

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL  
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y  
CIVIL**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“Evaluación de la ductilidad de la torre de control de tráfico aéreo  
del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge  
Chávez empleando el análisis Pushover y considerando los efectos  
P- $\Delta$ ”**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. Aldair BARRIENTOS CISNEROS**

**Asesor:**

**Msc. Ing. Javier Francisco TAIPE CARBAJAL**

**Para optar el título profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**AYACUCHO - PERÚ**

**2023**

# Resumen

Generalmente los efectos P- $\Delta$  suelen ignorarse en el análisis estructural de edificios de concreto armado, por el mismo hecho de que la norma E. 030 tampoco aborda este tema tan importante a diferencia de otras normas internacionales. Lo cierto es que, bajo ciertas circunstancias los efectos P-  $\Delta$  pueden influir significativamente en la respuesta sísmica de una estructura; por lo que, es fundamental entender la forma de incluir estos efectos P- $\Delta$  en el análisis estructural y luego evaluar la influencia en la respuesta sísmica; por tal razón, se ha planteado como objetivo principal de la presente investigación, evaluar la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la ductilidad de estructuras de concreto armado empleando el análisis Pushover; adicionalmente, se evalúa la influencia en los periodos, distorsiones de piso y fuerzas cortantes de entrepiso. La investigación es del tipo explicativo, no experimental, transversal y no probabilística, aplicado a la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez; el cual, es una estructura no convencional de concreto armado y acero estructural de 65.39 m de altura; donde, el modelo analítico se ha desarrollado en la versión educacional del software ETABS v20.0.0 basado en elementos finitos teniendo como base legal la norma E.030 y el ASCE/SEI 41-17. Los resultados encontrados muestran que los efectos P- $\Delta$  no siempre son significativos y tienden a reducir la curva de capacidad, dicha reducción es apreciable después del punto de cedencia de la estructura; de modo que, reduce el desplazamiento último y consecuentemente reduce la ductilidad del edificio. También, se ha visto que los efectos P- $\Delta$  reducen las fuerzas cortantes de entrepiso pero incrementan los periodos y distorsiones de piso; además, no tiene influencia sobre los modos superiores y dichos cambios son mayores si los efectos P- $\Delta$  son significativos.

*Palabras clave* : Análisis Pushover, ductilidad, efectos P- $\Delta$ , desempeño sísmico, muros estructurales, torre de control de tráfico aéreo.

# Abstract

Generally, the P- $\Delta$  effects tend to be ignored in the structural analysis of reinforced concrete buildings, due to the fact that the E. 030 standard does not address this very important issue, unlike other international standards. The truth is that, under certain circumstances, the P- $\Delta$  effects can significantly influence the seismic response of the structure; Therefore, it is essential to understand how to include these P- $\Delta$  effects in the structural analysis and then evaluate the influence on the seismic response; For this reason, the main objective of this research has been established to evaluate the influence of P- $\Delta$  effects on the ductility of reinforced concrete structures using the Pushover analysis; Additionally, the influence on the periods, story distortions and inter-story shear forces is evaluated. The research is of the explanatory, non-experimental, cross-sectional and non-probabilistic type, applied to the air traffic control tower of the Jorge Chávez international airport expansion project; which is an unconventional structure of reinforced concrete and structural steel 65.39 m high; where, the analytical model has been developed in the educational version of the ETABS v20.0.0 software based on finite elements, having as legal basis the E.030 standard and ASCE/SEI 41-17. The results found show that the P- $\Delta$  effects are not always significant and tend to reduce the capacity curve, this reduction is appreciable after the yield point of the structure; so, it reduces the ultimate displacement and consequently reduces the ductility of the building. Also, it has been seen that P- $\Delta$  effects reduce story shear forces but increase story periods and distortions; Furthermore, it has no influence on the higher modes and these changes are greater if the P- $\Delta$  effects are significant.

*keywords* : pushover analysis, ductility, P- $\Delta$  effect, seismic performance, shear walls, air traffic control tower.

# Introducción

Para cuantificar la respuesta sísmica de una estructura para diferentes niveles de peligro sísmico existen métodos de análisis lineales y no lineales, estáticos y dinámicos y la selección de uno de estos depende del nivel de incertidumbre aceptado y de los recursos disponibles.

La mayoría de los ingenieros emplean el análisis lineal dinámico para diseñar las estructuras, en el cual, se reduce el espectro de demanda mediante el factor de reducción de fuerzas sísmicas, por lo que, se asume que la estructura tendrá incursiones inelásticas. Por tal razón, entender el comportamiento de los materiales, de los elementos estructurales y de la estructura en su conjunto son indispensables para mejorar los criterios de diseño; en ese sentido, cobra importancia el término ductilidad que es la habilidad de una estructura, de sus componentes o de sus materiales de sostener, sin fallar, deformaciones que excedan el límite elástico, o que excedan el punto a partir del cual las relaciones esfuerzo - deformación ya no son lineales y es crucial que cuando excedan el límite elástico tengan un recorrido importante en el rango inelástico sin reducir su capacidad resistente. El análisis Pushover es un procedimiento eficiente para evaluar y determinar la capacidad de una estructura en términos de ductilidad y desempeño sísmico, ya que simula la acción del sismo mediante patrones de carga horizontales que se incrementan de forma monótona. Por otro lado, la estructura esta sometida a cargas gravitacionales que en combinación con los desplazamientos generan los efectos  $P-\Delta$  y bajo ciertas circunstancias este efecto podría contribuir negativamente en la ductilidad y el desempeño sísmico.

Los efectos  $P-\Delta$  comúnmente están asociados a estructuras mal diseñadas y la información local y regional son muy limitados, generalmente están consignados en textos científicos y normas internacionales como el ASCE/SE 41-17, ASCE 7 -22, NIST. En consecuencia, la tesis evalúa la influencia de los efectos  $P-\Delta$  en una estructura no convencional construido de muros estructurales ubicado en la ciudad de Lima que es una zona altamente sísmica y debido a la importancia que tiene la estructura se espera que no tenga efectos  $P-\Delta$  significativos.

*A mis queridos padres Benjamín y Juliana,  
quienes siempre apostaron en la educación y en  
mi formación profesional para enfrentar la vida  
con valores y principios.*

*A mis hermanas, por brindarme su apoyo  
incondicional y un hombro para descansar.*

# Agradecimientos

*Agradezco a mis padres por su apoyo incondicional para poder cumplir todos mis objetivos personales y académicos. Ellos son los que con sus valores y principios me han impulsado siempre a perseguir mis metas y nunca abandonarlas frente a las adversidades.*

*Al MSc. Ing. Taipe Carbajal, Javier Francisco, asesor de la presente tesis, por sus sugerencias, recomendaciones, apreciaciones y por brindarme la información necesaria para la formulación del presente trabajo de investigación.*

*Agradezco a Dios por permitirme realizar mis estudios en la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Asimismo, le agradezco por haberme brindado salud y perseverancia a lo largo de este camino y así, lograr esta meta en mi formación académica.*

*A mis jurados, por todo el apoyo y consejos brindados durante la revisión de este trabajo.*

*A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga por su contribución durante mi desarrollo académico y profesional.*

*Finalmente, a mis amigos y compañeros de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga y a todas las personas que contribuyeron en el desarrollo de este trabajo.*

Ayacucho, mayo de 2023

BARRIENTOS CISNEROS, Aldair

# Índice general

<b>Resumen</b>	<b>xi</b>
<b>Abstract</b>	<b>xii</b>
<b>Introducción</b>	<b>xiii</b>
<b>Dedicatoria</b>	<b>xiv</b>
<b>Agradecimientos</b>	<b>xv</b>
<b>Índice general</b>	<b>xvi</b>
<b>Índice de figuras</b>	<b>xix</b>
<b>Índice de tablas</b>	<b>xxi</b>
<b>Glosarios</b>	<b>xxiii</b>
<b>Acrónimos</b>	<b>xxvi</b>
<b>Simbolos</b>	<b>xxvii</b>
<b>Capítulo I Planteamiento del Problema</b>	<b>1</b>
1.1 Descripción de la realidad problemática. . . . .	1
1.2 Delimitación del problema. . . . .	2
1.2.1 Espacial . . . . .	2
1.2.2 Temporal. . . . .	2
1.2.3 Temática y unidad de análisis. . . . .	2
1.3 Formulación del problema.. . . .	3
1.3.1 Problema general. . . . .	3
1.3.2 Problemas específicos. . . . .	3
1.4 Justificación e importancia. . . . .	3
1.5 Limitaciones de la investigación. . . . .	4
1.5.1 Objetivo general.. . . .	5
1.5.2 Objetivos específicos.. . . .	5
<b>Capítulo II Marco Teórico.</b>	<b>6</b>
2.1 Antecedentes . . . . .	6
2.1.1 Investigaciones internacionales . . . . .	6
2.1.2 Investigaciones nacionales . . . . .	7
2.2 Bases teóricas . . . . .	8
2.2.1 Nociones generales de concreto armado. . . . .	8
2.2.2 Leyes constitutivas de los materiales . . . . .	10
2.2.3 Ductilidad de miembros sometidos a flexión y flexo-compresión. . . . .	13
2.2.4 Análisis lineal dinámico . . . . .	15
2.2.5 Inclusión de Efectos P- $\Delta$ . . . . .	16

2.2.6	Análisis Pushover . . . . .	19
2.2.7	Ductilidad del edificio . . . . .	25
2.2.8	Desempeño sísmico . . . . .	26
2.3	Marco conceptual. . . . .	29
2.3.1	Generalidades . . . . .	29
2.3.2	Evaluación de la ductilidad. . . . .	29
2.3.3	Fundamentos del análisis pushover . . . . .	30
2.3.4	Influencia de los Efectos P- $\Delta$ . . . . .	32
<b>Capítulo III Método de la Investigación</b>		<b>33</b>
3.1	Enfoque . . . . .	33
3.2	Alcance . . . . .	33
3.3	Diseño de investigación . . . . .	33
3.4	Población y muestra . . . . .	33
3.4.1	Población . . . . .	33
3.4.2	Muestra . . . . .	34
3.5	Hipótesis. . . . .	34
3.5.1	Hipótesis general . . . . .	34
3.5.2	Hipótesis específicas . . . . .	34
3.6	Operacionalización de variables. . . . .	35
3.6.1	Variables . . . . .	35
3.6.2	Indicadores . . . . .	35
3.7	Técnicas e instrumentos.. . . .	36
<b>Capítulo IV Evaluación de la ductilidad de la torre de control mediante el análisis pushover considerando los efectos P-<math>\Delta</math></b>		<b>37</b>
4.1	Generalidades . . . . .	37
4.1.1	Identificación de la zona de estudio . . . . .	37
4.1.2	Descripción de la torre de control de tráfico aéreo. . . . .	38
4.1.3	Elementos estructurales . . . . .	40
4.1.4	Cargas . . . . .	43
4.1.5	Normas y códigos aplicados . . . . .	43
4.2	Propiedades de los materiales. . . . .	43
4.2.1	Acero de refuerzo. . . . .	44
4.2.2	Concreto . . . . .	45
4.2.3	Acero estructural. . . . .	46
4.3	Análisis dinámico lineal con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	47
4.3.1	Modelo matemático . . . . .	47

4.3.2	Parametros sismicos . . . . .	48
4.3.3	Irregularidades . . . . .	49
4.3.4	Espectros de análisis . . . . .	49
4.3.5	Incorporación de los efectos P- $\Delta$ . . . . .	50
4.3.6	Respuesta dinámica con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	51
4.4	Análisis Pushover con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	58
4.4.1	Mecanismos de falla de elementos estructurales . . . . .	59
4.4.2	Cargas de gravedad y patrón de cargas laterales . . . . .	62
4.4.3	Incorporación de los efectos P- $\Delta$ . . . . .	63
4.4.4	Curva de capacidad con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	64
4.4.5	Ductilidad del edificio con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	65
4.4.6	Desempeño sísmico . . . . .	67
4.5	Flexibilización de la torre de control . . . . .	69
4.5.1	Modelo matemático . . . . .	69
4.5.2	Respuesta dinámica con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	70
4.5.3	Curva de capacidad con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	76
4.5.4	Ductilidad del edificio con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	77
4.5.5	Desempeño sísmico . . . . .	78
<b>Capítulo V Resultados</b>		<b>80</b>
5.1	Contrastación de Hipótesis . . . . .	80
5.1.1	Hipótesis general . . . . .	80
5.1.2	Hipótesis específicas . . . . .	80
5.2	Análisis e interpretación . . . . .	82
5.2.1	Periodos con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	82
5.2.2	Distorsiones de piso con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	83
5.2.3	Fuerzas cortantes con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	84
5.2.4	Índice de estabilidad de piso . . . . .	84
5.2.5	Curva de capacidad con y sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	85
5.2.6	De la ductilidad del edificio . . . . .	87
5.2.7	Del desempeño sísmico . . . . .	89
<b>Conclusiones</b>		<b>91</b>
	Conclusiones . . . . .	91
	Recomendaciones . . . . .	92
	Trabajos futuros . . . . .	92
<b>Referencias Bibliográficas</b>		<b>93</b>
<b>Anexo A. Planos del proyecto</b>		<b>97</b>

# Índice de figuras

Figura 2.1.	Torre de control de trafico aereo, aeropuerto Jorge Chavez . . . . .	9
Figura 2.2.	Curva esfuerzo - deformación unitaria típica del concreto . . . . .	11
Figura 2.3.	Curva esfuerzo - deformación según Mander(1988) . . . . .	12
Figura 2.4.	Curva esfuerzo - deformación del acero de refuerzo según Park (1982) . . . . .	13
Figura 2.5.	Contribución de Efectos P- $\Delta$ y P- $\delta$ . . . . .	17
Figura 2.6.	Procedimiento del análisis estático no lineal . . . . .	20
Figura 2.7.	Modelos de plasticidad concentrada . . . . .	22
Figura 2.8.	Modelos de plasticidad distribuida . . . . .	23
Figura 2.9.	Procedimiento del método de Newton Raphson . . . . .	24
Figura 2.10.	Curva de capacidad . . . . .	25
Figura 2.11.	Niveles de desempeño sísmico . . . . .	27
Figura 2.12.	Curva de capacidad idealizado . . . . .	27
Figura 2.13.	Relaciones teóricas momento - curvatura . . . . .	30
Figura 2.14.	Relaciones de carga axial y ductilidad en columnas . . . . .	30
Figura 4.1.	Emplazamiento de la torre de control de tráfico aéreo . . . . .	37
Figura 4.2.	Vista 3D arquitectónica de la torre de control de tráfico aéreo . . . . .	38
Figura 4.3.	Vista 3D estructural de la torre de control de tráfico aéreo . . . . .	39
Figura 4.4.	Planta típica de la torre de control . . . . .	40
Figura 4.5.	Detalle de vigas de concreto armado . . . . .	41
Figura 4.6.	Detalle de columnas de concreto armado . . . . .	41
Figura 4.7.	Modelo de acero de refuerzo empleado . . . . .	45
Figura 4.8.	Modelo de concreto empleado . . . . .	46
Figura 4.9.	Modelo matemático de planta típica . . . . .	47
Figura 4.10.	Modelo matemático de pisos ampliados . . . . .	47
Figura 4.11.	Vista 3D del modelo matemático . . . . .	48
Figura 4.12.	Espectros de análisis . . . . .	50
Figura 4.13.	Incorporación de efectos P - $\Delta$ en ETABS v20.0.0 . . . . .	51
Figura 4.14.	Resultados del análisis dinámico lineal en ETABS v20.0.0 . . . . .	51
Figura 4.15.	Derivas de piso en dirección X con y sin Efectos P- $\Delta$ . . . . .	56
Figura 4.16.	Derivas de piso en dirección Y con y sin Efectos P- $\Delta$ . . . . .	57
Figura 4.17.	Asignación de rótulas plásticas en vigas según ASCE/SEI 41-17 . . . . .	60
Figura 4.18.	Momento - rotación en vigas según ASCE/SEI 41-17 . . . . .	60

