / 248	----
C6	Piso 19	54.15	3.00	0.0139	h / 216	----	0.0129	h / 233	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0161	h / 187	----	0.0131	h / 230	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0178	h / 169	----	0.0132	h / 228	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0194	h / 155	----	0.0134	h / 224	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0137	h / 219	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0249	h / 121	----	0.0137	h / 219	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0260	h / 116	----	0.0136	h / 221	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0270	h / 112	----	0.0135	h / 223	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0280	h / 108	----	0.0133	h / 226	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0142	h / 229	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0323	h / 101	----	0.0137	h / 238	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0324	h / 101	----	0.0132	h / 247	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0124	h / 263	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0295	h / 111	----	0.0115	h / 283	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0233	h / 136	----	0.0104	h / 303	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0089	h / 352	----	0.0089	h / 352	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0083	h / 377	----	0.0084	h / 373	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4291	h / 137	----	0.2370	h / 248	----
C7	Piso 19	54.15	3.00	0.0139	h / 216	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0161	h / 187	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0178	h / 169	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0194	h / 155	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0249	h / 121	----	0.0159	h / 189	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0260	h / 116	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0270	h / 112	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0280	h / 108	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0323	h / 101	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0324	h / 101	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0295	h / 111	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0233	h / 136	----	0.0129	h / 245	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0089	h / 352	----	0.0110	h / 285	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0083	h / 377	----	0.0104	h / 301	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4291	h / 137	----	0.2817	h / 209	----
C8	Piso 19	54.15	3.00	0.0135	h / 223	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0157	h / 192	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0174	h / 173	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0190	h / 158	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0206	h / 146	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0220	h / 137	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0233	h / 129	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0245	h / 123	----	0.0159	h / 189	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0256	h / 118	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0276	h / 109	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0320	h / 102	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0321	h / 102	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0292	h / 112	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0231	h / 141	----	0.0129	h / 252	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0110	h / 296	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0104	h / 279	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4232	h / 139	----	0.2817	h / 209	----
C9	Piso 19	54.15	3.00	0.0130	h / 231	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0152	h / 198	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0170	h / 177	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0186	h / 162	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0201	h / 150	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0216	h / 139	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0229	h / 132	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0241	h / 125	----	0.0159	h / 189	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0252	h / 120	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0262	h / 115	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0272	h / 111	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0310	h / 105	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0290	h / 113	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0229	h / 142	----	0.0129	h / 252	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0110	h / 296	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0104	h / 279	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4167	h / 141	----	0.2817	h / 209	----
C10	Piso 19	54.15	3.00	0.0129	h / 233	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0151	h / 199	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0168	h / 179	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0184	h / 164	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0200	h / 150	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0214	h / 141	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0227	h / 133	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0239	h / 126	----	0.0159	h / 189	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0251	h / 120	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0261	h / 115	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0271	h / 111	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0289	h / 113	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0228	h / 143	----	0.0129	h / 252	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0110	h / 296	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0104	h / 279	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4147	h / 142	----	0.2817	h / 209	----
C11	Piso 19	54.15	3.00	0.0126	h / 239	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0148	h / 203	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0165	h / 182	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0181	h / 166	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0197	h / 153	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0211	h / 143	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0159	h / 189	----



Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0248	h / 121	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0258	h / 117	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0268	h / 112	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0305	h / 107	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0308	h / 106	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0288	h / 113	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0227	h / 144	----	0.0129	h / 252	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0091	h / 358	----	0.0110	h / 296	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0085	h / 342	----	0.0104	h / 279	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4109	h / 143	----	0.2817	h / 209	----
C12	Piso 19	54.15	3.00	0.0124	h / 242	----	0.0146	h / 206	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0146	h / 206	----	0.0149	h / 202	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0164	h / 183	----	0.0151	h / 199	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0180	h / 167	----	0.0153	h / 197	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0195	h / 154	----	0.0155	h / 194	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0157	h / 192	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0223	h / 135	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0235	h / 128	----	0.0159	h / 189	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0246	h / 122	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0257	h / 117	----	0.0159	h / 189	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0158	h / 190	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0304	h / 107	----	0.0168	h / 194	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0312	h / 105	----	0.0164	h / 199	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0314	h / 104	----	0.0158	h / 206	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0151	h / 216	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0287	h / 114	----	0.0141	h / 231	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0226	h / 140	----	0.0129	h / 245	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0091	h / 344	----	0.0110	h / 285	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0085	h / 368	----	0.0104	h / 301	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4089	h / 144	----	0.2817	h / 209	----
C13	Piso 19	54.15	3.00	0.0124	h / 242	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0146	h / 206	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0164	h / 183	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0180	h / 167	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0195	h / 154	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0223	h / 135	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0235	h / 128	----	0.0189	h / 159	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0246	h / 122	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0257	h / 117	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0304	h / 107	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0312	h / 105	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0314	h / 104	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0287	h / 114	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0226	h / 140	----	0.0155	h / 204	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0091	h / 344	----	0.0128	h / 245	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0085	h / 368	----	0.0121	h / 259	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4089	h / 144	----	0.3347	h / 176	----
C14	Piso 19	54.15	3.00	0.0126	h / 239	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0148	h / 203	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0165	h / 182	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0181	h / 166	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0197	h / 153	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0211	h / 143	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0189	h / 159	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0248	h / 121	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0258	h / 117	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0268	h / 112	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0305	h / 107	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0308	h / 106	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0288	h / 113	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0227	h / 144	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0091	h / 358	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0085	h / 342	----	0.0121	h / 240	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4109	h / 143	----	0.3347	h / 176	----
C15	Piso 19	54.15	3.00	0.0129	h / 233	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0151	h / 199	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0168	h / 179	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0184	h / 164	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0200	h / 150	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0214	h / 141	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0227	h / 133	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0239	h / 126	----	0.0189	h / 159	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0251	h / 120	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0261	h / 115	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0271	h / 111	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0289	h / 113	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0228	h / 143	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0121	h / 240	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4147	h / 142	----	0.3347	h / 176	----
C16	Piso 19	54.15	3.00	0.0130	h / 231	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0152	h / 198	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0170	h / 177	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0186	h / 162	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0201	h / 150	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0216	h / 139	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0229	h / 132	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0241	h / 125	----	0.0189	h / 159	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0252	h / 120	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0262	h / 115	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0272	h / 111	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0310	h / 105	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0290	h / 113	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0229	h / 142	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0121	h / 240	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4167	h / 141	----	0.3347	h / 176	----
C17	Piso 19	54.15	3.00	0.0135	h / 223	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0157	h / 192	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0174	h / 173	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0190	h / 158	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0206	h / 146	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0220	h / 137	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0233	h / 129	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0245	h / 123	----	0.0189	h / 159	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0256	h / 118	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0276	h / 109	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0320	h / 102	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0321	h / 102	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0292	h / 112	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0231	h / 141	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0121	h / 240	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4232	h / 139	----	0.3347	h / 176	----
C18	Piso 19	54.15	3.00	0.0139	h / 216	----	0.0168	h / 179	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0161	h / 187	----	0.0171	h / 176	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0178	h / 169	----	0.0174	h / 173	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0194	h / 155	----	0.0177	h / 170	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0181	h / 166	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0184	h / 164	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0187	h / 161	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0249	h / 121	----	0.0189	h / 159	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0260	h / 116	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0270	h / 112	----	0.0191	h / 158	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0280	h / 108	----	0.0190	h / 158	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0204	h / 160	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0323	h / 101	----	0.0199	h / 164	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0324	h / 101	----	0.0193	h / 169	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0183	h / 178	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0295	h / 111	----	0.0171	h / 191	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0233	h / 140	----	0.0155	h / 210	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0128	h / 254	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0121	h / 240	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4291	h / 137	----	0.3347	h / 176	----
C19	Piso 19	54.15	3.00	0.0139	h / 216	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0161	h / 187	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0178	h / 169	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0194	h / 155	----	0.0216	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0227	h / 133	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0232	h / 130	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0249	h / 121	----	0.0236	h / 128	----



Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0260	h / 116	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0270	h / 112	----	0.0241	h / 125	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0280	h / 108	----	0.0241	h / 125	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0260	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0323	h / 101	----	0.0255	h / 128	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0324	h / 101	----	0.0246	h / 133	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0295	h / 111	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0233	h / 136	----	0.0193	h / 164	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0089	h / 352	----	0.0150	h / 209	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0083	h / 377	----	0.0141	h / 222	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4291	h / 137	----	0.4149	h / 142	----
C20	Piso 19	54.15	3.00	0.0135	h / 223	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0157	h / 192	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0174	h / 173	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0190	h / 158	----	0.0217	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0206	h / 146	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0220	h / 137	----	0.0228	h / 132	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0233	h / 129	----	0.0233	h / 129	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0245	h / 123	----	0.0237	h / 127	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0256	h / 118	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0276	h / 109	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0261	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0320	h / 102	----	0.0256	h / 127	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0321	h / 102	----	0.0247	h / 132	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0292	h / 112	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0231	h / 141	----	0.0194	h / 168	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0089	h / 366	----	0.0150	h / 217	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0083	h / 350	----	0.0141	h / 206	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4232	h / 139	----	0.4159	h / 142	----
C21	Piso 19	54.15	3.00	0.0130	h / 231	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0152	h / 198	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0170	h / 177	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0186	h / 162	----	0.0217	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0201	h / 150	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0216	h / 139	----	0.0228	h / 132	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0229	h / 132	----	0.0233	h / 129	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0241	h / 125	----	0.0237	h / 127	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0252	h / 120	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0262	h / 115	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0272	h / 111	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0261	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0256	h / 127	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0317	h / 103	----	0.0247	h / 132	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0310	h / 105	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0290	h / 113	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0229	h / 142	----	0.0194	h / 168	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0150	h / 217	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0141	h / 206	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4167	h / 141	----	0.4159	h / 142	----
C22	Piso 19	54.15	3.00	0.0129	h / 233	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0151	h / 199	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0168	h / 179	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0184	h / 164	----	0.0217	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0200	h / 150	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0214	h / 141	----	0.0228	h / 132	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0227	h / 133	----	0.0233	h / 129	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0239	h / 126	----	0.0237	h / 127	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0251	h / 120	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0261	h / 115	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0271	h / 111	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0261	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0256	h / 127	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0316	h / 103	----	0.0247	h / 132	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0309	h / 106	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0289	h / 113	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0228	h / 143	----	0.0194	h / 168	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0090	h / 362	----	0.0150	h / 217	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0084	h / 346	----	0.0141	h / 206	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4147	h / 142	----	0.4159	h / 142	----
C23	Piso 19	54.15	3.00	0.0126	h / 239	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0148	h / 203	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0165	h / 182	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0181	h / 166	----	0.0217	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0197	h / 153	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0211	h / 143	----	0.0228	h / 132	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0224	h / 134	----	0.0233	h / 129	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0237	h / 127	----	0.0237	h / 127	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0248	h / 121	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0258	h / 117	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0268	h / 112	----	0.0242	h / 124	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0305	h / 107	----	0.0261	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0313	h / 104	----	0.0256	h / 127	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0315	h / 104	----	0.0247	h / 132	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0308	h / 106	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0288	h / 113	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.25	0.0227	h / 144	----	0.0194	h / 168	----
	Piso 2	1.65	3.25	0.0091	h / 358	----	0.0150	h / 217	----
	Piso 1	-1.60	2.90	0.0085	h / 342	----	0.0141	h / 206	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4109	h / 143	----	0.4159	h / 142	----
C24	Piso 19	54.15	3.00	0.0124	h / 242	----	0.0201	h / 150	----
	Piso 18	51.15	3.00	0.0146	h / 206	----	0.0206	h / 146	----
	Piso 17	48.15	3.00	0.0164	h / 183	----	0.0211	h / 143	----
	Piso 16	45.15	3.00	0.0180	h / 167	----	0.0216	h / 139	----
	Piso 15	42.15	3.00	0.0195	h / 154	----	0.0222	h / 136	----
	Piso 14	39.15	3.00	0.0210	h / 143	----	0.0227	h / 133	----
	Piso 13	36.15	3.00	0.0223	h / 135	----	0.0232	h / 130	----
	Piso 12	33.15	3.00	0.0235	h / 128	----	0.0236	h / 128	----

Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Piso 11	30.15	3.00	0.0246	h / 122	----	0.0240	h / 125	----
	Piso 10	27.15	3.00	0.0257	h / 117	----	0.0241	h / 125	----
	Piso 9	24.15	3.00	0.0267	h / 113	----	0.0241	h / 125	----
	Piso 8	21.15	3.25	0.0304	h / 107	----	0.0260	h / 125	----
	Piso 7	17.90	3.25	0.0312	h / 105	----	0.0255	h / 128	----
	Piso 6	14.65	3.25	0.0314	h / 104	----	0.0246	h / 133	----
	Piso 5	11.40	3.25	0.0307	h / 106	----	0.0234	h / 139	----
	Piso 4	8.15	3.25	0.0287	h / 114	----	0.0217	h / 150	----
	Piso 3	4.90	3.15	0.0226	h / 140	----	0.0193	h / 164	----
	Piso 2	1.75	3.13	0.0091	h / 344	----	0.0150	h / 209	----
	Piso 1	-1.38	3.13	0.0085	h / 368	----	0.0141	h / 222	----
	Cimentación	-4.50							
	Total		58.65	0.4089	h / 144	----	0.4149	h / 142	----

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 129: Valores máximos

Desplome local máximo de los Columnas (d / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Piso 19	----	----	1 / 216	1 / 166
Piso 18	----	----	1 / 187	1 / 162
Piso 17	----	----	1 / 185	1 / 160
Piso 16	----	----	1 / 183	1 / 158
Piso 15	----	----	1 / 180	1 / 157
Piso 14	----	----	1 / 178	1 / 155
Piso 13	----	----	1 / 175	1 / 151
Piso 12	----	----	1 / 171	1 / 149
Piso 11	----	----	1 / 167	1 / 147
Piso 10	----	----	1 / 163	1 / 148

<b>Desplome local máximo de los Columnas (d / h)</b>				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Piso 9	----	----	1 / 161	1 / 145
Piso 8	----	----	1 / 150	1 / 144
Piso 7	----	----	1 / 153	1 / 145
Piso 6	----	----	1 / 151	1 / 146
Piso 5	----	----	1 / 145	1 / 149
Piso 4	----	----	1 / 148	1 / 150
Piso 3	----	----	1 / 158	1 / 164
Piso 2	----	----	1 / 344	1 / 209
Piso 1	----	----	1 / 342	1 / 206

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 130: Deriva del módulo 2

<b>Desplome total máximo de los Columnas (D / H)</b>			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
----	----	1 / 157 = 0.00636	1 / 149 = 0.0067
<i>Notas:</i>			
<i>(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.</i>			

Fuente: Elaboración propia de los autores

### Anexo 3: Sísmica de dos módulos

#### A. Justificación sísmica de los dos modulo

- Análisis dinámico.

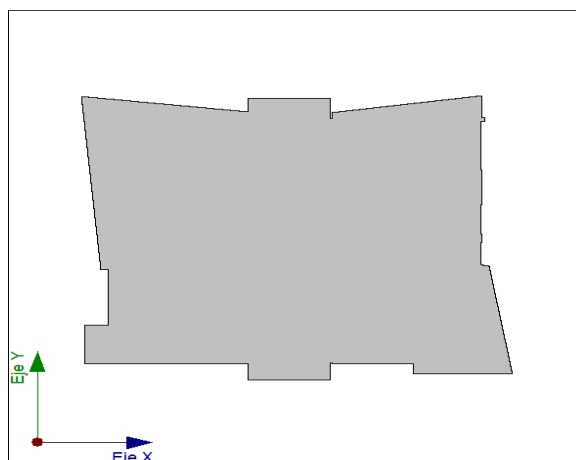


Figura 42: Proyección en planta

Fuente: Elaboración propia de los autores

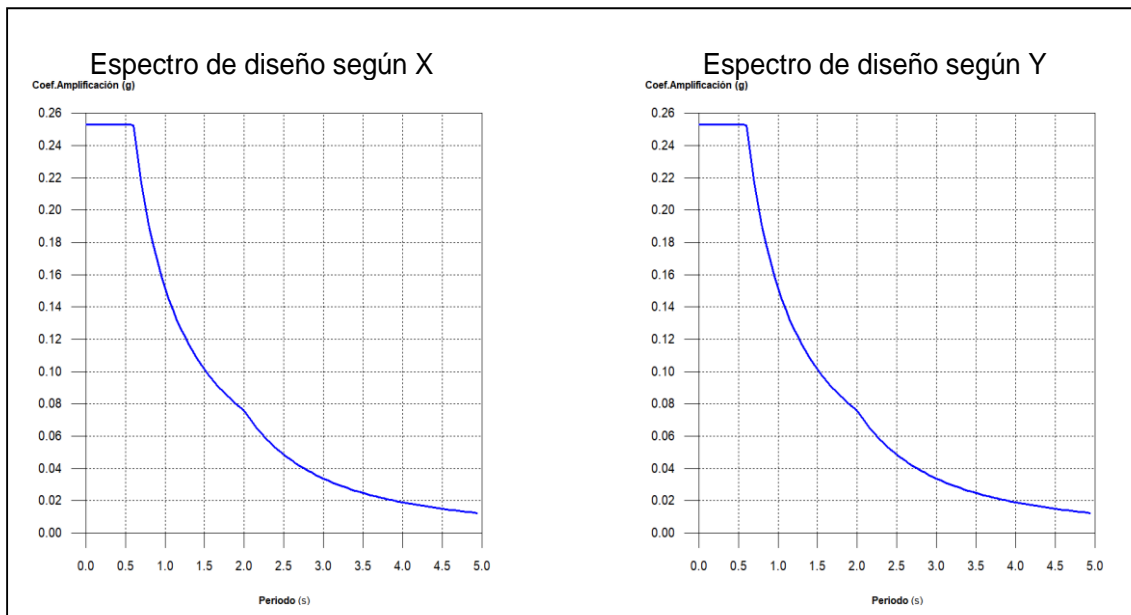


Figura 43. Espectro de pseudoaceleraciones (X, Y)

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 131: Coeficiente de participación sísmica en dirección en "X" y "Y".