Figura 4.19. Momento - rotacion en vigas segun ASCE/SEI 41-17 . . . . .	61
Figura 4.20. Asignación fibras automáticas en columnas . . . . .	61
Figura 4.21. Asignacion fibras automaticas en muros . . . . .	62
Figura 4.22. Incorporación del efecto P- $\Delta$ en el análisis no lineal . . . . .	63
Figura 4.23. Ultimo paso del análisis no lineal en la dirección X . . . . .	64
Figura 4.24. Curva de capacidad dirección X . . . . .	65
Figura 4.25. Curva de capacidad dirección Y . . . . .	65
Figura 4.26. Curva de capacidad bilineal dirección X . . . . .	66
Figura 4.27. Curva de capacidad bilineal dirección Y . . . . .	66
Figura 4.28. Desempeño sísmico dirección X . . . . .	67
Figura 4.29. Desempeño sísmico dirección Y . . . . .	68
Figura 4.30. Vista 3D de la torre flexibilizado . . . . .	69
Figura 4.31. Planta típica Torre flexibilizado . . . . .	70
Figura 4.32. Resultados del análisis dinámico de la torre flexibilizado . . . . .	70
Figura 4.33. Derivas de piso dirección X torre flexibilizado . . . . .	74
Figura 4.34. Derivas de piso dirección Y torre flexibilizado . . . . .	74
Figura 4.35. Resultados del análisis pushover de la torre flexibilizado . . . . .	76
Figura 4.36. Curva de capacidad dirección X . . . . .	77
Figura 4.37. Curva de capacidad bilineal Dirección X . . . . .	77
Figura 4.38. Desempeño sísmico dirección X sin efectos P- $\Delta$ . . . . .	78
Figura 5.1. Curva de capacidad dirección X . . . . .	85
Figura 5.2. Curva de capacidad dirección Y . . . . .	86
Figura 5.3. Curva de capacidad dirección X . . . . .	86
Figura 5.4. Curva de capacidad bilineal dirección X . . . . .	87
Figura 5.5. Curva de capacidad bilineal direccion Y . . . . .	88
Figura 5.6. Curva de capacidad bilineal Dirección X . . . . .	89

# Índice de tablas

Tabla 2.1.	Valores para el factor de modificacion $C_0$ . . . . .	28
Tabla 2.2.	Valores para el factor $C_m$ . . . . .	28
Tabla 3.1.	Variabes e indicadores . . . . .	36
Tabla 4.1.	Niveles de la estructura. . . . .	39
Tabla 4.2.	Detalle de muros de concreto armado . . . . .	42
Tabla 4.3.	Perfiles HSS y W . . . . .	42
Tabla 4.4.	Losas de entrepiso. . . . .	42
Tabla 4.5.	Detalle de muros de concreto armado . . . . .	43
Tabla 4.6.	Tabla diámetros comerciales de acero de refuerzo . . . . .	44
Tabla 4.7.	Propiedades lineales y no lineales del acero de refuerzo . . . . .	44
Tabla 4.8.	Propiedades lineales y no lineales del concreto no confinado . . . . .	45
Tabla 4.9.	Propiedades no lineales del concreto confinado para C1 . . . . .	45
Tabla 4.10.	Propiedades lineales del acero estructural . . . . .	46
Tabla 4.11.	Tabla parametros sismicos . . . . .	48
Tabla 4.12.	Irregularidades en planta y altura . . . . .	49
Tabla 4.13.	Peso sismico de la estructura . . . . .	52
Tabla 4.14.	Masas participativas sin Efectos P- $\Delta$ . . . . .	53
Tabla 4.15.	Masas participativas con Efectos P- $\Delta$ . . . . .	53
Tabla 4.16.	Periodos y frecuencias con y sin Efectos P- $\Delta$ . . . . .	54
Tabla 4.17.	Fuerzas cortante con y sin Efectos P- $\Delta$ . . . . .	55
Tabla 4.18.	Derivas en la dirección X con y sin Efectos P- $\Delta$ . . . . .	55
Tabla 4.19.	Derivas en la dirección Y con y sin Efectos P- $\Delta$ . . . . .	56
Tabla 4.20.	Verificación del índice de estabilidad de piso en dirección X . . . . .	57
Tabla 4.21.	Verificación del índice de estabilidad de piso en dirección Y . . . . .	58
Tabla 4.22.	Resistencias esperadas de los materiales . . . . .	58
Tabla 4.23.	Valores de rigidez efectiva . . . . .	59
Tabla 4.24.	Patron de cargas laterales . . . . .	63
Tabla 4.25.	Ductilidad del edificio en la dirección X . . . . .	66
Tabla 4.26.	Ductilidad del edificio en la dirección Y . . . . .	67
Tabla 4.27.	Periodos y frecuencias con y sin Efectos P- $\Delta$ Torre flexibilizado . . . . .	71
Tabla 4.28.	Fuerzas cortantes con y sin Efectos P- $\Delta$ torre flexibilizado . . . . .	72

Tabla 4.29.	Derivas en la dirección X con y sin Efectos P- $\Delta$ torre flexibilizado . . . .	73
Tabla 4.30.	Derivas en la dirección Y con y sin Efectos P- $\Delta$ torre flexibilizado . . . .	73
Tabla 4.31.	Verificación del índice de estabilidad de piso en dir. X torre flexibilizado .	75
Tabla 4.32.	Verificación del índice de estabilidad de piso en dir. Y torre flexibilizado .	75
Tabla 4.33.	Ductilidad del edificio en la dirección X . . . . .	78

# Glosarios

**Acero de refuerzo.** Conocido también como ferralla y como su nombre lo indica es empleado para el refuerzo de estructuras y demás obras que estén sujetos a altas cargas. El acero es incrustado en el concreto de manera que pueda soportar los esfuerzos tanto de tensión, como de compresión.

**Cinturón de fuego del Pacífico.** Es una de las zonas de subducción ubicada en las costas del océano Pacífico caracterizada por ser algunas de las regiones sísmicas y volcánicas más importantes y activas del mundo. En las costas de Peru se produce la subducción de la placa de Nazca y la placa de Cocos debajo de la placa Sudamericana que se desplaza hacia el oeste.

**Columnas.** Son elementos estructurales verticales cuya función es soportar esfuerzos de flexión y compresión provocado por el peso propio y fuerzas de naturaleza como sismos, viento, etc. Para transmitirlos a la cimentación.

**Concreto armado.** Es un material compuesto que se utiliza en el ámbito de la construcción conformado por el concreto y acero de refuerzo como son vigas, columnas, muros estructurales, fundaciones, etc.

**Curva de capacidad.** Se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico.

**Desempeño sísmico.** Es una expresión del comportamiento deseado que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico; por lo que, se cuantifica en términos del daño sufrido tanto de elementos estructurales y no estructurales.

**Ductilidad.** Es la habilidad de una estructura, de sus componentes o de sus materiales de sostener, sin fallar, deformaciones que excedan el límite elástico, o que excedan el punto a partir del cual las relaciones esfuerzo vs. deformación ya no son lineales. Es importante que cuando excedan el límite elástico tengan un recorrido importante en el rango inelástico sin reducir su capacidad resistente.

**Índice de estabilidad.** Es un parámetro que mide la relación entre el momento de volteo y el momento resistente, el cual se manifiesta al considerar el efecto  $P - \Delta$ .

**Modos superiores.** Los modos superiores de vibrar son los que ocurren luego de que la energía del sismo sobrepasa la energía necesaria para que la estructura vibre en su modo fundamental. Existen tantos modos de vibrar como grados de libertad tenga la

estructura. Según la E. 030, se debe considerar al menos dos grados de libertad de traslación horizontales y uno de rotación vertical por piso en la estructura.

**Momento - curvatura** Permite conocer la ductilidad de una sección, es decir su potencial de incursionar en un rango no lineal antes de llegar a su fallo, esto se logra a través de conocer el comportamiento del módulo de elasticidad y la inercia, suponiendo que el fallo sea causado por flexión y no por otro tipo de esfuerzo como por cortante

**Muros estructurales.** Son elementos estructurales de concreto armado que resisten un alto porcentaje de fuerzas laterales, paralelas a la cara del muro.

**Nivel colapso.** En este nivel la estructura tiene el total o parcial pérdida de soporte. El colapso es parcial o total que hace que sea imposible una reparación estructural

**Nivel cercano al colapso.** La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidas por fallos locales aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento.

**Nivel Seguridad de vida.** Esta asociado a la ocurrencia de daños moderados en los elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales se ven reducidas posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aun permanece un margen de seguridad frente al colapso.

**Nivel operacional.** En este nivel se presenta daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo.

**Nivel totalmente operacional.** Corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requiere reparaciones.

**No linealidad geométrica.** Se presenta cuando una estructura sufre grandes deformaciones debido a las cargas aplicadas, por lo tanto las ecuaciones de equilibrio se formulan en la forma deformada de la estructura.

**No linealidad del material.** Es el comportamiento que desarrollan los materiales frente a esfuerzos en el cual la curva esfuerzo – deformación no es lineal, por lo tanto la

elasticidad del material no es constante y no se cumple la ley de Hooke.

**Resistencia.** Es la capacidad que tiene un material de resistir esfuerzos y fuerzas aplicadas sin romperse, adquirir deformaciones permanentes o deteriorarse de algún modo.

**Rigidez lateral.** Es la oposición de una estructura a ser deformada entre un nivel y otro por las cargas horizontales aplicadas en cada nivel.

**Rotulas plasticas.** Son mecanismos localizados en zonas específicas de los elementos estructurales que permiten la disipación de energía, logrando así la redistribución de acciones y junto a esto un mejor comportamiento global de la estructura.

**Torre de control.** Es un edificio en forma de torre, en cuya cima se sitúa una sala de control, desde la que se dirige y controla el tráfico de un aeropuerto.

**Vigas** Es un elemento estructural generalmente horizontal cuya función es soportar esfuerzos de flexión y corte para transmitir las cargas de la losa a las columnas.

# Acrónimos

<b>ACI</b>	: Instituto Americano del Concreto.
<b>AISC</b>	: Instituto Americano de Construcción en Acero
<b>ASCE 41-17</b>	: Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes
<b>ASCE 7-22</b>	: Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras
<b>ASTM</b>	: Sociedad Americana para Pruebas y Materiales
<b>ATC 40</b>	: Consejo de tecnología aplicada
<b>CQC</b>	: Combinación cuadrática completa
<b>E. 030</b>	: Diseño sismorresistente del RNE
<b>ETABS</b>	: Software de análisis estructural y dimensionamiento de edificios
<b>FEMA 440</b>	: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias
<b>MDOF</b>	: Múltiple Grado de Libertad
<b>MTC</b>	: Ministerio de Transportes y Comunicaciones
<b>NIST</b>	: National Institute of Standards and Technology
<b>SDOF</b>	: Simple Grado de Libertad
<b>SEAOC</b>	: Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles

# Simbolos

<b>cm</b>	Centímetro
$\epsilon_y$	Deformacion de fluencia
$\epsilon_{co}$	Deformacion del concreto para $f'_c$
$\epsilon_{cc}$	Deformacion maxima del concreto confinado
$\epsilon_u$	Deformacion ultima
$\Delta_y$	Desplazamiento de fluencia
$\Delta_d$	Desplazamiento ultimo
$\mu$	Ductilidad
<b>kgf</b>	Kilogramo fuerza
<b>m</b>	Metro
$m^2$	Metro cuadrado
$m^3$	Metro cúbico
<b>G</b>	Modulo de Corte
<b>E</b>	Modulo de elasticidad
<b>v</b>	Modulo de Poisson
$\gamma$	Peso especifico
<b>rad</b>	Radianes
<b><math>f'_c</math></b>	Resistencia a la compresion del concreto
<b><math>f'_{cc}</math></b>	Resistencia a la compresion del concreto confinado
$f_y$	Resistencia de fluencia del acero
$f_u$	Resistencia ultima del acero
$K_e$	Rigidez lateral efectiva
<b>s</b>	Segundo
<b>tonf</b>	Tonelada fuerza
<b>tonf-m</b>	Tonelada fuerza por metro
<b>tonf/m</b>	Tonelada fuerza sobre metro
<b>tonf/m<sup>2</sup></b>	Tonelada fuerza sobre metro cuadrado

# Capítulo I: Planteamiento del Problema

## 1.1 Descripción de la realidad problemática

El Perú geográficamente se encuentra en la zona sísmica más activa del mundo en el llamado Cinturo de fuego del Pacífico en la que se producen más del 80% de sismos de origen tectónico en el mundo, pero también los sismos de origen geológico que están distribuidas en la cordillera de los andes representan un 10% del total de sismos ocurridos en nuestro país.

”Los terremotos causan daño en las construcciones y muertes, estas se incrementan por un deficiente comportamiento sísmico de las estructuras. Dicho comportamiento deficiente puede dar lugar a colapsos parciales e incluso totales de las estructuras, así como la aparición de otros peligros colaterales, tales como incendios o explosiones, que en ocasiones incrementan las pérdidas. A pesar de que las normativas existentes de diseño sismorresistente mejoran día a día, enriquecidas con la información obtenida a partir de nuevas investigaciones y experiencias dejadas por los propios sismos, todavía continúan ocurriendo catastróficas pérdidas” (Santana, 2013) . Pero, a pesar de conocer esta realidad en el Perú solo tenemos una norma de diseño sismorresistente que en comparación con otras normas internacionales no contempla los procedimientos actuales y rigurosos que se conocen especialmente en el análisis no lineal.

Ahora bien, de todas los problemas y limitaciones que se pueden observar en el país, frecuentemente se ha generalizado plantear las ecuaciones de equilibrio en la posición no deformada de la estructura bajo la hipótesis de pequeñas deformaciones; pero en realidad, deben plantearse en la posición deformada de la estructura ya que la hipótesis de deformaciones pequeñas no siempre se cumple especialmente cuando la estructura esta cerca de la falla. En ese sentido, cobra importancia los efectos causados por la acción de las cargas de gravedad en la posición deformada de la estructura, conocido comúnmente como efectos  $P - \Delta$ .

Wilson (1996) sostiene que “los efectos excesivos  $P - \Delta$  eventualmente introducen singularidades a la solución, indicando inestabilidad física de la estructura. Dicho comportamiento indica claramente una estructura mal diseñada que requiere de rigidez adicional”. De igual forma Chopra (2014) afirma que “los efectos  $P - \Delta$  reducen ligeramente la rigidez elástica inicial de una estructura y; por lo tanto, tienen poca influencia en la respuesta sísmica de una estructura si ésta se mantiene elástica durante el movimiento del terreno de diseño. Sin embargo, los efectos  $P - \Delta$  tienen una profunda influencia en la respuesta después

de la cedencia”. Pero no siempre estos efectos  $P-\Delta$  son significativos y generalmente están asociados a estructuras de gran altura mal diseñadas o esbeltas; por tal razón, la presente investigación se centra en evaluar la influencia de los efectos  $P-\Delta$  en la ductilidad de una estructura no convencional de muros estructurales que es la torre de control de tráfico aéreo del aeropuerto internacional Jorge Chávez empleando el análisis Pushover y se espera que no tenga efectos  $P-\Delta$  significativos ya que debido a su importancia debe estar operativo luego de un sismo.

## **1.2 Delimitación del problema.**

En esta sección se establece los límites de espacio, tiempo y temática que caracteriza a la investigación, el cual nos sirve para circunscribir la situación problemática.

### **1.2.1. Espacial**

La investigación esta aplicado a la torre de control de tráfico aéreo, que forma parte del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez, ubicado en la provincia constitucional del Callao, departamento de Lima, el cual está construida y que pronto entrará en funcionamiento.

### **1.2.2. Temporal.**

El desarrollo de la propuesta investigativa se lleva a cabo en el periodo de octubre de 2022 hasta agosto de 2023 que termina con la sustentación de la tesis.

### **1.2.3. Temática y unidad de análisis.**

La temática de la presente investigación es evaluar la posible influencia de los efectos  $P-\Delta$  en la respuesta dinamica y no lineal de una estructura no convencional de muros de concreto armado. Para lo cual, el modelo analítico se desarrolla en la version educacional del software ETABS v20.0.0 basado en elementos finitos y teniendo como base normativo el E. 030 y el ASCE/SEI 41-17. Se emplea el análisis Pushover ignorando en un primer caso los efectos  $P-\Delta$  y luego incorporándolo para evaluar y determinar la influencia de estos efectos en la ductilidad de la estructura, pero tambien se evalúa la influencia en los periodos, distorsiones de piso y fuerzas cortantes de entrepiso.

La unidad de análisis elegida para la investigación es la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez; el cual, es una estructura esencial y no convencional de gran importancia en el Perú.

## 1.3 Formulación del problema.

### 1.3.1. Problema general.

¿De qué manera influyen los efectos P- $\Delta$  en la ductilidad de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez?

### 1.3.2. Problemas específicos.

- a) ¿Cómo se pueden incorporar los efectos P-  $\Delta$  en un análisis lineal dinámico y que efectos tiene en los periodos, distorsiones de piso y fuerzas cortantes de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez?
- b) ¿De que manera influyen los efectos P- $\Delta$  en la curva de capacidad de la torre de control de trafico aereo del proyecto de ampliacion del aeropuerto internacional Jorge Chávez?
- c) ¿Cuánto influyen los P- $\Delta$  en el desempeño sísmico de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez para un sismo raro y muy raro?
- d) ¿Cuáles son los primeros elementos estructurales en sufrir daños y en qué estado se encuentran los demás elementos estructurales de la torre de control de tráfico aéreo del aeropuerto internacional Jorge Chávez después de un sismo raro y muy raro?
- e) ¿Porque es importante controlar el índice de estabilidad de piso de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto Internacional Jorge Chávez?

## 1.4 Justificación e importancia.

La presente investigación es de suma importancia en el campo de la ingeniería estructural, por ende, se justifica por las siguientes razones.

El costo de construcción, el impacto social, la importancia y los efectos catastróficos que puede generarse por un posible colapso de estructuras esenciales y únicas como una torre de control de tráfico aéreo, deben ser diseñados considerando parámetros muy estrictos que nos den resultados más precisos que se ajusten a la realidad. No obstante, nuestra norma de diseño sismorresistente desde mi punto de vista tiene muchas limitaciones en comparación a otras normas internacionales especialmente en el análisis no lineal; por ello, se deben realizar más investigaciones para que se pueda actualizar de acuerdo a nuestra realidad nacional.

Una limitación bastante preocupante que tiene la norma E 030, es el control de los efectos P-  $\Delta$  en edificios, que bajo ciertas circunstancias pueden influir significativamente en la respuesta sísmica de las estructuras especialmente en aquellas de geometría no convencional y esbeltas de gran altura como son las torres de control, por lo tanto, es importante evaluar dichos efectos y controlarlos.

La temática propuesta se basa en evaluar la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la respuesta lineal en términos de periodos, distorsiones de piso y fuerzas cortantes; y no lineal en términos de ductilidad y desempeño sísmico de una torre de control de tráfico aéreo; al finalizar la investigación podremos interpretar los resultados y discernir con claridad la importancia de los efectos P-  $\Delta$  en edificios no convencionales de gran altura, ya que de ninguna manera deben ser ignorados en los cálculos. Así mismo, la metodología propuesta se puede aplicar a cualquier otra estructura porque el procedimiento es exactamente igual.

También la presente tesis se realiza con el propósito de incentivar el uso responsable de programas especializados de ordenador como el ETABS que es una herramienta muy útil para el análisis y diseño de edificios el cual alberga poderosos métodos numéricos basados en el método de elementos finitos y códigos internacionales de diseño que hace posible realizar el análisis lineal y no lineal de la torre de control de tráfico aéreo.

**Utilidad metodológica.** La investigación da a conocer la importancia de considerar los efectos P-  $\Delta$  en edificios no convencionales de gran altura y su influencia en la ductilidad y el desempeño sísmico. Recalcar que, se aplica a una estructura única y peculiar como es la nueva torre de control de tráfico aéreo del aeropuerto internacional Jorge Chávez.

**Valor teórico.** Es de vital importancia estudiar y entender la teoría y los conceptos matemáticos y físicos que hay detrás de un análisis no lineal de estructuras de concreto armado considerando los efectos P- $\Delta$ , y se puede aplicar sin ningún problema a otras estructuras como pilares de puentes, edificios convencionales, naves industriales, edificios de acero, edificios con aisladores de base, etc.

## 1.5 Limitaciones de la investigación.

Las principales limitaciones que se ha evidenciado en el desarrollo de la investigación son las siguientes:

Para el modelamiento de la estructura en ETABS se han realizado simplificaciones debido a la geometría no convencional y compleja que tiene la estructura analizada de acuerdo a recomendaciones de expertos y el manual de usuario del programa para garantizar la

convergencia del análisis no lineal.

Las propiedades lineales y no lineales de los materiales se han considerado a partir de bibliografías confiables y normas internacionales; sin embargo, lo más real sería realizar pruebas de laboratorio y campo a la misma edificación para garantizar las propiedades reales de los materiales, pero los estudios son costosos.

### **1.5.1. Objetivo general.**

Determinar la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la ductilidad de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez, empleando el análisis Pushover.

### **1.5.2. Objetivos específicos.**

- a) Incorporar los efectos P- $\Delta$  en el análisis lineal dinámico y determinar la influencia que tiene en la respuesta dinámica en términos de periodos, distorsiones de piso, y fuerzas cortantes de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez.
- b) Determinar la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la curva de capacidad de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez.
- c) Evaluar la influencia de los efectos P-  $\Delta$  para calcular el desempeño sísmico de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez para un sismo raro y muy raro.
- d) Encontrar los primeros elementos estructurales en sufrir daños y determinar el estado en el que se encuentran los demás elementos estructurales de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez para un sismo raro y muy raro.
- e) Determinar la importancia del índice de estabilidad de piso y analizar su implicancia en la respuesta sísmica de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez.

## Capítulo II: Marco Teórico.

### 2.1 Antecedentes

Desde mediados de 1988, ingenieros e investigadores estadounidenses y japoneses tuvieron conversaciones acerca de como realizar un diseño estructural sismorresistente; no obstante, “la necesidad de replantear los procedimientos actuales de diseño sísmico se hizo más notoria después de los sismos de Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995” (Viera Arroba, 2004). Con este fin, la SEAOC, estableció el comité de VISION 2000, en el cual se describe el concepto de diseño basado en desempeño.

Según (Park & Paulay, 1978) “Una consideración importante adicional a la resistencia y servicio es la de ductilidad. Es importante, asegurar que en el caso extremo de que una estructura se cargue a la falla, ésta se comporte en forma dúctil. Esto significa asegurar que la estructura no falle en forma frágil sin advertencia.”

#### 2.1.1. Investigaciones internacionales

Guerrero Corona (2018) en su tesis “Determinación de la ductilidad de un edificio irregular de 21 niveles a partir de su respuesta no lineal” desarrollado en la ciudad Puebla, México; busca cuantificar y corroborar la ductilidad de un edificio de 21 niveles de concreto armado mediante el análisis no lineal Pushover. Esta investigación calcula una ductilidad de 2.85 en el sentido X y 2.35 en el sentido Y los cuales son cercanos a los valores estimados en el diseño; sin embargo, el comportamiento no es el mejor debido a que el mecanismo de falla muestra que las primeras secciones en tener rotaciones de colapso son las columnas, tal comportamiento no es deseable para las construcciones.

Sarmiento Oliveros et al. (2019) en su tesis “Análisis lineal y no lineal del edificio torre maya para evaluar especificaciones de diseño” desarrollado en la ciudad de Bogotá, Colombia. Busca cuantificar y comparar la ductilidad de un edificio de 10 pisos y un sótano, considerando el efecto P- delta y la flexibilidad de la cimentación mediante el análisis no lineal Pushover. Esta investigación concluye que en la curva de capacidad se observan cambios destacables al considerar la flexibilidad de la cimentación y la no linealidad geométrica.

Vielma and Cando (2014) en su artículo “El efecto P - delta y su influencia sobre la ductilidad de las estructuras metálicas de Ecuador”. Busca cuantificar la ductilidad considerando el

efecto P - delta para edificios con pórticos de acero con diferentes longitudes de vanos, donde los resultados muestran que la ductilidad de los edificios de acero esta fuertemente influenciado por la longitud de sus vanos pudiendo llegar a alcanzar valores inadecuados al producirse el efecto de segundo orden P- delta.

Gupta and Krawinkler (2000) en su artículo “Dynamic P-delta effects for flexible inelastic steel structures” desarrollado en la ciudad de Washington D.C, Estados Unidos. Busca evaluar la respuesta inelástica considerando el efecto P- delta en edificios de acero, en el cual concluyen que el efecto P-delta es un peligro potencial de colapso cuando la estructura tiene incursiones inelásticas y para ello se debe considerar el modelo analítico mas adecuado.

Vijayalakshmi et al. (2017) en su artículo “Effects of P-delta on high rise buildings located in seismic zones” desarrollado en la India. Busca evaluar el efecto P-delta en edificios de concreto armado y acero pero tambien relaciona con importancia de la altura del edificio, donde concluye que a medida que incrementa la altura del edificio, el efecto P- delta también es mas importante; sin embargo, las edificios duales son menos vulnerables al efecto P- delta.

Viera Arroba (2004) en su tesis “Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado” desarrollado en Ecuador. Analiza el desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado para diferentes valores de reducción de fuerzas sísmica, llegando a la conclusión de que a mayor factor de reducción de fuerzas sísmica disminuye la ductilidad de la estructura y es importante considerar los efectos P-  $\Delta$  debido a que la capacidad resistente disminuye en el rango elástico.

### **2.1.2. Investigaciones nacionales**

Tafur Molina and Murga Yupanqui (2021) en su tesis “Relación del Efecto P - delta en el comportamiento sísmico de edificios de concreto armado, Cajamarca 2021”, desarrollado en la ciudad de Cajamarca, Perú. Busca determinar la relación del efecto P- delta en el comportamiento sísmico de edificios de concreto armado, en el cual, concluye que existe una relación del efecto P – delta en el comportamiento sísmico, porque estos efectos incrementan todas las solicitaciones en las estructuras estudiadas.

Torres Gomez and Zavala Quispe (2022) en su tesis “Análisis del efecto P – delta con Push Over en estructuras de mediana altura de concreto armado con presencia de irregularidades en altura en la costa del Perú”, desarrollado en la ciudad de Lima, Perú. Busca determinar la influencia del efecto P – delta en la respuesta sísmica de estructuras de mediana altura de concreto armado con presencia de irregularidades; en el cual, recomienda que para edificaciones hasta 15 niveles no es necesario considerar el efecto P – delta, debido a que

la variación de la respuesta sísmica es mínima; sin embargo, para edificaciones de mayor a 20 niveles si se debe considerar la influencia del efecto P – delta.

Romero Ángeles (2020) en su tesis “Comparación en la modelación de plasticidad concentrada y distribuida para el análisis Pushover en un pórtico de concreto armado”, desarrollado en la ciudad de Lima. Busca conocer las ventajas de los modelos de plasticidad distribuida con respecto a los de plasticidad concentrada en un pórtico de concreto armado, en el cual concluye que la curva de capacidad se mostró semejante en ambos modelos con mayor capacidad inelástica en el modelo de fibras aun considerando o no el efecto P-delta por lo que los diversos parámetros empleados, en general, tuvieron una respuesta similar.

## **2.2 Bases teóricas**

### **2.2.1. Nociones generales de concreto armado**

“La respuesta sísmica de una estructura es influida en forma determinante por las características del material que lo compone. Cuyas características principales son el peso volumetrico que define la masa de la estructura y por tanto influyen en las fuerzas de inercia y periodos de vibracion y el modulo de elasticidad que es determinante en la rigidez lateral de la estructura y su periodo. Así mismo, la relacion esfuerzo - deformacion, ductilidad y lazos de histeresis definen el amortiguamiento inelástico ” (Bazán & Meli, 2002). Por tal razón, es importante seguir investigando el comportamiento sísmico de las estructuras de concreto armado para seguir mejorando los criterios de diseño sismorresistente, especialmente de aquellas no convencionales y de gran escala.

#### **2.2.1.1 Concreto armado**

“El concreto armado es una combinacion de concreto y acero en la que el refuerzo proporciona la resistencia a la tensión de la que carece el concreto” (McCormac & Brown, 2017). Es muy importante conocer a profundidad el diseño de estructuras con este material para garantizar el comportamiento dúctil de los elementos estructurales; por lo tanto, es el punto de partida para diseñar estructuras dúctiles.

#### **2.2.1.2 Ventajas del concreto armado**

“El concreto armado, es probablemente el material disponible mas importante para la construcción. puede usarse de una u otro forma para casi todas las estructuras, grandes o pequeñas” (McCormac & Brown, 2017). Su gran éxito se debe a que es relativamente fácil

su preparación y no se necesita mano de obra tan especializada. Además, tiene numerosas ventajas y algunas de ellas son:

- Tiene gran resistencia a la compresión
- Las estructuras de concreto armado son muy rígidas
- Tienen una larga vida de servicio sin reducción en sus capacidades de carga.
- Confiere un comportamiento monolítico y dúctil a sus estructuras, lo que les permite resistir las cargas laterales de viento o sismo con mayor seguridad (Harmsen, 2018).



Figura 2.1: Torre de control de tráfico aéreo, aeropuerto Jorge Chavez  
Fuente: Obtenido de <https://nuevojorgechavez.com/nueva-torre/>

### 2.2.1.3 Desventajas del concreto armado

Como todo material tiene desventajas, pero estas deben ser conocidas y familiarizadas por el diseñador para garantizar estructuras dúctiles y algunas de ellas son:

- Tiene una resistencia muy baja a la tracción, por eso requiere de acero de refuerzo para contrarrestar esa debilidad.
- Las estructuras de concreto armado suelen ser muy pesadas, lo que implica que los elementos estructurales serán grandes especialmente en edificios altos.
- Las propiedades del concreto pueden variar debido al proceso de mezclado, colado y curado que puede conllevar a la disminución de la resistencia y ductilidad.

#### 2.2.1.4 Cargas

“Quizá la tarea más importante y difícil encarada por el proyectista de estructuras es la estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil” (McCormac & Brown, 2017). Entre las principales cargas que soportan las estructuras de concreto armado son las cargas muertas, vivas y de sismo. “Los terremotos recientes han demostrado claramente que el edificio o puente promedio que no ha sido diseñado para resistir fuerzas sísmicas puede ser destruido por un terremoto que no sea particularmente severo” (McCormac & Brown, 2017); en ese sentido, todos los países tienen una serie de especificaciones y reglamentos de construcción para estimar las cargas de diseño y tales estimaciones son conservadores.