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 1	1.466	0.8437	0.042	0.5351	41.46 %	0.11 %	R = 7 A = 1.016 m/s <sup>2</sup> D = 55.3466 mm	R = 7 A = 1.016 m/s <sup>2</sup> D = 55.3466 mm
Modo 2	1.375	0.9606	0.0606	0.2711	21.01 %	0.09 %	R = 7 A = 1.084 m/s <sup>2</sup> D = 51.89 mm	R = 7 A = 1.084 m/s <sup>2</sup> D = 51.89 mm
Modo 3	1.254	0.0123	0.9537	0.3004	0.01 %	50.46 %	R = 7 A = 1.188 m/s <sup>2</sup> D = 47.3344 mm	R = 7 A = 1.188 m/s <sup>2</sup> D = 47.3344 mm
Modo 4	1.082	0.0012	0.013	0.9999	0 %	0.15 %	R = 7 A = 1.378 m/s <sup>2</sup> D = 40.8529 mm	R = 7 A = 1.378 m/s <sup>2</sup> D = 40.8529 mm



Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 5	0.968	0.0023	0.0762	0.9971	0.01 %	14.77 %	R = 7 A = 1.541 m/s <sup>2</sup> D = 36.5383 mm	R = 7 A = 1.541 m/s <sup>2</sup> D = 36.5383 mm
Modo 6	0.841	0.0131	0.0216	0.9998	0.11 %	3.96 %	R = 7 A = 1.773 m/s <sup>2</sup> D = 31.7579 mm	R = 7 A = 1.773 m/s <sup>2</sup> D = 31.7579 mm
Modo 7	0.396	0.6842	0.0572	0.7271	3.95 %	0.03 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 9.84832 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 9.84832 mm
Modo 8	0.372	0.8635	0.0098	0.5042	4.09 %	0 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 8.71283 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 8.71283 mm
Modo 9	0.307	0.0222	0.773	0.634	0 %	2.51 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 5.92062 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 5.92062 mm
Modo 10	0.295	0.0054	0.0394	0.9992	0.01 %	0.51 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 5.45612 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 5.45612 mm
Modo 11	0.218	0.0015	0.1833	0.9831	0 %	10.56 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.98935 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.98935 mm
Modo 12	0.207	0.1342	0.0089	0.9909	3.37 %	0.02 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.70461 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.70461 mm
Modo 13	0.203	0.0175	0.0199	0.9997	0.39 %	0.57 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.57949 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.57949 mm

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 14	0.194	0.9626	0.0393	0.2682	1.81 %	0 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.36617 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 2.36617 mm
Modo 15	0.147	0.0039	0.2228	0.9748	0 %	0.51 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.3566 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.3566 mm
Modo 16	0.138	0.0269	0.0589	0.9979	0.1 %	0.54 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.20055 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.20055 mm
Modo 17	0.131	0.7731	0.004	0.6343	2.72 %	0 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.08308 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.08308 mm
Modo 18	0.127	0.999	0.0435	0.0047	0.61 %	0 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.00778 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 1.00778 mm
Modo 19	0.104	0.0848	0.8503	0.5194	0.07 %	7.59 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.68318 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.68318 mm
Modo 20	0.098	0.7397	0.005	0.6729	8.31 %	0 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.5998 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.5998 mm
Modo 21	0.093	0.0054	0.0154	0.9999	0.02 %	0.16 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.54569 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.54569 mm
Modo 22	0.090	0.0853	0.0009	0.9964	0.02 %	0 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.51101 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.51101 mm

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 23	0.088	0.0045	0.003	1	0 %	0 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.4923 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.4923 mm
Modo 24	0.083	0.0358	0.0483	0.9982	0.05 %	0.1 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.43257 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.43257 mm
Modo 25	0.077	0.9886	0.034	0.1467	8.44 %	0.01 %	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.37033 mm	R = 7 A = 2.483 m/s <sup>2</sup> D = 0.37033 mm
Total					96.56 %	92.65 %		

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Tabla 132. Hipótesis Sismo X1

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	1.466	0.104

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 133. Hipótesis Sismo Y1

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 3	1.254	0.121

Fuente: Elaboración propia de los autores

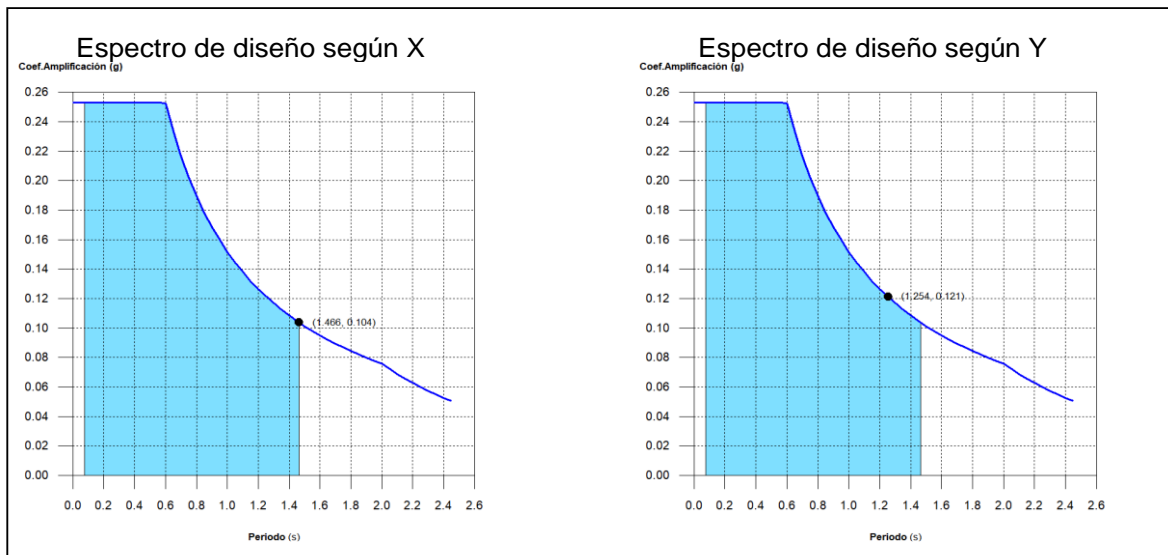


Figura 44. Periodos modales

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Tabla 134. Centro de masas, Centro de rigidez y excentricidades de cada planta.

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
Piso 19	(16.41, 13.87)	(16.84, 12.77)	-0.43	1.10
Piso 18	(16.48, 13.75)	(16.92, 12.75)	-0.44	1.00
Piso 17	(16.47, 13.74)	(17.00, 12.74)	-0.53	1.00
Piso 16	(16.47, 13.74)	(17.00, 12.74)	-0.53	1.00
Piso 15	(16.47, 13.74)	(17.00, 12.74)	-0.53	1.00
Piso 14	(16.47, 13.74)	(17.00, 12.74)	-0.53	1.00
Piso 13	(16.47, 13.74)	(17.00, 12.74)	-0.53	1.00
Piso 12	(16.47, 13.74)	(17.00, 12.74)	-0.53	1.00
Piso 11	(16.47, 13.74)	(17.00, 12.74)	-0.53	1.00
Piso 10	(16.47, 13.74)	(17.00, 12.74)	-0.53	1.00
Piso 9	(16.47, 13.74)	(17.00, 12.74)	-0.53	1.00
Piso 8	(16.48, 13.73)	(16.95, 12.75)	-0.47	0.98
Piso 7	(16.48, 13.72)	(16.89, 12.77)	-0.41	0.95
Piso 6	(16.48, 13.72)	(16.89, 12.77)	-0.41	0.95
Piso 5	(16.48, 13.72)	(16.89, 12.77)	-0.41	0.95
Piso 4	(16.49, 13.72)	(16.89, 12.77)	-0.40	0.95
Piso 3	(16.50, 14.02)	(16.89, 12.77)	-0.39	1.25
Piso 2	(16.47, 13.39)	(16.23, 13.24)	0.24	0.14
Piso 1	(15.99, 13.12)	(15.78, 13.36)	0.21	-0.25

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 135. Cortante basal dinámico en X<sub>1</sub>.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V <sub>x</sub> (t)	V <sub>d,x</sub> (t)
Sismo X1	Modo 1	1104.7268	1916.8512
	Modo 2	597.0587	
	Modo 3	0.2351	
	Modo 4	0.0416	
	Modo 5	0.4992	
	Modo 6	18.0354	
	Modo 7	257.1036	
	Modo 8	266.3099	
	Modo 9	0.1209	
	Modo 10	0.5586	
	Modo 11	0.0435	
	Modo 12	219.3049	
	Modo 13	25.6284	
	Modo 14	117.5420	
	Modo 15	0.0091	
	Modo 16	6.5404	
	Modo 17	177.2250	
	Modo 18	39.7938	
	Modo 19	4.3990	
	Modo 20	540.9401	
	Modo 21	1.1664	
	Modo 22	1.1526	
	Modo 23	0.0360	
	Modo 24	3.2447	
	Modo 25	549.2060	

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 136. Cortante basal dinámico en Y<sub>1</sub>.

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V <sub>y</sub> (t)	V <sub>d,y</sub> (t)
Sismo Y1	Modo 1	2.7372	1810.8012
	Modo 2	2.3804	
	Modo 3	1408.4454	
	Modo 4	4.7972	
	Modo 5	534.5784	
	Modo 6	165.0211	
	Modo 7	1.7973	
	Modo 8	0.0344	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V <sub>Y</sub> (t)	V <sub>d,Y</sub> (t)
	Modo 9	146.1565	
	Modo 10	29.6502	
	Modo 11	615.8917	
	Modo 12	0.9685	
	Modo 13	32.9612	
	Modo 14	0.1959	
	Modo 15	29.4895	
	Modo 16	31.2242	
	Modo 17	0.0048	
	Modo 18	0.0752	
	Modo 19	443.0301	
	Modo 20	0.0252	
	Modo 21	9.3837	
	Modo 22	0.0001	
	Modo 23	0.0167	
	Modo 24	5.9111	
	Modo 25	0.6491	

Fuente: Elaboración propia de los autores

- Cortante basal estático.

Tabla 137. Peso sísmico de la estructura

Planta	p <sub>i</sub> (t)
Piso 19	999.7733
Piso 18	1105.1393
Piso 17	1112.3576
Piso 16	1112.3576
Piso 15	1112.3576
Piso 14	1112.3576
Piso 13	1112.3576
Piso 12	1112.3576
Piso 11	1112.3576
Piso 10	1112.3576
Piso 9	1112.3576
Piso 8	1124.2003
Piso 7	1136.3368
Piso 6	1136.3368
Piso 5	1135.8762
Piso 4	1136.7992

Planta	$p_i$ (t)
Piso 3	1110.0041
Piso 2	1065.5923
<b><math>P=\sum p_i</math></b>	<b>19961.2766</b>

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 138. Verificación de la Cortante basal

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 1916.8512 t <sup>3</sup> 2021.1509 t	1.05
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 1810.8012 t <sup>3</sup> 2021.1509 t	1.12

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 139. Cortante sísmico combinado y fuerzas sísmicas equivalente por planta X1

Planta	$Q_x$ (t)	$F_{eq,X}$ (t)	$Q_y$ (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
Piso 19	277.9183	277.9183	32.7476	32.7476
Piso 18	477.1526	213.8867	57.4394	25.1002
Piso 17	601.1459	203.3100	72.8866	17.7343
Piso 16	726.9225	231.6138	81.2036	15.8575
Piso 15	853.5184	205.0061	86.1879	18.4141
Piso 14	951.8486	173.1206	91.6411	21.5820
Piso 13	1029.7306	204.2310	99.2086	23.2722
Piso 12	1113.4543	219.5078	108.0853	22.8109
Piso 11	1199.1703	194.9536	116.4356	21.1142
Piso 10	1267.8307	186.1283	123.2616	18.2422
Piso 9	1333.3474	201.8769	128.6351	17.5074
Piso 8	1399.6863	209.2711	132.7170	19.9301
Piso 7	1465.1131	199.5322	135.9517	22.9310
Piso 6	1522.4602	206.9160	140.8883	24.2869
Piso 5	1576.4166	194.8374	147.5760	22.7024
Piso 4	1617.7181	180.2765	154.4911	18.0276
Piso 3	1646.9941	175.5984	158.9331	16.1922
Piso 2	1916.8512	797.0220	170.4952	40.9573
Piso 1	1916.8512	0.0000	170.4952	0.0000

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 140. Cortante sísmico combinado y fuerzas sísmicas equivalente por planta Y<sub>1</sub>

Planta	Q <sub>X</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>Y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Piso 19	21.9118	21.9118	247.8046	247.8046
Piso 18	37.4458	17.1553	454.4560	209.9815
Piso 17	47.4488	13.3416	620.5864	174.0845
Piso 16	53.7367	13.3288	752.9729	152.0320
Piso 15	57.3650	13.7688	860.6211	144.4405
Piso 14	59.7797	15.7455	953.0434	147.0324
Piso 13	64.4794	18.8132	1039.4931	152.6270
Piso 12	73.6306	19.3400	1122.9791	154.8820
Piso 11	83.2369	16.2832	1203.2694	152.4830
Piso 10	90.1035	11.8251	1278.9107	146.7655
Piso 9	93.6937	10.7758	1349.4703	141.7793
Piso 8	95.8298	14.8200	1416.2296	144.0334
Piso 7	97.8222	17.8808	1478.2418	152.0203
Piso 6	100.6814	19.2295	1537.0682	156.9783
Piso 5	105.5398	17.8163	1594.8315	154.5028
Piso 4	110.4847	14.7497	1650.5472	140.7740
Piso 3	113.7635	11.7153	1697.2744	112.6716
Piso 2	135.5868	64.5590	1810.8012	225.4744
Piso 1	135.5868	0.0000	1810.8012	0.0000