#### 2.2.1.5 Enfoque del diseño

“Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia,  $\phi$ ”, (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [E.060], 2009).

Una consideración adicional importante es la ductilidad, ya que según Park and Paulay (1978), “es importante asegurar que en el caso extremo de que una estructura se cargue a la falla, ésta se comporte en forma dúctil. Esto significa asegurar que la estructura no falle en forma frágil sin advertencia, sino que sea capaz de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la máxima. Estas grandes deformaciones dan amplia advertencia de la falla”. El comportamiento dúctil de las estructuras está íntimamente ligado a las cuantías, anclajes de refuerzo y confinamiento del concreto.

### 2.2.2. Leyes constitutivas de los materiales

“Las ecuaciones de la mecánica estructural pueden ser clasificadas en tres categorías. En primer lugar, la relación esfuerzo -deformación contiene información sobre las propiedades de los materiales que deben ser evaluados mediante experimentos de laboratorios o de campo. En segundo lugar, la estructura global, cada elemento y cada partícula infinitesimal dentro de cada elemento deben estar en equilibrio de fuerzas en su posición deformada. En tercer lugar, se deben cumplir las condiciones de compatibilidad de desplazamientos” (Wilson, 1996). Por tal razón, es crucial conocer a fondo el comportamiento de los materiales empleados para garantizar estructuras que tengan un

buen comportamiento bajo movimientos sísmicos de gran intensidad. Por ende, diversos investigadores han propuesto modelos constitutivos de los materiales que tienen una gran aceptación en la comunidad científica y están implementados en programas de cómputo, las cuales vamos a detallar a continuación.

### 2.2.2.1 Concreto

La relación esfuerzo - deformación del concreto es bastante conocida, como se puede ver en la figura 2.2, es bastante frágil, por lo general, concretos de baja resistencia tienden a ser más dúctiles. La deformación unitaria asociada a la resistencia máxima es 0.002, mientras que la deformación unitaria última oscila entre 0.003 y 0.005.

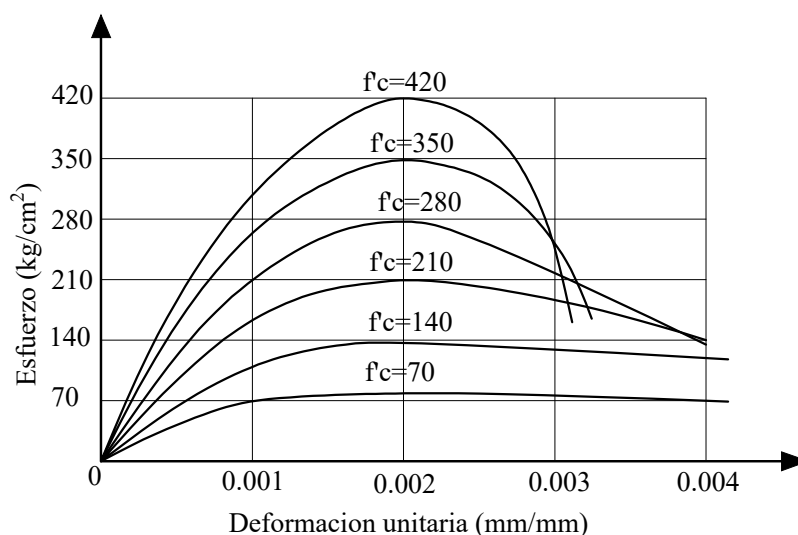


Figura 2.2: Curva esfuerzo - deformación unitaria típica del concreto

Fuente: Adaptado de McCormac and Brown (2017)

“El concreto no tiene un módulo de elasticidad bien definido. Su valor varía con las diferentes resistencias del concreto, con la edad de éste, con el tipo de carga, las características y proporciones del cemento y los agregados” (McCormac & Brown, 2017). Una aproximación empleado por la norma E. 060 es mediante la ecuación 2.1.

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

El módulo de Poisson ( $\nu$ ) varía aproximadamente entre 0.11 para concretos de alta resistencia y 0.21 para concretos de baja resistencia, se puede asumir como un valor promedio  $\nu = 0.15$ , luego el módulo de corte se puede calcular mediante la ecuación 2.2.

$$G = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad (2.2)$$

Investigadores como Hognestad (1952), Kent & Park (1971), Scott, Park & Priestley (1981) y Mander (1988) han propuesto relaciones esfuerzo - deformación para el concreto, siendo el más empleado en las investigaciones actuales el modelo propuesto por Mander(1988) que considera además de la resistencia a la compresión uniaxial del concreto, el confinamiento por resfuerzo transversal. “Las pruebas han demostrado que el confinamiento del hormigón mediante disposiciones adecuadas de refuerzo transversal da como resultado un aumento significativo tanto de la resistencia como de la ductilidad del hormigón comprimido” (Mander et al., 1988). Para entender mejor la formulación y las ecuaciones se recomienda leer el artículo completo de Mander et al. (1988) y en la figura 2.3 se muestra el comportamiento para el concreto confinado y no confinado.

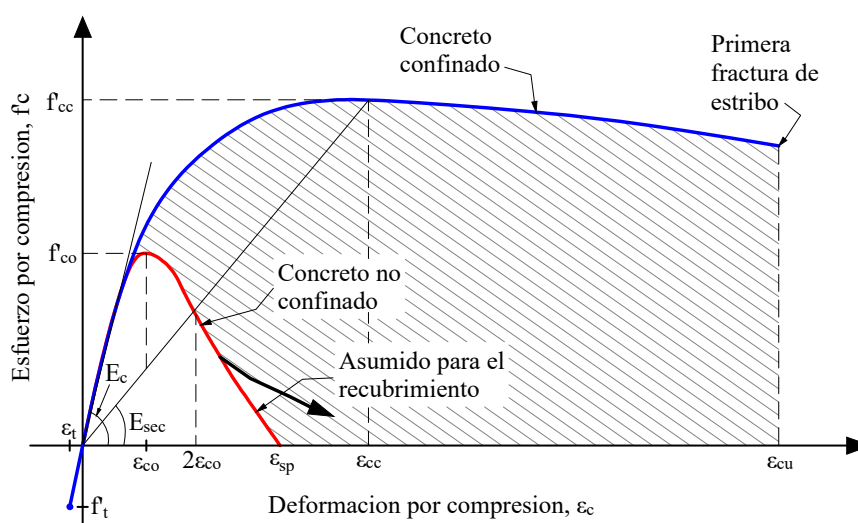


Figura 2.3: Curva esfuerzo - deformación según Mander(1988)

Fuente: Adaptado de Mander et al. (1988)

### 2.2.2.2 Acero de refuerzo

“En las secciones precedentes se han mostrado algunas de las características del concreto entre ellas su limitada resistencia a la tracción. Para que este material pueda ser utilizado fehacientemente en la construcción de obras de ingeniería se requiere de elementos que le permitan salvar esta limitación. En el caso del concreto armado, el acero es el encargado de esta función” (Harmsen, 2018). El acero de refuerzo es el producto de la aleación de varios elementos como el carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio; donde predomina la importancia del carbono ya que determina sus propiedades mecánicas.

“Generalmente el tipo de acero se caracteriza por el límite o esfuerzo de fluencia, entre estos tipos tenemos los de grado 40, 50 y 60, que corresponden a los límites de fluencia de 2800, 3500 y 4200  $kg/cm^2$ ” (Morales Morales, 2006).

Así como del concreto, las curvas esfuerzo - deformación del acero de refuerzo son bastante conocidas. Como menciona Aguiar (2003) “existen tres modelos para definir el comportamiento del acero, el elasto - plasto, muy utilizado en el diseño por su sencillez, el modelo trilineal que contempla incremento de esfuerzos en la zona postfluencia mediante una variación lineal y la curva completa que considera una ecuación de segundo grado para la zona de endurecimiento”. El modelo mas empleado en las investigaciones es el propuesto por Park et al. (1982), que se muestra en la figura 2.4.

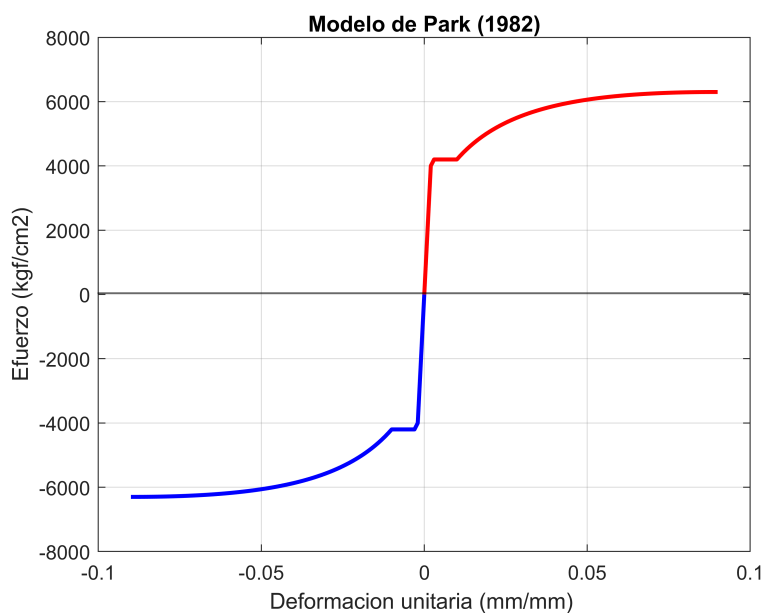


Figura 2.4: Curva esfuerzo - deformación del acero de refuerzo según Park (1982)  
Fuente: Adaptado de Computers and Structures Inc. (CSI-ETABS, 2017)

### 2.2.3. Ductilidad de miembros sometidos a flexión y flexo-compresión

“El comportamiento de elementos sujetos a flexión, simple o combinada con otras fuerzas internas, puede estudiarse con las relaciones momento rotación obtenidas del ensayo de especímenes representativos o mediante el cálculo analítico de las relaciones momento-curvatura de las secciones, a partir de las hipótesis básicas de resistencia de materiales” (Bazán & Meli, 2002). A partir de diagrama momento curvatura, se puede evaluar la ductilidad por curvatura mediante la ecuación 2.3, el cual debe ser lo suficientemente grande.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.3)$$

Pero, la ductilidad también se puede medir en función a los desplazamientos, conocido como ductilidad por desplazamiento, el cual está definido mediante la ecuación 2.4.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.4)$$

A continuacion se describen algunos requisitos que deben cumplir los elementos estructurales para garantizar una buena ductilidad.

### 2.2.3.1 Vigas

Las vigas resisten esfuerzos de flexion, por lo tanto, la ductilidad en vigas dependen principalmente de:

- La cuantía longitudinal debe ser mínimo, en el orden de 1%.
- Acero en compresión, mientras haya mas, la sección es mas dúctil.
- Nivel de fuerza cortante.
- Anclajes y empalmes adecuados.
- Confinamiento del concreto.

### 2.2.3.2 Columnas

Las columnas resisten cargas axiales y momentos flexionantes biaxiales, proveer de ductilidad a este elemento es mas complicado que en las vigas. Sin embargo, dependen principalmente de:

- Nivel de carga axial, debe ser en el orden de 35% de la carga axial máxima.
- Confinamiento del concreto, mientras mas estribos sera mas dúctil.
- Anclajes y empalmes adecuados.

### 2.2.3.3 Muros de corte

Al igual que las columnas, los muros estructurales resisten cargas axiales y momentos flexionantes, cuya ductilidad depende principalmente de:

- Relacion H/L el cual debe ser mayor a 2.
- Confinamiento del concreto en los elementos de borde. Es ahi donde habra mayor esfuerzo.
- Adecuado refuerzo por cortante. El cortante de dinamico se debe multiplicar por un factor de amplificación dinamica para garantizar que falle por flexion, Ver captitulo 18.10.3, Aci Committee and others (318-19, A., 2019) .

## 2.2.4. Análisis lineal dinámico

### 2.2.4.1 Generalidades

“En vista de la naturaleza dinámica de los temblores, el análisis sísmico de edificios debiera siempre llevarse a cabo con métodos dinámicos, esto es, resolviendo explícitamente las ecuaciones de movimiento” (Bazán & Meli, 2002); ya que de esa forma se puede incorporar las propiedades inerciales y de amortiguamiento. Sin embargo, estos planteamientos se basan en hipótesis que simplifican las variables del problema.

En ese sentido, “el modelo para el análisis tridimensional deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura” (Santana, 2013).

### 2.2.4.2 Aspectos reglamentarios

El análisis lineal dinámico, es un procedimiento ampliamente aceptado por la gran mayoría de los códigos de diseño sísmico, en el Perú, se tiene la norma E. 030 de diseño sismorresistente cuya filosofía y principios están orientados a evitar la pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. No obstante, no especifica claramente algunos conceptos y procedimientos especialmente en el análisis no lineal.

### 2.2.4.3 Análisis modal espectral

Este método considera las propiedades dinámicas de la estructura con la intención de reproducir con mayor precisión el comportamiento de las estructuras ante excitaciones sísmicas. Consiste en resolver la ecuación del movimiento, que gracias a la ortogonalidad de los modos de vibración nos permite desacoplar la ecuación de movimiento 2.5, en "N" ecuaciones diferenciales independientes. Para ver con mayor detenimiento la formulación matemática del método de superposición modal se recomienda revisar los libros de Falconí (2008) y Chopra (2014).

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = -Mb\ddot{U}_g \quad (2.5)$$

Las respuestas obtenidas para cada modo de vibración se combinan mediante métodos como el SRSS y CQC, no obstante, un inconveniente de realizar esta combinación es que se pierde el signo lo cual podría llevar a errores en la interpretación de resultados.

#### 2.2.4.4 Factor de reduccion de fuerzas sismicas

El factor  $R$ , es un parámetro empleado para reducir el espectro elástico a un espectro inelástico. Falconí (2008) dice que “sería muy costoso diseñar una estructura con el espectro elástico, además de ello los elementos estructurales que resultan serían de grandes dimensiones”. Por tal razón, la norma E. 030 ha asociado el factor de reducción de fuerzas sísmicas al sistema estructural. Lo cierto es que, muchos investigadores afirman que el factor  $R$  depende del tipo de suelo y el periodo fundamental de la estructura; no obstante, este parámetro también se puede calcular mediante un análisis no lineal.

$$R = R_o I_a I_p \quad (2.6)$$

#### 2.2.4.5 Espectro de diseño

Los espectros de diseño se construyen a partir de espectros de respuesta ocurridos en un sitio determinado. Mediante estadísticas se obtiene un espectro representativo asociado a una determinada probabilidad de excedencia. En el Perú, el espectro de diseño esta en función a la ubicación, del tipo de suelo e importancia de la edificación.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (2.7)$$

#### 2.2.5. Inclusión de Efectos P-Δ

Una debilidad de la norma Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (E.030, 2019) es que no dice nada de los efectos P- Δ, lo cierto es que, bajo ciertas circunstancias los efectos P- Δ, pueden ser significativos y tener una profunda influencia en la respuesta sísmica de la estructura. Pero antes de todo, es importante diferenciar los efectos  $P - \Delta$  y  $P - \delta$ .