Fuente: Elaboración propia de los autores

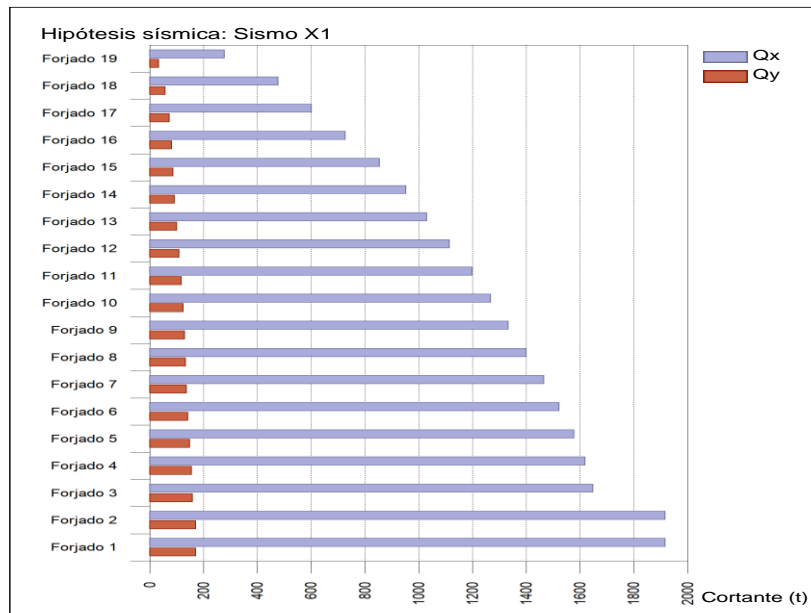


Figura 45. Cortantes máximos por planta X1

Fuente: Elaboración propia de los autores



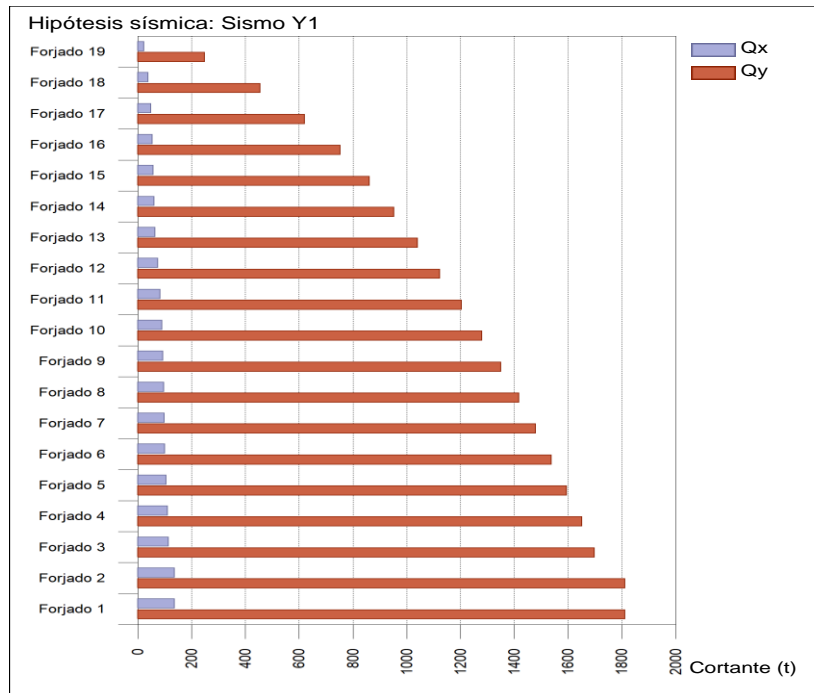


Figura 46. Cortantes máximos por planta Y1

Fuente: Elaboración propia de los autores

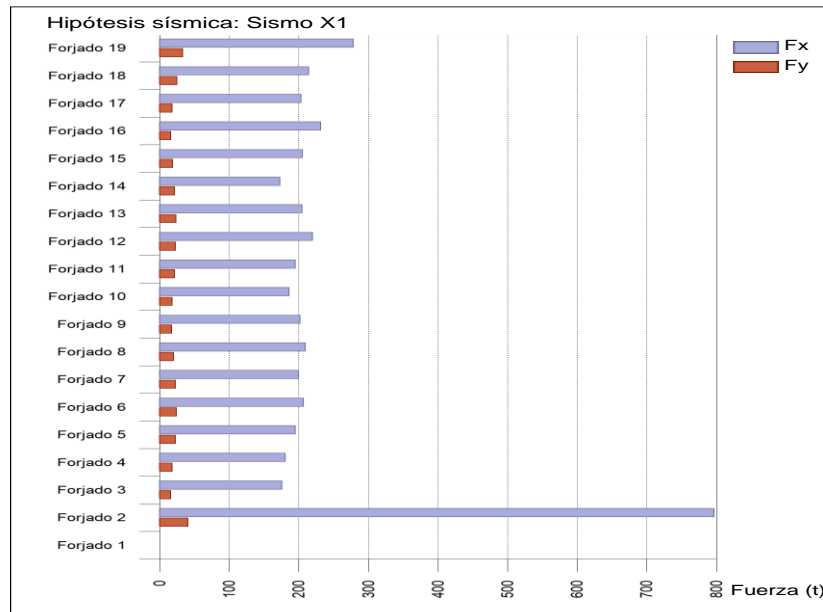


Figura 47. Fuerzas equivalentes por planta X1

Fuente: Elaboración propia de los autores

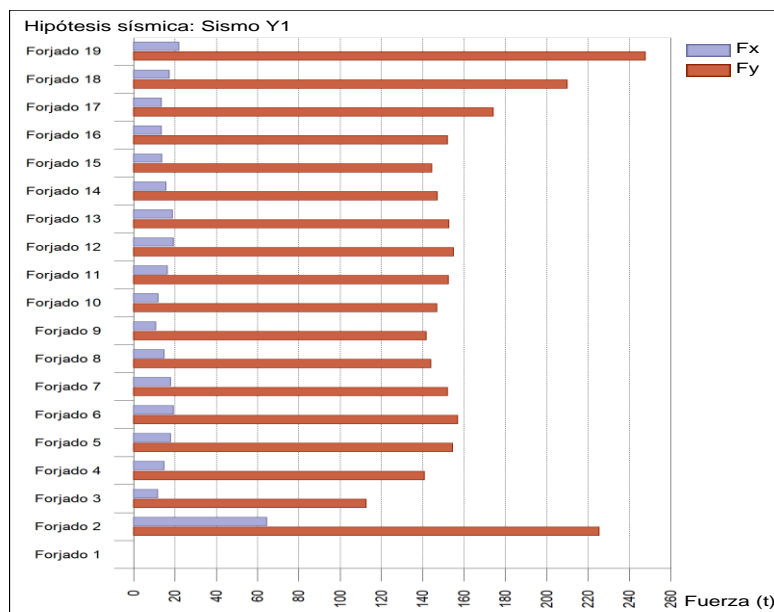


Figura 48. Fuerzas equivalentes por planta Y1

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 141. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta X<sub>1</sub>

Planta	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Piso 19	68.56	31.44	43.41	56.59
Piso 18	72.74	27.26	34.46	65.54
Piso 17	75.19	24.81	33.51	66.49
Piso 16	73.91	26.09	33.87	66.13
Piso 15	71.87	28.13	34.48	65.52
Piso 14	71.77	28.23	34.40	65.60
Piso 13	72.46	27.54	33.45	66.55
Piso 12	72.16	27.84	32.54	67.46
Piso 11	71.48	28.52	32.32	67.68
Piso 10	71.54	28.46	32.86	67.14
Piso 9	71.35	28.65	33.98	66.02
Piso 8	67.50	32.50	34.98	65.02
Piso 7	66.31	33.69	36.38	63.62
Piso 6	64.22	35.78	35.16	64.84
Piso 5	61.00	39.00	35.34	64.66
Piso 4	54.69	45.31	33.00	67.00
Piso 3	65.39	34.61	63.02	36.98
Piso 2	7.89	92.11	20.70	79.30
Piso 1	21.33	78.67	37.54	62.46

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 142. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta Y<sub>1</sub>

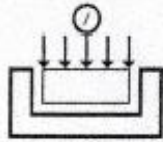
Planta	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Piso 19	58.64	41.36	58.54	41.46
Piso 18	60.61	39.39	46.75	53.25
Piso 17	60.54	39.46	39.86	60.14
Piso 16	60.89	39.11	36.24	63.76
Piso 15	62.31	37.69	34.40	65.60
Piso 14	64.74	35.26	33.23	66.77
Piso 13	66.39	33.61	32.21	67.79
Piso 12	65.62	34.38	31.22	68.78
Piso 11	64.38	35.62	30.25	69.75
Piso 10	63.99	36.01	29.28	70.72
Piso 9	64.32	35.68	28.32	71.68
Piso 8	61.19	38.81	25.81	74.19
Piso 7	60.61	39.39	24.63	75.37
Piso 6	57.92	42.08	23.57	76.43
Piso 5	56.02	43.98	21.15	78.85
Piso 4	49.22	50.78	19.55	80.45
Piso 3	52.97	47.03	36.11	63.89
Piso 2	17.64	82.36	14.98	85.02
Piso 1	36.28	63.72	27.55	72.45

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 143. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques X<sub>1</sub>, Y<sub>1</sub>

Hipótesis sísmica	%Q <sub>X</sub>		%Q <sub>Y</sub>	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Sismo X1	21.33	78.67	37.54	62.46
Sismo Y1	36.28	63.72	27.55	72.45

Fuente: Elaboración propia de los autores



**HUERTAS INGENIEROS S.A.C.**

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

**INFORME TÉCNICO**

**ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION**

**OBRA:**

**MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA  
POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA  
LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE**

**SOLICITANTE:**

**MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE**

**UBICACIÓN:**

**LUGAR : Miramar**  
**DISTRITO : Moche**  
**PROVINCIA : TRUJILLO**  
**DEPARTAMENTO : LA LIBERTAD**

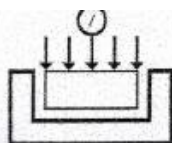


HUERTAS INGENIEROS SAC

Ing. José Huertas Polo  
CIR 34570

MARZO del 2016

# Calicata N°1



## HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

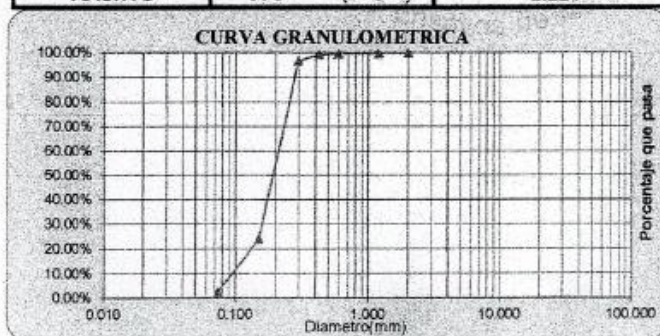
OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
 SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE  
 SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE  
 UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD  
 FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

Prof (m) : 0.50 - 1.50

<b>CANtera:</b>	<b>MATERIAL IN SITU</b>	<b>Sondaje:</b>	<b>C-1</b>
<b>CLASE DE SUELO:</b>	<b>ARENA UNIFORME</b>	<b>Muestra:</b>	<b>M-1</b>

### PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

Peso Original (gr)		200.00				Especificaciones B	
Pérd. por lavado (gr)		5.23				Límites	
Peso Tamizado (gr)		194.77				Superior	Inferior
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
No 4	4.760						
No 8	2.381						
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
No 16	1.191	0.38	0.19%	0.19%	99.81%		
No 30	0.595	0.31	0.16%	0.35%	99.66%		
No 40	0.420	0.90	0.45%	0.80%	99.21%		
No 50	0.296	5.10	2.55%	3.35%	96.66%		
No 100	0.149	145.41	72.71%	76.05%	23.95%		
No 200	0.074	42.67	21.34%	97.39%	2.61%		
Plato		5.23	2.61%	100.00%	0.00%	LL(%) =	NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) =	NP
<b>SUCS</b>		<b>SP</b>		Contenido de humedad (%)		LC(%) =	NP
<b>AASHTO</b>		<b>A-3 (0)</b>		<b>2.221</b>		IP(%) =	NP

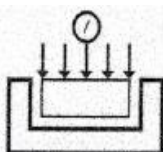


D60: (mm)	0.22
D30: (mm)	0.16
D10: (mm)	0.10
<b>Cu:</b>	<b>2.22</b>
<b>Cc:</b>	<b>1.17</b>

D50: (mm)	<b>0.20</b>
% de Material	
Grava:	<b>0.00%</b>
Arena:	<b>97.39%</b>
Finos:	<b>2.61%</b>

HUERTAS INGENIEROS SAC  
 Ing. José Huertas Polo  
 CIP 34570

Calicata N°2



# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

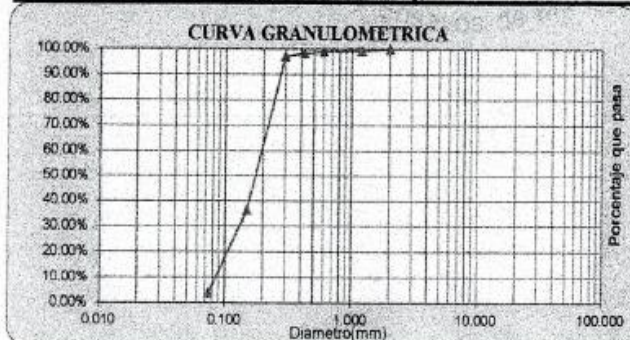
OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
 SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE  
 SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE  
 UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD  
 FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

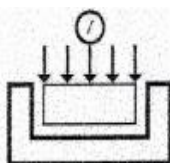
Prof (m) : 0.20 - 1.50

CANTERA:	MATERIAL IN SITU	Sondaje:	C-2
CLASE DE SUELO:	ARENA UNIFORME	Muestra:	M-1

## PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

Peso Original (gr)		200.00				Especificaciones B	
Pérd. por lavado (gr)		7.56				Límites	
Peso Tamizado (gr)		192.45				Superior	Inferior
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
No 4	4.760						
No 8	2.381						
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
No 16	1.191	1.21	0.61%	0.61%	99.40%		
No 30	0.595	1.02	0.51%	1.12%	98.89%		
No 40	0.420	1.32	0.66%	1.78%	98.23%		
No 50	0.296	2.32	1.16%	2.94%	97.07%		
No 100	0.149	121.25	60.63%	63.56%	36.44%		
No 200	0.074	65.33	32.66%	96.22%	3.78%		
Plato		7.56	3.78%	100.00%	0.00%	LL(%) =	NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) =	NP
SUCS		SP		Contenido de humedad (%)		LC(%) =	NP
AASHTO		A-3 ( 0 )		1.719		IP(%) =	NR





# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

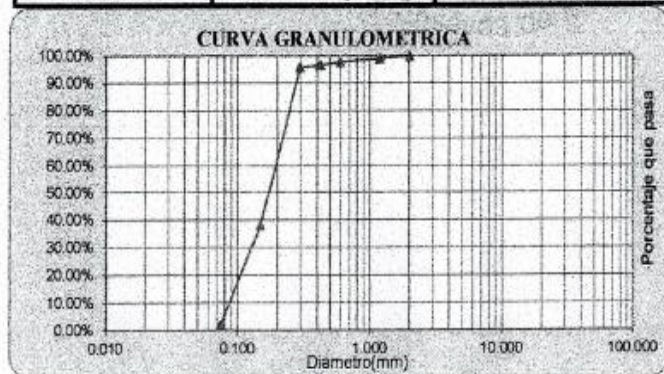
OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
 SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE  
 SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE  
 UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD  
 FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

Prof (m) : 0.30 - 1.50

CANTERA:	MATERIAL IN SITU	Sondaje:	C-3
CLASE DE SUELO:	ARENA UNIFORME	Muestra:	M-1

## PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

Peso Original (gr)	200.00				Especificaciones B	
Pérd. por lavado (gr)	3.88				Límites	
Peso Tamizado (gr)	196.12				Superior	Inferior
ABERT. MALLA	Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
No 4	4.760					
No 8	2.381					
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%	
No 16	1.191	1.66	0.83%	0.83%	99.17%	
No 30	0.595	2.85	1.43%	2.26%	97.75%	
No 40	0.420	2.32	1.16%	3.42%	96.59%	
No 50	0.296	1.65	0.83%	4.24%	95.76%	
No 100	0.149	115.32	57.66%	61.90%	38.10%	
No 200	0.074	72.32	36.16%	98.06%	1.94%	
Plato		3.88	1.94%	100.00%	0.00%	LL(%) = NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) = NP
SUCS		SP	Contenido de humedad (%)			LC(%) = NP
AASHTO		A-3	( 0 )	1.969		IP(%) = NP

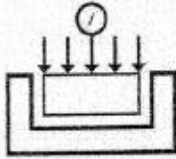


D60: (mm)	0.20
D30: (mm)	0.13
D10: (mm)	0.09
Cu:	2.26
Cc:	0.94

D50: (mm)	0.18
% de Material	
Grava:	0.00%
Arena:	98.06%
Finos:	1.94%



HUERTAS INGENIEROS S.A.C.



# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

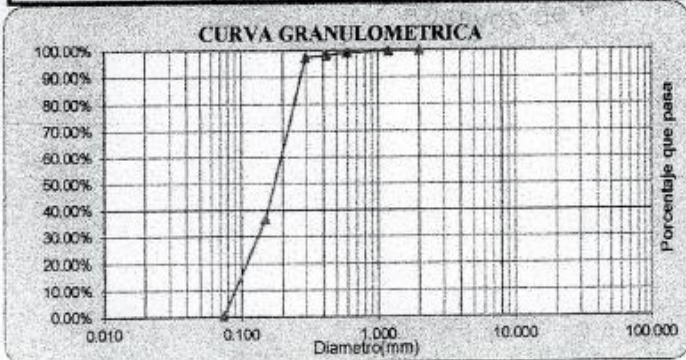
OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
 SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE  
 SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE  
 UBICACIÓN: ALTO MOCHIE MOCHE TRUJILLO - LA LIBERTAD  
 FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

Prof (m) : 0.30 - 1.50

CANTERA:	MATERIAL IN SITU	Sondaje:	C-4
CLASE DE SUELO:	ARENA UNIFORME	Muestra:	M-1

## PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

Peso Original (gr)		200.00				Especificaciones B	
Pérd. por lavado (gr)		0.48				Límites	
Peso Tamizado (gr)		199.52				Superior	Inferior
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
No 4	4.760						
No 8	2.381						
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
No 16	1.191	0.56	0.28%	0.28%	99.72%		
No 30	0.595	1.10	0.55%	0.83%	99.17%		
No 40	0.420	2.10	1.05%	1.88%	98.12%		
No 50	0.296	1.55	0.78%	2.66%	97.35%		
No 100	0.149	121.56	60.78%	63.44%	36.57%		
No 200	0.074	72.65	36.33%	99.76%	0.24%		
Plato		0.48	0.24%	100.00%	0.00%	LL(%) =	NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) =	NP
SUCS		SP		Contenido de humedad (%)		LC(%) =	NP
AASHTO		A-3 ( 0 )		2.171		IP(%) =	NP

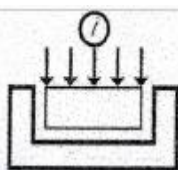


D60: (mm)	0.21
D30: (mm)	0.14
D10: (mm)	0.09
Cu:	2.18
Cc:	0.95

D50: (mm)	0.18
% de Material	
Grava:	0.00%
Arena:	99.76%
Finos:	0.24%

HUERTAS INGENIEROS SAC





# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE

SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE

UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD

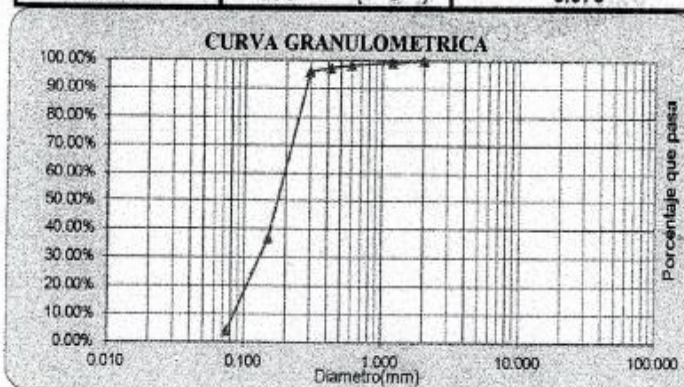
FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

Prof (m) : 0.20 - 1.50

CANTERA:	MATERIAL IN SITU	Sondaje:	C-5
CLASE DE SUELO:	ARENA UNIFORME	Muestra:	M-1

## PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

Peso Original (gr)		200.00				Especificaciones B	
Pérd. por lavado (gr)		8.30				Límites	
Peso Tamizado (gr)		191.70				Superior	Inferior
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
No 4	4.760						
No 8	2.381						
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
No 18	1.191	1.50	0.75%	0.75%	99.25%		
No 30	0.595	2.11	1.06%	1.81%	98.20%		
No 40	0.420	1.99	1.00%	2.80%	97.20%		
No 50	0.296	2.56	1.28%	4.08%	95.92%		
No 100	0.149	118.32	59.16%	63.24%	36.76%		
No 200	0.074	65.22	32.61%	95.85%	4.15%		
Plato		8.30	4.15%	100.00%	0.00%	LL(%) =	NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) =	NP
SUCS		SP		Contenido de humedad (%)		LC(%) =	NP
AASHTO		A-3 ( 0 )		0.975		IP(%) =	NP