Como se puede observar la figura 2.5, los efectos  $P - \delta$  estan asociados a la amplificación de momentos locales, como el resultado de la fuerza axial sobre la rigidez a flexión de un miembro individual; por tal razón, se pueden despreciar en el análisis sísmico de edificios . Por otro lado, el efecto  $P - \Delta$  es “un momento desequilibrante igual a la carga de gravedad veces el desplazamiento horizontal que sufre como resultado del desplazamiento lateral de la estructura de soporte” (Manzano Torres, 2007). Por lo que, si la carga axial o los desplazamientos son lo suficientemente grandes, pueden conducir a la reducción de la capacidad de la estructura o inestabilidad física.

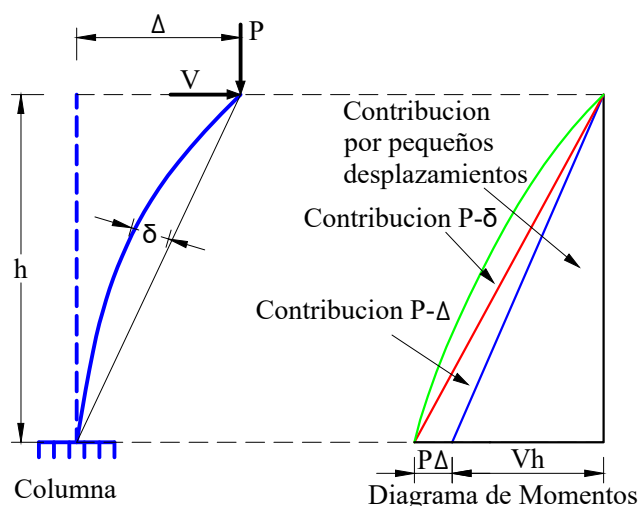


Figura 2.5: Contribucion de Efectos P-Δ y P-δ

Fuente: Adaptado de <https://www.csicertifications.us/documents/P-Delta-Effect.pdf>

Ahora, para el caso de edificios de  $N$  grados de libertad, Wilson (1996) plantea una forma de incorporar los efectos  $P-\Delta$  en un análisis lineal estático o dinámico mediante la de la matriz de rigidez geométrica, cuya formulación matemática esta basado en el método de elementos finitos desarrollado por Cook et al. (1989) en el capitulo 14 .

La formulación general de la matriz de rigidez geométrica, es relativamente sencillo. Solo se tiene que agregar a las ecuaciones lineales de deformación - desplazamiento los términos no lineales de orden superior, estas ecuaciones son:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{1}{2} \bar{u}^T_{,x} \bar{u}_{,x} \quad (2.8a)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{1}{2} \bar{u}^T_{,y} \bar{u}_{,y} \quad (2.8b)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial u_z}{\partial z} + \frac{1}{2} \bar{u}^T_{,z} \bar{u}_{,z} \quad (2.8c)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{1}{2} \bar{u}^T_{,x} \bar{u}_{,y} + \frac{1}{2} \bar{u}^T_{,y} \bar{u}_{,x} \quad (2.8d)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{1}{2} \bar{u}^T_{,x} \bar{u}_{,z} + \frac{1}{2} \bar{u}^T_{,z} \bar{u}_{,x} \quad (2.8e)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{1}{2} \bar{u}^T_{,y} \bar{u}_{,z} + \frac{1}{2} \bar{u}^T_{,z} \bar{u}_{,y} \quad (2.8f)$$

La ecuacion 2.8 puede expresarse matricialmente como la suma de términos lineales y no lineales:

$$d = d_L + d_N \quad (2.9)$$

“Estas ecuaciones deformación desplazamiento, escritas en términos de deformaciones

ingenieriles y usando notación matricial, son idénticas a las deformaciones clásicas de Green-Lagrange. Esto se llama el enfoque Lagrange total donde las deformaciones son estimadas con respecto al sistema original de referencia y la rotación grande de cuerpo rígido es exacta” (Wilson, 1996).

Si los esfuerzos iniciales son grandes, la energía potencial del elemento debe ser modificada agregando la ecuación 2.10

$$\Omega_{\sigma} = \frac{1}{2} \int \begin{bmatrix} \bar{u}_{,x}^T & \bar{u}_{,y}^T & \bar{u}_{,z}^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} s_{xy} & s_{xy} & s_{xy} \\ s_{xy} & s_{xy} & s_{xy} \\ s_{xy} & s_{xy} & s_{xy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u}_{,x}^T \\ \bar{u}_{,y}^T \\ \bar{u}_{,z}^T \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

Empleando las mismas funciones de interpolación que se usan para el cálculo de la matriz de rigidez mecánica, se pueden escribir las derivadas de los desplazamientos, por lo que haciendo algunas transformaciones a la ecuación 2.10 finalmente la matriz de rigidez de cualquier elemento finito se puede calcular mediante la ecuación 2.11.

$$k_G = \int \mathbf{G}^T \mathbf{S} \mathbf{G} dV \quad (2.11)$$

“ Para la mayoría de los elementos finitos, la rigidez geométrica se evalúa mediante la integración numérica” (Wilson, 1996).

Como ejemplo, la matriz de rigidez geométrica deducido para un elemento barra esta dado por la ecuación 2.12 y la matriz de rigidez mecánica en la ecuación 2.13.

$$k_G = \frac{P}{36L} \begin{bmatrix} 36 & 3L & -36 & 3L \\ 3L & 4L^2 & -3L & -L^2 \\ -36 & -3L & 36 & -3L \\ 3L & -L^2 & -3L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

$$k_E = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & -2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ -6L & -2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

Y como la fuerza axial P del elemento permanece constante, la matriz de rigidez total viene dado por:

$$k_T = k_G + k_E \quad (2.14)$$

El CSI-ETABS (2017) afirma que “para tipos de elementos que no sean marcos y soportes de enlace, las tensiones en cada elemento se determinan primero a partir de los desplazamientos

calculados en la iteración anterior. Estas tensiones se integran entonces sobre el elemento con respecto a la derivada de las funciones de forma isoparametricas para ese elemento para calcular una matriz de rigidez geométrica estandar que representa el efecto P-  $\Delta$ . Esto se suma a la matriz de rigidez elástica original del elemento. Esta formulación produce solo fuerzas, no momentos en cada unión del elemento”.

Una vez determinado la matriz de rigidez geometrica, podemos emplearlo para calcular las frecuencias naturales de vibracion de la siguiente manera, y de esa forma se estaria incorporando en el analisis lineal dinamico.

$$([\mathbf{K}_E + \mathbf{K}_G] - \omega^2[\mathbf{M}]) [\mathbf{D}] = \mathbf{0} \quad (2.15)$$

Ahora, la magnitud de los efectos P- $\Delta$  no siempre son significativos, para verificar ello se realiza el control de índice de estabilidad de piso que mide la proporción del peso de entrepiso entre la altura del mismo respecto a la rigidez de piso, que viene dado por la ecuación 2.16

$$\theta = \frac{P_x/h_{xx}}{V_x/\Delta_{xe}} \quad (2.16)$$

La American Society of Civil Engineers (7-22, A., 2022) dice que si  $\theta$  es mayor que 0.1 o  $\theta_{max}$  los efectos P-  $\Delta$  seran significativos y se deben analizar considerando ello.

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (2.17)$$

## 2.2.6. Análisis Pushover

### 2.2.6.1 Generalidades

“El análisis estático no lineal se utiliza con el fin de investigar el comportamiento fuerza deformación de una estructura para una distribución específica de fuerzas, las cuales son por lo regular laterales. Con cierto supuesto de la distribución de fuerza, el análisis estático no lineal se llama análisis pushover” (Chopra, 2014). No obstante, como sostiene Perez Neyra and Torres Balbin (2022), “el analisis estatico no lineal no tiene una base rigurosa teorica, el análisis es basado en la asunción que la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) puede estar relacionada con la respuesta de un sistema de un único grado de libertad (SDOF); por ello, implica que la respuesta es controlada por un único modo y que este permanece constante a pesar del nivel de deformación”

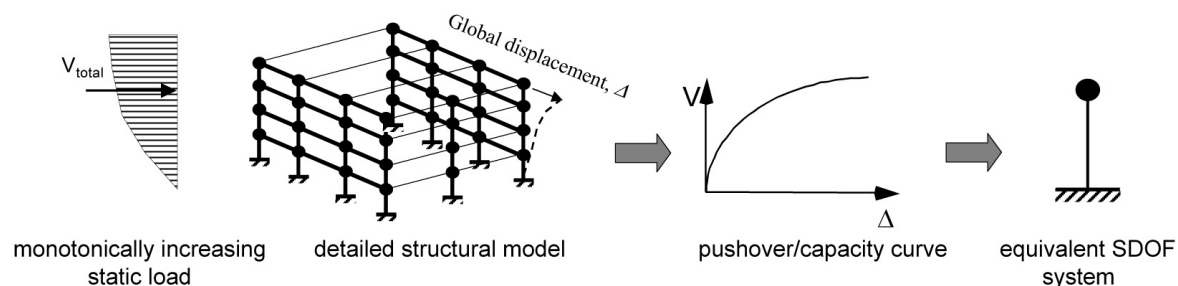


Figura 2.6: Procedimiento del análisis estatico no lineal  
Fuente: Tomado de Applied Technology Council (440, F., 2005)

### 2.2.6.2 Aspectos reglamentarios

“La primera norma en plantear una metodología para el análisis pushover fue el ATC-40 en 1996, posterior a este sugieran varias normas que plantean mejoras o sugerencias entre ellas está el FEMA 273 (1997), FEMA 440 (2005), ASCE 41 (2007), FEMA 440A (2009), ATC 58 (2009), PEER ATC (2010), ASCE 41-17 (2017)” (Perez Neyra & Torres Balbin, 2022). En el Peru, aún no existe una norma específica para orientar el análisis no lineal; por lo tanto, las investigaciones siempre estan basadas en normas internacionales y cuando se trata de analizar estructuras existentes, es recomendable emplear la norma ASCE 41-17.

### 2.2.6.3 Patrones de carga

“En el procedimiento del análisis estático no lineal, el modelo estructural se somete a una carga lateral incremental cuya distribución representa las fuerzas de inercia esperadas durante la de sacudida del suelo. Estas cargas laterales se aplican hasta que los desplazamientos impuestos alcancen el desplazamiento objetivo, que representa la demanda de desplazamiento que los movimientos sísmicos del suelo impondrían a la estructura” (Deierlein et al., 2010).

El patrón de cargas laterales que se va a elegir depende de los conocimientos del ingeniero estructural, entre ellos tenemos.

1. Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.
2. Distribución de fuerzas laterales en cada nivel, proporcional a la masa total de cada nivel.
3. Distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso, calculadas al combinar respuestas modales de un análisis espectral de la estructura, incluyendo suficientes modos que sumen al menos el 90% de la masa total del edificio, y utilizando

el espectro apropiado.

4. Distribución vertical de carga proporcional a los valores de  $C_{vx}$ .

#### **2.2.6.4 Mecanismos de falla**

“Muchas de las estructuras en ingeniería observadas presentan, en la mayoría de las veces, una respuesta muy compleja como ya se describió antes. Debido a ello, es necesario el uso de un modelo definido como la idealización de estructuras o de sus componentes con el fin de poder adecuarse a ciertos análisis y diseños. En otras palabras, el modelo dependerá del tipo de respuesta o análisis que se quiere realizar y no se puede usar un mismo patrón para varios casos por más simple que este sea, ya que varias veces en la complejidad se obtienen los mejores resultados” (Romero Ángeles, 2020)

Los modelos de componentes estructurales inelásticos se pueden diferenciar por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud. Existen dos enfoques, los modelos de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida, las cuales se detallan a continuación.

#### **Plasticidad concentrada**

Los modelos con plasticidad concentrada son empleados en estructuras sismo resistentes asumiendo un comportamiento no lineal en los extremos de los elementos donde se ubican las rótulas asignándoles sus propiedades mecánicas obtenidas de un análisis estructural. No obstante, presentan ciertas dificultades cuando se tiene que emplear en el análisis de columnas ya que estos elementos poseen un efecto considerable de la carga axial además de momentos flectores representados por medio del diagrama de interacción. Para intentar solucionar el problema, se puede calibrar las cargas mediante ensayos experimentales, los cuales deben ser muy precisos ya que cualquier cambio importante puede condicionar el estado de carga alterando la curva de capacidad (Romero Ángeles, 2020). Este tipo de plasticidad está explícitamente definido mediante diagramas de momento - rotación en tablas tanto para vigas, columnas y muros. Lógicamente, este modelo capta empíricamente la degradación de la rigidez del elemento, sin embargo da resultados muy estables.

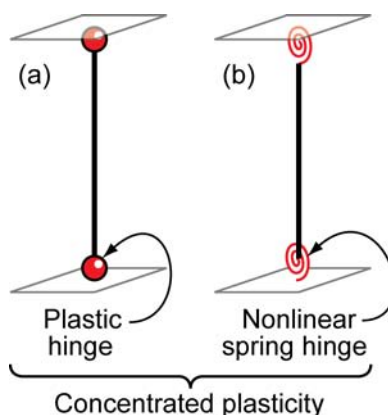


Figura 2.7: Modelos de plasticidad concentrada

Fuente: Tomado de Deierlein et al. (2010)

### Plasticidad distribuida

“Los modelos con plasticidad distribuida son muy útiles para estudiar el comportamiento no lineal de los elementos componentes de una estructura a lo largo de toda su longitud. Por consiguiente, es un modelo que mejor se asemeja a la realidad de la respuesta de un elemento identificando la inelasticidad en toda su longitud. Asimismo, permiten la posible existencia de formación de rótulas en cualquier punto a lo largo de todo un elemento en lugar de solamente los extremos como en el modelo concentrado, aunque generalmente ocurra de este modo. Su comportamiento constitutivo se puede elaborar mediante la discretización de fibras paralelas a la sección de un elemento o con la relación de esfuerzos y deformaciones” (Romero Ángeles, 2020).

“Los modelos continuos y de inelasticidad distribuida pueden capturar más precisamente el comportamiento tales como la iniciación del agrietamiento del concreto y la fluencia del acero, pero pueden estar limitados en su habilidad de capturar la degradación de resistencia tales como el pandeo de las varillas de reforzamiento, pérdida de adherencia, y fallas de corte. Mientras, los modelos continuos no deben requerir calibración a la respuesta de los componentes, en la práctica, ellos requieren alguna calibración fenomenológica a tomar en cuenta para el comportamiento que no es capturado por la formulación” (Vlacev, 2011).

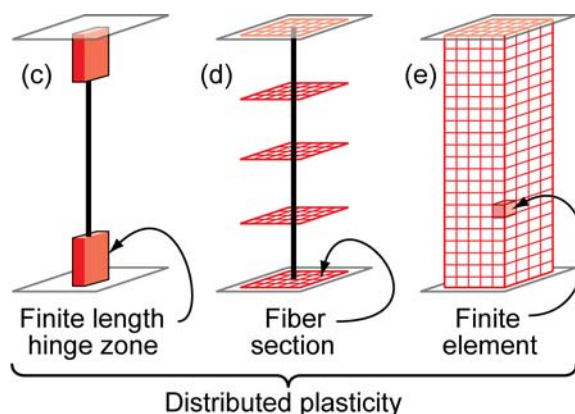


Figura 2.8: Modelos de plasticidad distribuida

Fuente: Tomado de Deierlein et al. (2010)

### 2.2.6.5 Procedimiento de la técnica del pushover

Se sabe que, la ecuación del movimiento de una estructura viene dado por:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = p(t) \quad o \quad -m\ddot{u}_g \quad (2.18)$$

“Si se descartan los términos de inercia y amortiguamiento en las ecuaciones de movimiento ec. 2.18, resulta el sistema de ecuaciones no lineales que deben resolverse en un problema estático” (Chopra, 2014):

$$f_s(u) = p(t) \quad (2.19)$$

Antes de examinar los pasos en un análisis estático no lineal ante carga monótona creciente para el caso de fuerza múltiple, considere la solución de las ecuaciones de equilibrio para un solo conjunto de fuerzas:

$$f_s(u) = p \quad (2.20)$$

“La tarea aquí consiste en determinar los desplazamientos  $\mathbf{u}$  debidos a un conjunto de fuerzas externas  $\mathbf{p}$  dadas, donde la relación no lineal de fuerza-deformación  $\mathbf{f}_s(\mathbf{u})$  se conoce para el sistema a analizar. Suponga que después de  $j$  ciclos de iteración,  $\mathbf{u}^{(j)}$  es una estimación de los desplazamientos desconocidos y se desea desarrollar un procedimiento iterativo que proporcione una estimación mejorada de  $\mathbf{u}^{(j+1)}$ . Al expandir las fuerzas restauradoras  $\mathbf{f}_s^{(j+1)}(\mathbf{u})$  en una serie de Taylor respecto a la estimación conocida  $\mathbf{u}^{(j)}$ , y al colocar los términos de orden superior al primero, se llega a la ecuación linealizada” (Chopra, 2014).

$$\mathbf{k}_T^{(j)} \Delta \mathbf{u}^{(j)} = \mathbf{p} - \mathbf{f}_s^{(j)} = \mathbf{R}^{(j)} \quad (2.21)$$

Donde:  $\mathbf{k}_T^{(j)} = \frac{\partial \mathbf{f}_s(\mathbf{u})}{\partial \mathbf{u}}$

es la matriz de rigidez tangente en  $\mathbf{u}^{(j)}$ ;  $(\mathbf{k}_T)_{i,j}$  es el cambio en la fuerza en el grado de libertad  $i$  debido al cambio del desplazamiento unitario en el grado de libertad  $j$ , en el estado actual del sistema. Si se resuelve el sistema de ecuaciones linealizadas 2.21, resulta  $\Delta\mathbf{u}^{(j)}$  y una estimación mejorada de los desplazamientos (Chopra, 2014):

$$\mathbf{u}^{(j+1)} = \mathbf{u}^{(j)} + \Delta\mathbf{u}^{(j)} \quad (2.22)$$

Ésta es la esencia del método iterativo de Newton Raphson para la solución de las ecuaciones no lineales. Como se sabe, este método iterativo converge a la solución exacta con una tasa cuadrática. La descripción anterior del procedimiento de Newton Raphson para un solo delta de fuerza puede generalizarse para varios incrementos de fuerza. Para este propósito, las fuerzas se representan mediante una distribución espacial de referencia  $\mathbf{p}_{ref}$  y una variable escalar  $\lambda_i$ ; así,

$$\mathbf{p}_i = \lambda_i \mathbf{p}_{ref} \quad (2.23)$$

Las ecuaciones de equilibrio no lineal para cada nivel de fuerza se resuelven mediante la iteración de Newton Raphson, empezando con la estimación inicial de la solución de los desplazamientos en el nivel de fuerza anterior. Por lo tanto, este procedimiento matemático está implementado en una computadora en el software ETABS, aunque no necesariamente se resuelve mediante el método de Newton Raphson.

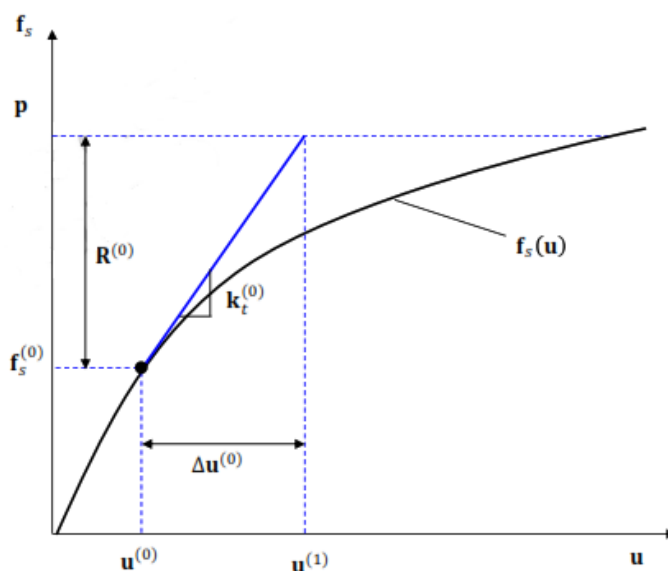


Figura 2.9: Procedimiento del método de Newton Raphson

El proceso iterativo termina cuando alguna medida del error en la solución cae por debajo de una tolerancia especificada. Para los marcos, el vector de desplazamiento contiene

traslaciones y rotaciones (y los vectores de fuerza contienen fuerzas y momentos) cuyas magnitudes pueden ser muy diferentes. Para estas situaciones, se recomienda el uso del trabajo incremental relativo para comprobar la convergencia. En ese caso, el criterio de convergencia es

$$\frac{\|[\Delta \mathbf{u}^{(j)}]^T \mathbf{R}^{(j)}\|}{\|[\Delta \mathbf{u}^{(1)}]^T \mathbf{R}^{(1)}\|} \leq \epsilon'_w \quad (2.24)$$

donde el valor recomendado para  $\epsilon'_w$  es del orden de  $10^{-16}$ .

### 2.2.7. Ductilidad del edificio

La curva de capacidad es la relación que existe entre la resistencia de la estructura y el desplazamiento lateral que se obtiene mediante el análisis pushover, se expresa en términos de corte basal vs desplazamiento de techo como se indica en la figura 2.10

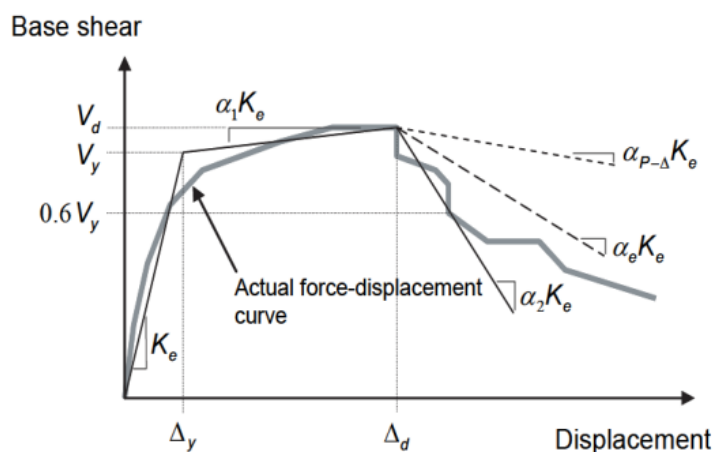


Figura 2.10: Curva de capacidad

Fuente: Tomado de American Society of Civil Engineers (41-17, A., 2017)

De la figura 2.10, se puede definir la ductilidad del sistema encontrando el punto de cedencia y punto último, en una representación bilineal idealizada. De acuerdo a lineamientos del FEMA 440, la curva de capacidad real puede ser idealizada a fin de calcular la rigidez lateral efectiva  $K_e$ , resistencia cedente efectiva  $V_y$ , rigidez efectiva positiva o negativa de acuerdo a  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$ , punto cedente efectivo y punto último, obteniendo finalmente la ductilidad global del sistema mediante la ecuación 2.25

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (2.25)$$

## **2.2.8. Desempeño sísmico**

### **2.2.8.1 Generalidades**

“El Comité Visión 2000 describe el concepto de Diseño por Desempeño como la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (Fase Conceptual) el dimensionamiento y detallado de una estructura, así como de sus elementos no estructurales y contenido (Fase Numérica) y la garantía del control de la calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo (Implantación de manera que a niveles especificados de movimiento sísmico, y con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño a otros estados de utilidad). Esto tiene como objetivo producir Sistemas Estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, que sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce a la estructura” (Viera Arroba, 2004).

### **2.2.8.2 Objetivos y niveles de desempeño**

El objetivo principal del diseño sísmico es evitar el colapso de las estructuras durante los sismos de gran intensidad que ocurren a lo largo de la vida útil de las estructuras y que además éstas no presenten daños de consideración durante sismos moderados. Con esa finalidad Vlacev (2011), afirma que “VISION 2000 propone un comprensivo proceso el diseño/evaluación/proceso de construcción, cubriendo aspectos como selección de un adecuado sitio, selección de un adecuado material y sistema estructural, calidad del detalle, resistencia y rigidez, consideración del sistema no estructural, calidad de inspección, calidad de construcción, etc.”

En la figura 2.13 se muestran los objetivos de desempeño en función a los niveles de amenaza sísmica y nivel de desempeño.

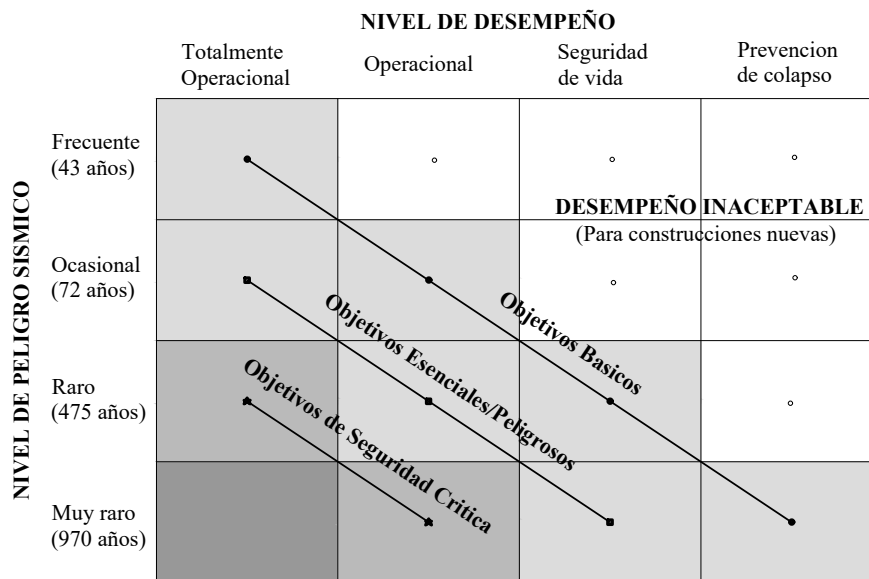


Figura 2.11: Niveles de desempeño sismico

Fuente: Adaptado de SEAOC Vision 2000 Committee and others (2000, V., 1995)

### 2.2.8.3 Punto de desempeño

El punto de desempeño es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Un metodo bastante aceptado es el metodo de coeficientes, donde, primero se tiene que idealizar la curva esfuerzo desplazamiento como se muestra en la figura xx. La rigidez lateral efectiva,  $K_e$ , debe ser calculado para una fuerza igual al 60 % de la fuerza de fluencia,  $V_y$ . La segunda línea debe ser calculado como la línea que une los puntos de fluencia ( $l_y, V_y$ ) y el punto final de pendiente positiva ( $l_d, V_d$ ). La última línea empieza en el punto final de la pendiente positiva y termina en la intersección con la línea de  $0.6V_y$ .

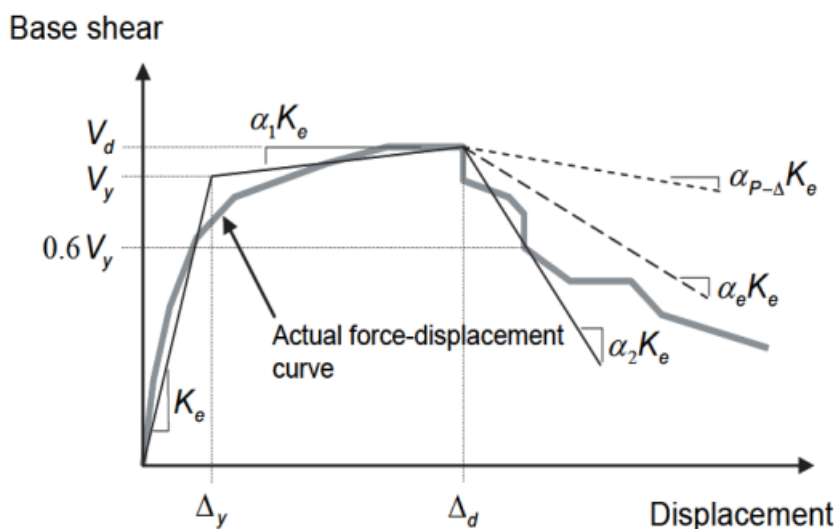


Figura 2.12: Curva de capacidad idealizado

Fuente: Tomado de 41-17, A. (2017)

Para estructuras con diafragma rigido, el desplazamiento objetivo  $\delta_t$  se puede calcular mediante la ecuacion 2.26 .

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.26)$$

Donde, los coeficientes  $C_0$ ,  $C_1$  y  $C_2$  se pueden calcular mediante las siguientes formulas.

Tabla 2.1: Valores para el factor de modificacion  $C_0$

N° pisos	Variables		Otros edificios
	Patron triangular	Patron uniforme	Otro patron de cargas
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Fuente: Adaptado de 41-17, A. (2017)

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha T_e^2} \quad (2.27)$$

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2.28)$$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.29)$$

Tabla 2.2: Valores para el factor  $C_m$

N° de pisos	Porticos de concreto	Muros de concreto
1-2	1.0	1.0
10 o mas	0.9	0.8

Fuente: Adaptado de 41-17, A. (2017)

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (2.30)$$

## **2.3 Marco conceptual.**

### **2.3.1. Generalidades**

Muñoz (2011) afirma que “en el marco conceptual se trata de resumir lo que se ha investigado en el marco de antecedentes, tratando de hacer énfasis en la elaboración conceptual del problema objeto de estudio. Es decir, se trata de definir, apoyándose en la recopilación documental, aquello que el autor de la tesis ha identificado como su problema de estudio”. En ese sentido, el marco conceptual no es el retazo de lo que dice una persona que habla sobre el tema, sino es la conceptualización de la importancia del tema de investigación.

### **2.3.2. Evaluación de la ductilidad**

La ductilidad de estructuras de concreto armado es un tema muy complejo, para que ésta tenga una buena ductilidad, el primer paso es asegurar la ductilidad de los elementos estructurales en la etapa del diseño y un adecuado análisis sísmico, luego un correcto proceso constructivo y una supervisión rigurosa, como sostiene Park and Paulay (1978) “para asegurar el comportamiento dúctil, los diseñadores deben dar especial atención a los detalles, tales como cuantía de refuerzo longitudinal, anclaje de refuerzo y confinamiento del concreto comprimido, evitando así los tipos de falla frágiles”. Bajo esa premisa, en zonas de alta sismicidad la ductilidad es de gran importancia y el diseño basado en desempeño establece que una estructura debe resistir elásticamente los sismos moderados y en el caso de sismos de gran intensidad se confía en la disponibilidad de ductilidad suficiente para que la estructura sobreviva sin colapsar.

Aguiar (2007) afirma “en estructuras muy bien detalladas que tengan ductilidades por curvatura en las vigas mayores a 12 se puede pensar en tener una ductilidad  $\mu = 4$  y un factor de resistencia de 1.5 de tal manera que la ductilidad global es 6”. Esto quiere decir que para que una estructura desarrolle una buena ductilidad, la ductilidad local de sus miembros debe ser varias veces mayor, solo así se alcanzará una buena ductilidad global.