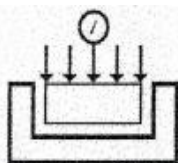


D60: (mm)	0.21
D30: (mm)	0.13
D10: (mm)	0.09
Cu:	2.36
Cc:	0.98

D50: (mm)	0.18
% de Material	
Grava:	0.00%
Arena:	95.85%
Fines:	4.15%

HUERTAS INGENIEROS SAC





# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE

SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE

UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD

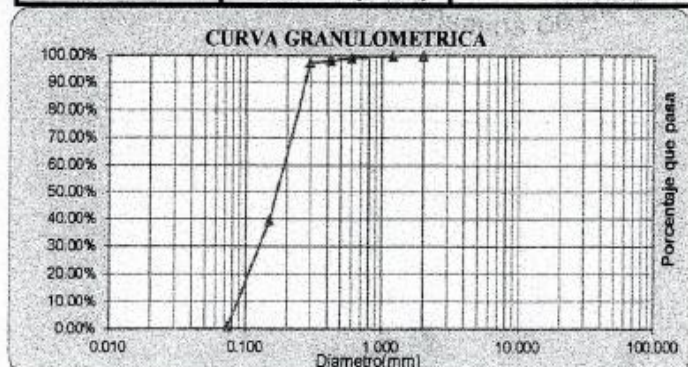
FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

Prof (m) : 0.20 - 1.50

CANtera:	MATERIAL IN SITU	Sondaje:	C-6
CLASE DE SUELO:	ARENA UNIFORME	Muestra:	M-1

## PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

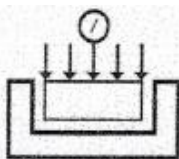
Peso Original (gr)		200.00				Especificaciones B	
Pérd. por lavado (gr)		1.98				Límites	
Peso Tamizado (gr)		198.02				Superior	Inferior
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
No 4	4.760						
No 8	2.381						
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
No 16	1.191	0.14	0.07%	0.07%	99.93%		
No 30	0.595	1.69	0.85%	0.92%	99.09%		
No 40	0.420	2.05	1.03%	1.94%	98.06%		
No 50	0.296	1.44	0.72%	2.66%	97.34%		
No 100	0.149	115.65	57.83%	60.49%	39.52%		
No 200	0.074	77.05	38.53%	99.01%	0.99%		
Plato		1.98	0.99%	100.00%	0.00%	LL(%) =	NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) =	NP
SUCS		SP		Contenido de humedad (%)		LC(%) =	NP
AASHTO		A-3 ( 0 )		3.498		IP(%) =	NP



D60: (mm)	0.20
D30: (mm)	0.13
D10: (mm)	0.09
Cu:	2.20
Cc:	0.92

D50: (mm)	0.18
% de Material	
Grava:	0.00%
Arena:	99.01%
Finos:	0.99%

HUERTAS INGENIEROS SAC  
 Ing. José Huertas Polo  
 CIP 34570



# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

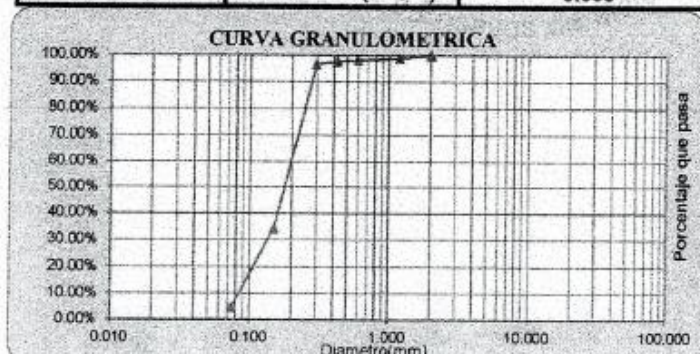
OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
 SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE  
 SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE  
 UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD  
 FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

Prof (m) : 0.30 - 1.50

CANTERA:	MATERIAL IN SITU	Sondaje:	C-7
CLASE DE SUELO:	ARENA UNIFORME	Muestra:	M-1

## PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

ABERT. MALLA		Peso				Especificaciones B	
Pulg/malla	mm	Retenido	% Retenido	% Rei Acumulado	% Pasa	Superior	Inferior
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
No 4	4.760						
No 8	2.381						
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
No 16	1.191	2.32	1.16%	1.16%	98.84%		
No 30	0.595	1.44	0.72%	1.88%	98.12%		
No 40	0.420	1.02	0.51%	2.39%	97.61%		
No 50	0.296	1.90	0.95%	3.34%	96.66%		
No 100	0.149	124.50	62.25%	65.59%	34.41%		
No 200	0.074	59.50	29.75%	95.34%	4.66%		
Plato		9.32	4.66%	100.00%	0.00%	LL(%) =	NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) =	NP
SUCS	SP	Contenido de humedad (%)				LC(%) =	NP
AASHTO	A-3 ( 0 )	3.035				IP(%) =	NP



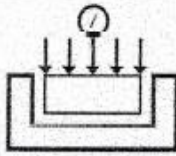
D60: (mm)	0.21
D30: (mm)	0.14
D10: (mm)	0.09
Cu:	2.39
Cc:	1.04

D50: (mm)	0.19
% de Material	
Grava:	0.00%
Arena:	95.34%
Finos:	4.66%



HUERTAS INGENIEROS SAC

Ing. José Huertas Polo  
 CIP 34570



# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

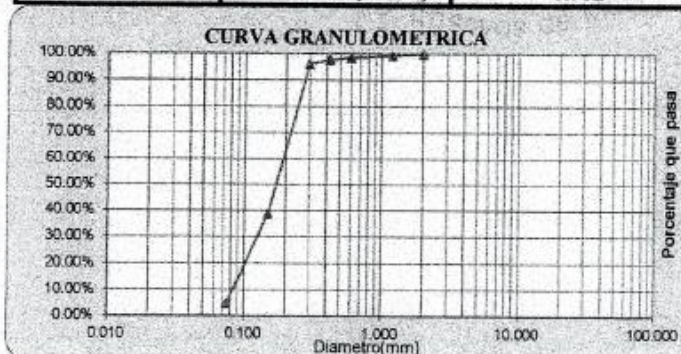
OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
 SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE  
 SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE  
 UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD  
 FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

Prof(m) : 0.40 - 1.50

CANTERA:	MATERIAL IN SITU	Sondaje:	C-8
CLASE DE SUELO:	ARENA UNIFORME	Muestra:	M-1

## PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

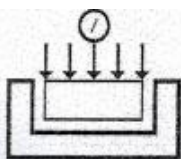
Peso Original (gr)		200.00				Especificaciones B	
Pérd. por lavado (gr)		9.00				Límites	
Peso Tamizado (gr)		190.94				Superior	Inferior
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
No 4	4.760						
No 8	2.381						
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
No 16	1.191	1.44	0.72%	0.72%	99.28%		
No 30	0.595	1.80	0.90%	1.62%	98.38%		
No 40	0.420	1.60	0.80%	2.42%	97.58%		
No 50	0.296	2.90	1.45%	3.87%	96.13%		
No 100	0.149	114.65	57.33%	61.20%	38.81%		
No 200	0.074	68.55	34.28%	95.47%	4.53%		
Plato		9.06	4.53%	100.00%	0.00%	LL(%) =	NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) =	NP
SUCS		SP		Contenido de humedad (%)		LC(%) =	NP
AASHTO		A-3 ( 0 )		3.732		IP(%) =	NP



D <sub>60</sub> (mm)	0.20
D <sub>30</sub> (mm)	0.13
D <sub>10</sub> (mm)	0.09
Cu	2.37
Cc	0.96

D <sub>50</sub> (mm)	0.18
% de Material	
Grava	0.00%
Arena	95.47%
Finos	4.53%





# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

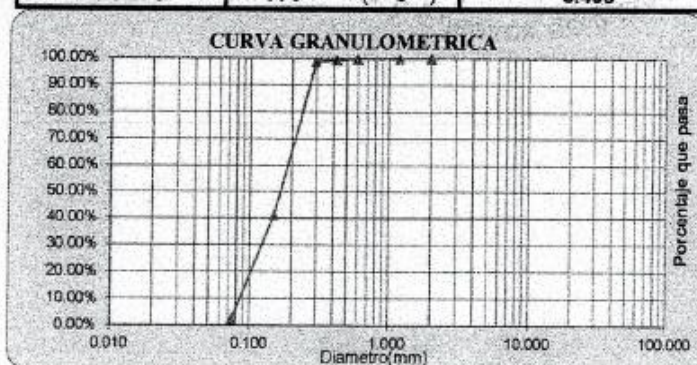
OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
 SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE  
 SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE  
 UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD  
 FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

Prof (m) : 0.40 - 1.50

<b>CANTERA:</b>	<b>MATERIAL IN SITU</b>	<b>Sondaje:</b>	<b>C-9</b>
<b>CLASE DE SUELO:</b>	<b>ARENA UNIFORME</b>	<b>Muestra:</b>	<b>M-1</b>

## PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

ABERT. MALLA		Peso Retenido	% Retenido	% Ret Acumulado	% Pasa	Especificaciones B	
Pulg/malla	mm					Superior	Inferior
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
No 4	4.760						
No 8	2.381						
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
No 16	1.191	0.22	0.11%	0.11%	99.89%		
No 30	0.595	0.36	0.18%	0.29%	99.71%		
No 40	0.420	0.66	0.33%	0.62%	99.38%		
No 50	0.296	1.33	0.66%	1.28%	98.72%		
No 100	0.149	115.36	57.68%	58.96%	41.04%		
No 200	0.074	77.05	38.53%	97.49%	2.51%		
Plato		5.03	2.51%	100.00%	0.00%	LL(%) =	NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) =	NP
<b>SUCS</b>	<b>SP</b>	Contenido de humedad (%)			LC(%) =	NP	
<b>AASHTO</b>	<b>A-3 ( 0 )</b>	<b>3.498</b>			IP(%) =	NP	