Como se puede ver en la figura 2.13, una variable importante que influye en la ductilidad local por curvatura de las vigas, es el acero en compresión, mientras mayor acero en compresión habrá mayor ductilidad por curvatura.

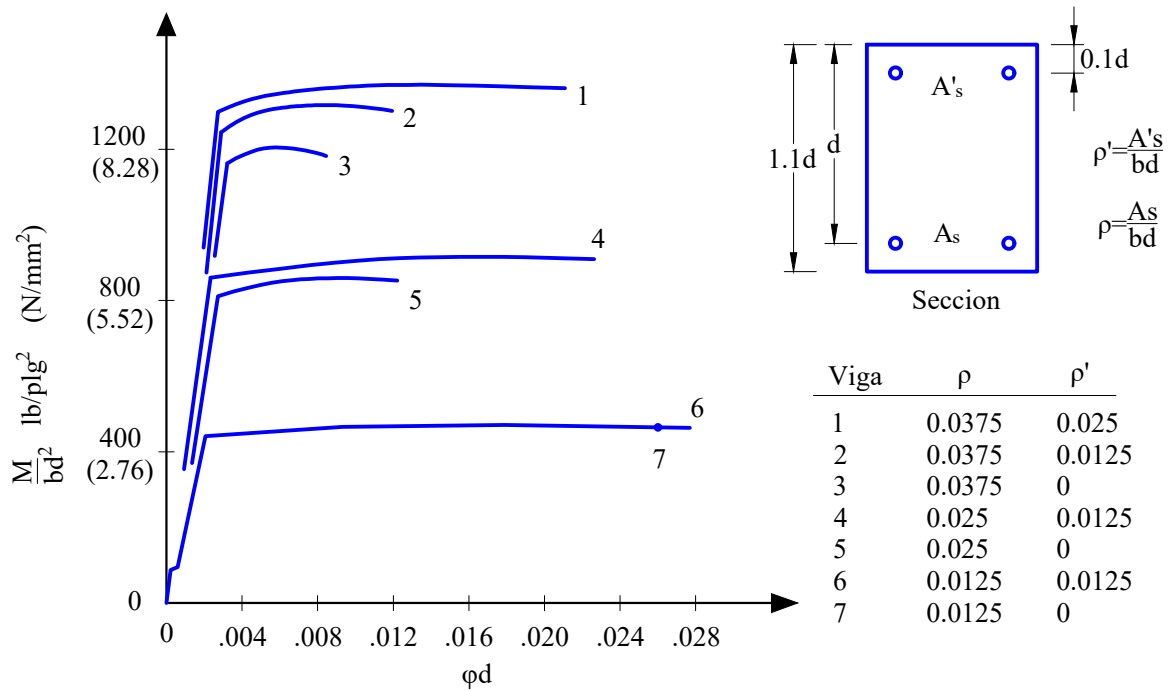


Figura 2.13: Relaciones teoricas momento - curvatura

Fuente: Adaptado de de Park and Paulay (1978)

En el caso de columnas, la ductilidad depende principalmente de la carga axial.

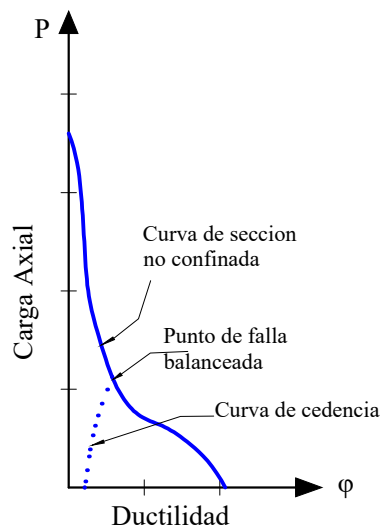


Figura 2.14: Relaciones de carga axial y ductilidad en columnas

Fuente: Adaptado de de Park and Paulay (1978)

### 2.3.3. Fundamentos del análisis pushover

Cuando se realiza el diseño de una edificación se define la acción sísmica a través de un espectro de diseño inelástico; el cual, considera un factor de reducción de respuesta conocido como  $R$  que depende del sistema estructural, al aplicar el factor  $R$  se asume que la estructura

superará su rango elástico y disipará energía de forma estable, para lo cual se requerirá de que sea suficientemente dúctil.

Como ya se vio en el acápite anterior, la importancia de proveer de ductilidad en la etapa de diseño, la ductilidad también depende del sistema estructural ya que estará sujeta a la capacidad de deformación, del control que se establezca de los posibles mecanismos frágiles que pudieran presentarse y también de las irregularidades presentes de tipo horizontal o vertical.

Ahora bien, Vlacev (2011) sostiene que “en el Pushover, la estructura se idealiza como un ensamblaje de componentes capaces de representar las características monotónicas no lineales fuerza-deformación . Un patrón de cargas laterales (o una adaptación), es aplicado a la estructura, y la estructura es monotónicamente empujada (pushed), bajo este patrón de cargas (en presencia de las cargas de gravedad permanentes), a deformaciones inelásticas hasta que un valor objetivo es alcanzado en un punto de referencia, que usualmente es el centro de masas en el techo del edificio. El objetivo es empujar la estructura al desplazamiento esperado bajo el diseño sísmico, dicho desplazamiento será el desplazamiento esperado, para luego evaluar las derivas de demanda, deformación en los componentes y fuerzas de demanda en este estado. Estas demandas son entonces comparadas con los valores aceptables para evaluar el desempeño ”.

Mediante este análisis podremos comprobar también ciertos supuestos que se han asumido en un análisis de menor precisión como la ductilidad, el factor de reducción de fuerzas sísmicas, entre otros.

Finalmente, es importante precisar que el análisis estático no lineal es un procedimiento de gran aceptación científica; no obstante, solo se recomienda aplicar a estructuras regulares donde los modos fundamentales sean traslacionales, el 41-17, A. (2017), en su capítulo 7.3.2.1 establece que el análisis no lineal estático es válido cuando se cumplen las siguientes condiciones.

1. El valor de  $\mu_{strength}$  no debe ser mayor que el  $\mu_{max}$ .
2. Los modos superiores no son significativos, para ello se debe realizar un análisis de espectro de respuesta modal para la estructura usando modos suficientes para producir una participación de masa del 90% y también se debe realizar un segundo análisis de espectro de respuesta considerando únicamente la participación del primer modo. Los efectos de modos superiores se consideran significativos si el cortante en cualquier piso resultante del análisis modal consideran los modos requeridos para obtener el 90% de masa participativa excede el 130% del cortante de piso considerando solo la respuesta

correspondiente al primer modo.

En caso no se cumplan uno de ellos, es recomendable realizar un análisis no lineal dinámico.

#### **2.3.4. Influencia de los Efectos P- $\Delta$**

La norma peruana de diseño sísmico, no especifica nada sobre la influencia de los efectos P- $\Delta$  en el comportamiento sísmico de las estructuras. Las normas internacionales como el 41-17, A. (2017) consideran que el efecto P- $\Delta$  es un factor importante que se tiene que considerar en todos los niveles de análisis. 41-17, A. (2017) En su capítulo 7.2.6 dice que “Los efectos P  $\Delta$  se incluirán en los procedimientos de análisis lineal y no lineal. Para procedimientos no lineales los efectos P -  $\Delta$  estáticos se incorporarán en el análisis al incluir en el modelo matemático la relación fuerza - deformación no lineal de todos los componentes sujetos a fuerzas axiales”.

Lo cierto es que los efectos P- $\Delta$  no siempre son significativos y generalmente están asociados a estructuras de gran altura flexibles o mal diseñadas. Sin embargo, como afirma Vlacev (2011) “los efectos P- $\Delta$  serán críticos cuando el movimiento del suelo es suficientemente grande que conduzcan uno o más pisos de la estructura dentro del rango de rigidez tangente negativa”, esto quiere decir que los efectos P -  $\Delta$ . podrían no ser significativos en el análisis dinámico lineal pero sí en el análisis no lineal, ya que la estructura sufre grandes desplazamientos laterales.

## Capítulo III: Método de la Investigación

### 3.1 Enfoque

“Según la información analizada, la investigación se puede clasificar en cuantitativa y cualitativa. Estos dos enfoques son muy valiosos ya que han realizado notables aportes al avance del conocimiento” (Borja, 2012).

La presente investigación emplea el enfoque del **método cuantitativo**, porque inicia con el planteamiento del problema adecuadamente delimitado y concreto, luego, apoyado en un marco teórico se plantea la hipótesis que posteriormente al interpretar los resultados se tiene que comprobar o refutar. De igual forma, los datos son cuantificables y numéricos.

### 3.2 Alcance

El alcance de la investigación indica el resultado, lo que se obtendrá a partir de ella y condiciona el método que se emplea para obtener dichos resultados.

La investigación es del **tipo explicativo**, basadas en teorías y leyes conocidas, así mismo, por la participación de causas y efectos, variables dependientes e independientes en la explicación e interpretación del fenómeno estudiado.

### 3.3 Diseño de investigación

El diseño de la presente investigación es **no experimental** y **transversal** porque no existe manipulación de variables y la recolección de datos se realiza en un solo momento.

“La investigación no experimental, podría definirse como la investigación que se realiza sin manipular deliberadamente variables decir, se trata de estudios en los que no hacemos variar en forma intencional las variables independientes para ver su efecto sobre otras variables” (Muñoz, 2011).

### 3.4 Población y muestra

#### 3.4.1. Población

La población sujeta a estudio en la presente investigación es real e infinita conformado por todas las **estructuras esenciales de concreto armado** del Perú, debido a que deben permanecer operativos luego de un sismo

### **3.4.2. Muestra**

Por ser una estructura peculiar y única en el Perú, que se adecúa perfectamente los propósitos trazados en la investigación, la muestra para esta tesis es la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez que se encuentra ubicado en la provincia constitucional del Callao, departamento de Lima.

## **3.5 Hipótesis**

### **3.5.1. Hipótesis general**

Los efectos  $P-\Delta$  en edificios de muros de concreto armado no siempre son significativos. Pero cuando estos efectos son significativos, modifican notablemente la respuesta sísmica cuando ésta supera la cedencia. En ese sentido, el desplazamiento de fluencia no se ve afectado; sin embargo, el desplazamiento último tiende a reducirse y consecuentemente tiende a reducir la ductilidad del edificio.

### **3.5.2. Hipótesis específicas**

- a) Los efectos  $P-\Delta$  se pueden incorporar en el análisis lineal dinámico de la torre de control a través de un procedimiento simplificado conocido como la matriz de rigidez geométrica; el cual, disminuye la rigidez elástica y modifica la respuesta dinámica notablemente en términos de periodos, derivas y cortantes de entrepiso.
- b) La curva de capacidad de la estructura se reduce cuando se consideran los efectos  $P-\Delta$ . Es decir, que la capacidad de la estructura disminuye. Pero, si los desplazamientos producidos por el sismo son pequeñas que hacen que la estructura se comporte linealmente, los efectos  $P-\Delta$  no modifican la curva de capacidad; no obstante, si el sismo es intenso y la estructura está cerca del colapso los efectos  $P-\Delta$  modifican profundamente la curva de capacidad.
- c) El desempeño sísmico de la torre de control de tráfico aéreo satisface los niveles de desempeño sísmico para un sismo raro y muy raro; por lo que, se encuentra dentro de los límites permisibles según comité VISION 2000 y HAZUS y deben evaluarse considerando los efectos  $P-\Delta$

- d) Los primeros elementos estructurales en sufrir daños son las vigas, posteriormente las columnas y finalmente las placas del primer piso sometidos a compresión y los demás elementos especialmente en pisos superiores se encuentran en el rango elástico, cumpliendo de esta forma el mecanismo de falla deseado (columna fuerte-viga débil).
- e) El índice de estabilidad de piso para la torre de control se encuentra dentro de los límites permisibles según la norma ASCE 7-22; este control es muy importante para apreciar en primera instancia la influencia del efecto  $P-\Delta$  en la respuesta sísmica, mientras más alto sea, mayor influencia tendrá en la respuesta sísmica después de la cedencia.

## 3.6 Operacionalización de variables

### 3.6.1. Variables

Una variable es un factor, evento, situación o fenómeno que representa cierto interés dentro de la investigación y del cual se precisa conocer su intensidad o categoría, y como dice (Caballero, 2013) “las variables son datos que, al ser tabulados y mostrados como informaciones, con respecto a las cuales se formulan las apreciaciones descriptivas que luego son calificadas e interpretadas en el análisis para presentarlas integradas y resumidas como apreciaciones resultantes, que al usarse como premisas permitan contrastar cada subhipótesis con las que están directamente relacionadas, en esta investigación”. Básicamente, las variables que participan en la presente investigación son compuestas.

**Variables independientes.** Propiedades no lineales de los materiales, Efectos  $P-\Delta$  y las propiedades dinámicas de la estructura.

**Variables dependientes.** Ductilidad, desempeño sísmico, Curva de capacidad.

### 3.6.2. Indicadores

“Al referirnos a las variables sabemos que estos no son observables directamente. Por lo tanto, se deben buscar procedimientos que permitan la medición indirecta mediante manifestaciones externas, empíricas y observables. Tales expresiones son los indicadores” (Hernández et al., 2016)

Los indicadores asociados a las variables independientes son: *Modelos constitutivos, Coeficientes de Poisson, Pesos específicos, periodos, frecuencias, modos de vibración, Índice de estabilidad de piso*

Los indicadores asociados a las variables dependientes son: *Desplazamiento de fluencia,*

desplazamiento último, amenaza sísmica y niveles de desempeño

Tabla 3.1: Variables e indicadores

	Variables	Indicadores	Medicion
<b>Independientes</b>	Propiedades de los materiales	Modelos constitutivos	
		Coeficiente de poisson	
		Pesos especificos	$tonf/m^3$
	Efectos P- $\Delta$	Indice de estabilidad ( $\theta$ )	
<b>Dependientes</b>	Ductilidad	Desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ )	$m$
		Desplazamiento ultimo ( $\Delta_d$ )	$m$
	Curva de capacidad	Cortante vs Desplazamiento ( $V$ vs $\Delta$ )	$tonf$ vs $m$
	Desempeño sísmico	Amenaza sísmica	
		Niveles	
	Propiedades dinámicas	Periodos ( $T$ )	$s$
		Frecuencias ( $f$ )	$1/s$
Modos de vibración ( $\phi$ )			

Fuente: Elaboracion propia

### 3.7 Técnicas e instrumentos.

El conjunto de reglas y procedimientos que se utilizaron para alcanzar la relación con el objeto de la investigación, y los mecanismos que se utilizaron para recolectar y registrar la información son los siguientes.

**Técnica del análisis documental.** Con esta técnica, se obtiene información relevante de las fuentes bibliográficas especializados, documentos oficiales e internet que sirven para el desarrollo del trabajo de la investigación.

**Procesamiento de información.** Después de realizar el análisis documental, se realiza el procesamiento de la información en el software ETABS v20.0.0, en el cual se crea el modelo analítico para poder procesar la información.

**Instrumentos.** Los instrumentos utilizados, hojas de cálculo, cámara fotográfica y una computadora de buen procesador.

## Capítulo IV: Evaluación de la ductilidad de la torre de control mediante el análisis pushover considerando los efectos P- $\Delta$

Para cumplir con los objetivos planteados de la tesis se crea el modelo analítico en el programa ETABS v20.0.0, software altamente especializado en el análisis y diseño de edificios con amplia aceptación en la comunidad científica, que incorpora en su base de datos las normas ASCE/SEI 41-17, ASCE/SEI 7 – 22 y por supuesto la norma E. 030, las cuales serán las bases normativas empleados para validar los cálculos.