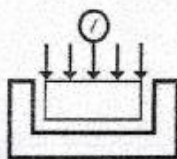


D60: (mm)	0.20
D30: (mm)	0.13
D10: (mm)	0.09
Cu:	2.23
Cc:	0.93

D50: (mm)	0.17
% de Material	
Grava:	0.00%
Arena:	97.49%
Finos:	2.51%



HUERTAS INGENIEROS SAC  
 The José Huertas Polo  
 CIP 34570



# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE

SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE

UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD

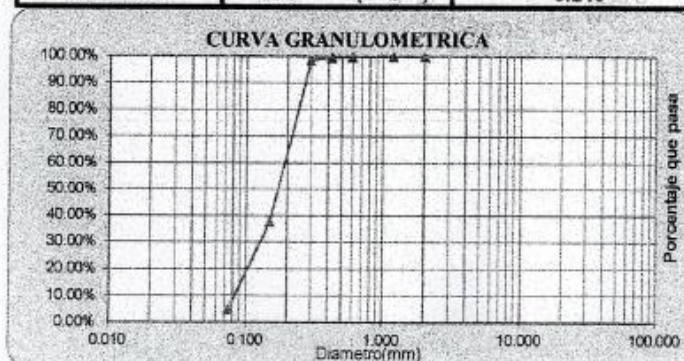
FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016

Prof (m) : 0.40 - 1.50

CANTERA:	MATERIAL IN SITU	Sondaje:	C-10
CLASE DE SUELO:	ARENA UNIFORME	Muestra:	M-1

## PRUEBA GRANULOMETRICA (NTP 339.128)

Peso Original (gr)		200.00				Especificaciones B	
Pérd. por lavado (gr)		9.84				Límites	
Peso Tamizado (gr)		190.16				Superior	Inferior
ABERT. MALLA		Peso	%	% Ret	%	%	%
Pulg/malla	mm	Retenido	Retenido	Acumulado	Pasa	Pasa	Pasa
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
No 4	4.760						
No 8	2.381						
No 10	2.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%		
No 16	1.191	0.12	0.06%	0.06%	99.94%		
No 30	0.595	0.28	0.14%	0.20%	99.80%		
No 40	0.420	0.44	0.22%	0.42%	99.58%		
No 50	0.296	2.36	1.18%	1.60%	98.40%		
No 100	0.149	121.36	60.68%	62.28%	37.72%		
No 200	0.074	65.60	32.80%	95.08%	4.92%		
Plato		9.84	4.92%	100.00%	0.00%	LL(%) =	NP
Sumatoria		200.00	100.00%			LP(%) =	NP
SUCS		SP	Contenido de humedad (%)			LC(%) =	NP
AASHTO		A-3 ( 0 )	3.240			IP(%) =	NP



D <sub>50</sub> (mm)	0.20
D <sub>30</sub> (mm)	0.13
D <sub>10</sub> (mm)	0.09
Cu	2.37
Cc	0.99

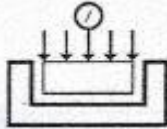
D <sub>50</sub> (mm)	0.18
% de Material	
Grava:	0.00%
Arena:	95.08%
Finos:	4.92%



HUERTAS INGENIEROS SAC

Ing. José Huertas Polo  
CIP 34570

# Capacidad de Cargas



## HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

### CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO EN CIMENTOS CUADRADOS (B > 1.20)

OBRA: MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
SANITARIO DE LA LOCALIDAD MIRAMAR - DISTRITO DE MOCHE  
SOLICITA: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MOCHE  
UBICACIÓN: ALTO MOCHE - MOCHE - TRUJILLO - LA LIBERTAD  
FECHA: TRUJILLO, MARZO DEL 2016  
DATOS GENERALES:  
SUELO IDENTIFICADO: ARENA UNIFORME (SP)  
DESARROLLO: A PARTIR DE -0.50 m DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO

Hoja 1 de 1

#### PRESION ADMISIBLE EN ARENAS BASADAS EN CONSIDERACIONES DE ASENTAMIENTO:

a) Para 25 mm de asentamiento:

$$q_a (\text{neto}) = 7.99 N_{cor} ((3.28B+1)/3.28B)^{C_w} \quad (\text{kN/m}^2) \quad B > 1.20 \text{ m}$$

b) La presión en función del Asentamiento Tolerable:

$$q_a (\text{neto}) = 11.88 N_{cor} ((3.28B+1)/3.28B)^{C_w} (S_e/25)^{F_d} \quad (\text{kN/m}^2) \quad B > 1.20 \text{ m}$$

Donde:

$q_a (\text{neto}) = q_a - \gamma D_f$   
 $q_a$  = Presión Admisible  
 $\gamma$  = peso específico del suelo  
 $D_f$  = Profundidad de desplante  
 $N_{cor}$  = Número de penetración dinámica corregida  
 $S_e$  = Asentamiento Tolerable  
 $F_d = 1 + 0.33 (D_f/B) \leq 1.33$   
 $S_e = q_a (\text{neto}) / 0.25 N_{cor}$   
 $C_w = 0.50 + 0.50 * (D_w / (D_f + B))$   
 $D_w$  = Nivel Freático (m)

Para nuestro caso, con  $B > 1.20 \text{ m}$  (desde el nivel de terreno natural):

Datos	1	2	3
$q_a (\text{neto}) (\text{kg/cm}^2)$	0.86	0.93	1.04
$q_a (\text{neto}) (\text{kN/m}^2)$	83.88	90.95	101.55
$N_{cor}$	9	9	9
$B$ (m)	1.00	1.20	1.50
$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	1.65	1.65	1.65
$D_f$ (m)	1.50	1.50	1.50
$D_w$ (m)	2.50	2.70	3.00
$F_d$	1.33	1.33	1.33
$S_e$ (mm)	37.28	40.42	45.13
$C_w$	1.00	1.00	1.00

Luego:

$q_a$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	122.44	113.09	104.11
$q_a$ (kg/cm <sup>2</sup> ) =	1.25	1.15	1.06
$S_e$ (mm):	25.00	25.00	25.00
$q_a$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	364.13	364.64	374.81
$q_a$ (kg/cm <sup>2</sup> ) =	3.72	3.72	3.82
$S_e$ (mm):	37.28	40.42	45.13

Resultados:

$qa_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) =	1.25
$qa_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) =	1.15
$qa_3$ (kg/cm <sup>2</sup> ) =	1.06

HUERTAS INGENIEROS SAC

José Huertas Polo  
CIP 34570

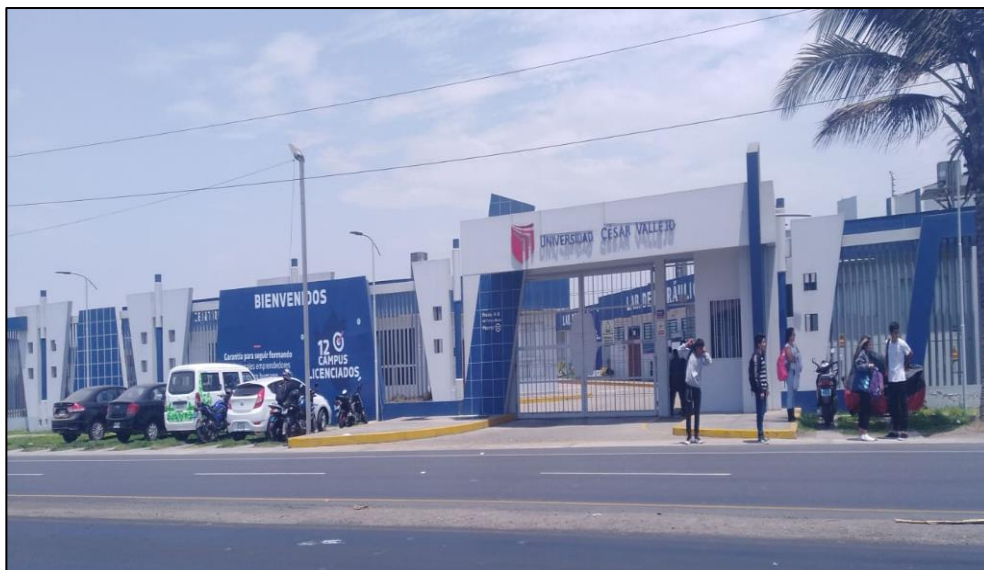


## Anexo N°5: Planos

Se encuentra adjuntado al archivo (Planos)

## Anexo N°6: Fotos

Fotografía N.ª 01



**Descripción:** Estacionamiento actual de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Cesar Vallejo - Moche

Fotografía N.ª 02



**Descripción:** Insuficiente de área de parqueo vehicular de la Facultad de Ingeniería UCV - moche



Fotografía N.º 03



**Descripción:** Vista satelital en donde refleja el pequeño parqueo de estacionamiento que presenta actualmente la Universidad César Vallejo – Moche.