### 4.1 Generalidades

#### 4.1.1. Identificación de la zona de estudio

La investigación tiene como unidad de análisis la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez, el cual se encuentra ubicado en la provincia constitucional del Callao, departamento de Lima.

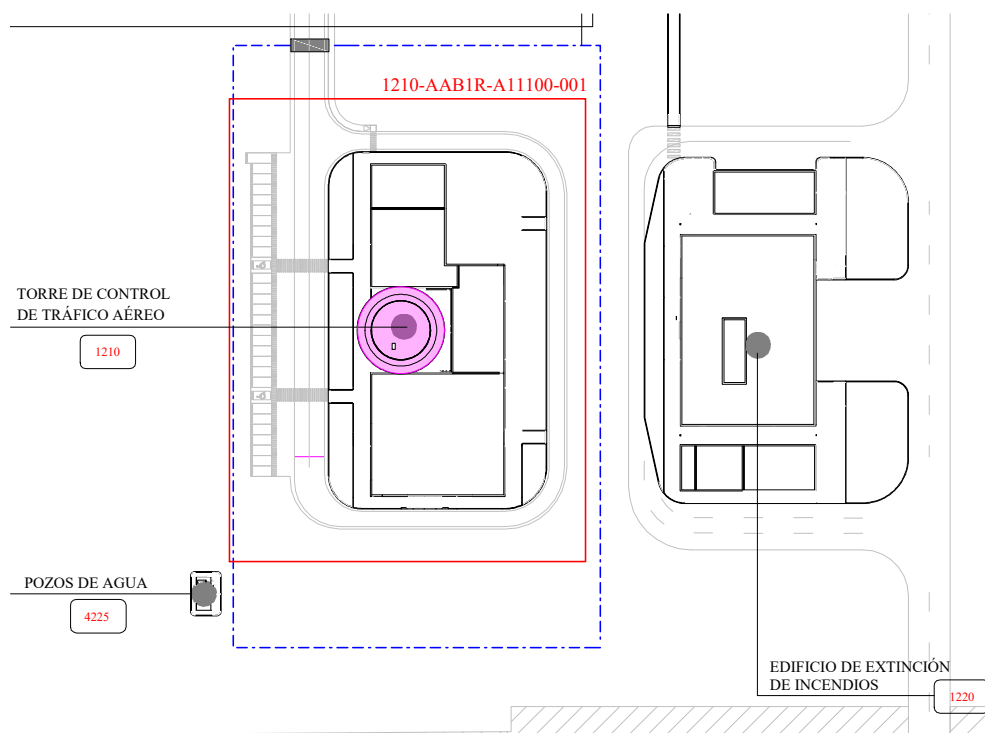


Figura 4.1: Emplazamiento de la torre de control de tráfico aéreo

Fuente: Adaptado del expediente técnico de obra



Figura 4.2: Vista 3D arquitectonica de la torre de control de trafico aereo  
Fuente: Tomado del expediente tecnico de obra

#### 4.1.2. Descripción de la torre de control de tráfico aéreo

El edificio de la torre de control se compone por doce plantas en elevación con una altura total de 65.39 m y una cabina de estructura metálica en la cima de la edificación. Su estructura con geometría cilíndrica en concreto armado nace en el nivel de cimentación hasta el piso 11 y tiene una extensión en estructuras metálicas en los pisos superiores como se puede ver en la figura 4.3. Los niveles, las alturas de entrepiso y las cotas se pueden ver en la tabla 4.1.

Las necesidades arquitectonicas han llevado a plantear una configuración estructural del sistema de resistencia a fuerzas laterales conformado por 4 columnas centrales de 0.80x0.80 cm que conforman cuatro porticos, dos en la dirección X y dos en la dirección Y, y un nucleo rígido de muros de concreto armado en el perímetro circular de la estructura de aproximadamente 11 m de diámetro y espesor de 0.60 m. A partir del piso 09 se incrementa mediante plataformas constituidas por diafragmas y sistemas de soporte en estructura metálica. Las alturas de entrepiso típico son de 5.70 m.

Para mayor entendimiento de la distribución arquitectónica y estructural se puede ver los planos de planta, cortes y elevaciones en el anexo A.

Tabla 4.1: Niveles de la estructura

Piso	Altura (m)	Cota (m)
Piso 12	6.6	63.275
Ref 11A	1.60	58.275
Piso 11	5.10	56.675
Piso 10	5.10	51.575
Piso 09	5.70	46.475
Ref 8A	3.0	43.775
Piso 08	5.70	40.775
Piso 07	5.70	35.075
Piso 06	5.70	29.375
Piso 05	5.70	23.675
Piso 04	5.70	17.975
Piso 03	5.70	12.275
Piso 02	4.215	6.575
Piso 01	2.36	2.36
Base	0.0	0.0

Fuente: Elaboracion propia

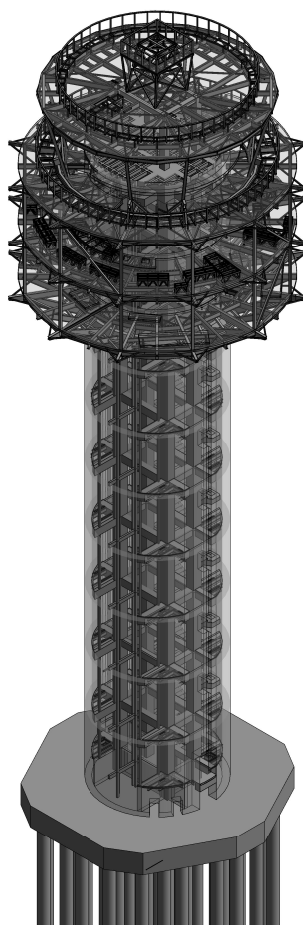


Figura 4.3: Vista 3D estructural de la torre de control de tráfico aéreo

Fuente: Tomado del expediente técnico de obra

### 4.1.3. Elementos estructurales

La planta típica de la torre de control se puede ver en la figura 4.4. Se puede apreciar que los elementos resistentes a fuerzas laterales constan de vigas, columnas y muros de concreto armado.

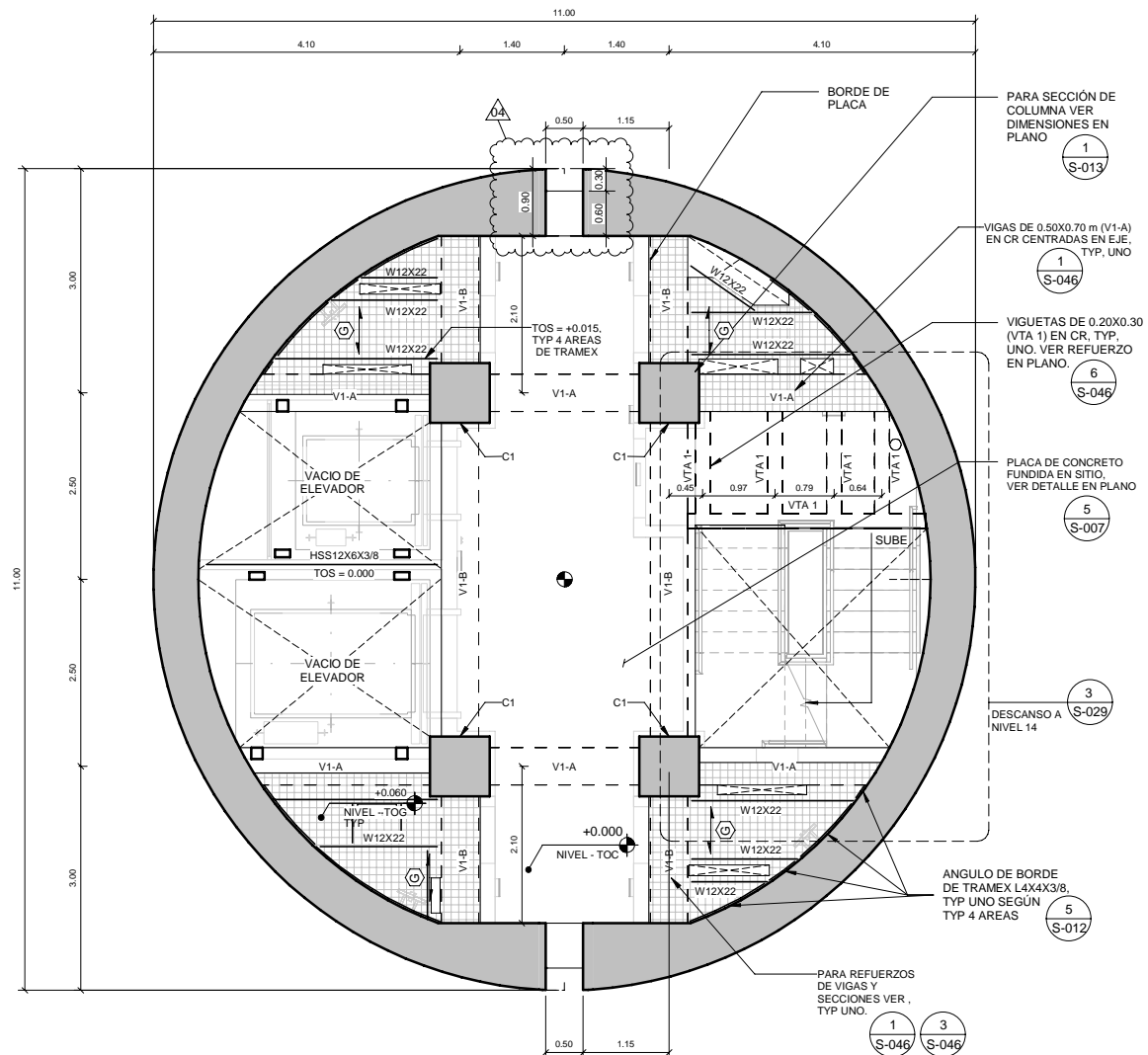


Figura 4.4: Planta típica de la torre de control

Fuente: Tomado del expediente técnico de obra

Las dimensiones de las vigas de concreto armado y su detalle de refuerzo se encuentra en la figura 4.5. Se puede observar que el acero a compresión es muy alto y los estribos están cada 0.10 m; por lo que estas secciones van a desarrollar una alta ductilidad, lo cual es muy importante para que la estructura tenga un buen comportamiento sismorresistente.

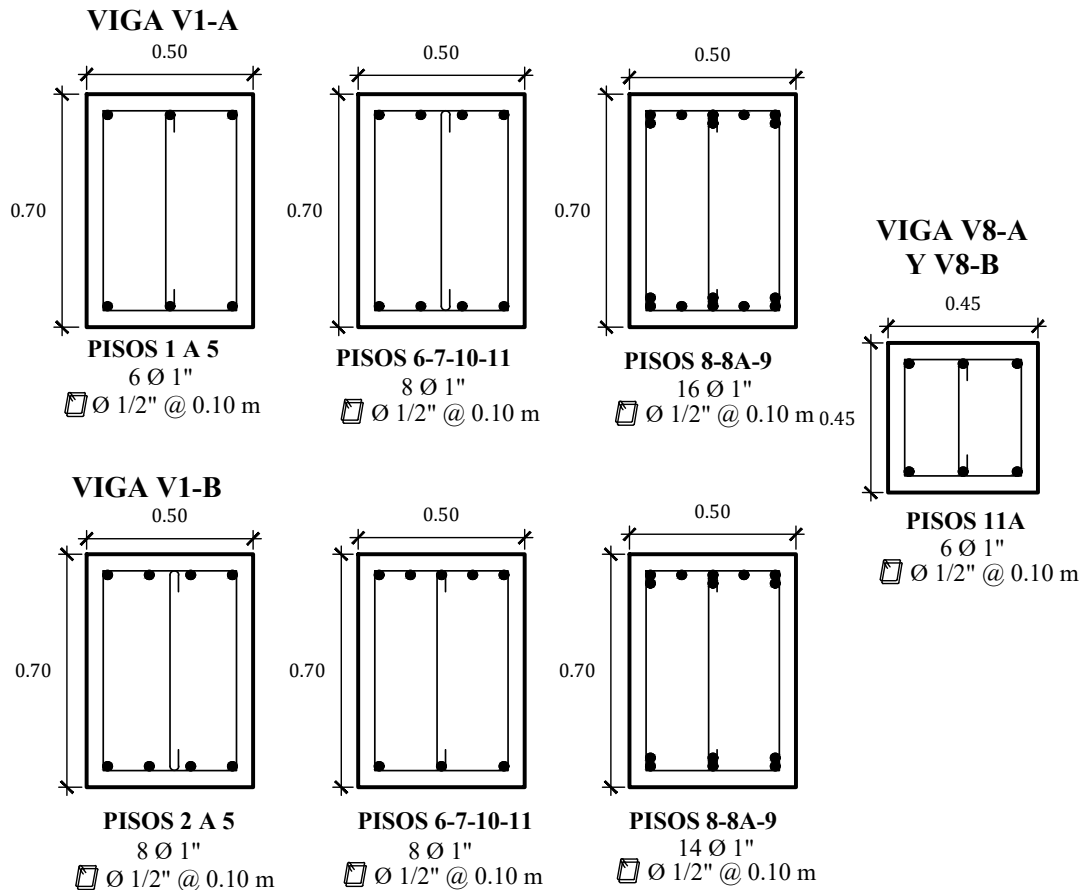


Figura 4.5: Detalle de vigas de concreto armado

Fuente: Adaptado del expediente técnico de obra

Las dimensiones de las columnas de concreto armado y su detalle de refuerzo se encuentra en la figura 4.6.

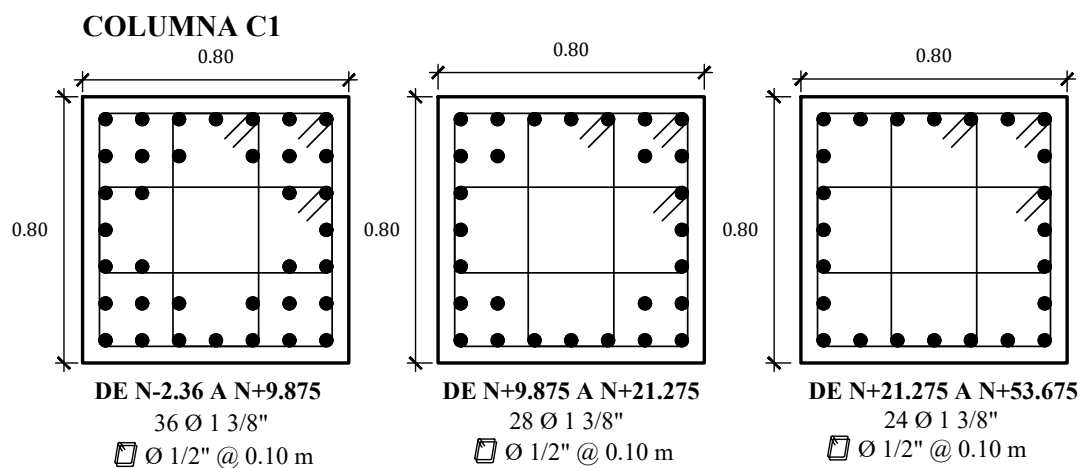


Figura 4.6: Detalle de columnas de concreto armado

Fuente: Adaptado del expediente técnico de obra

Las dimensiones de los muros de concreto armado y su detalle de refuerzo se encuentra en la tabla 4.2. Para el análisis no lineal debido a la limitación de que el programa no contempla el

modelamiento no lineal de muros curvos, se ha discretizado en líneas cada 15° el cual tiene un error menos de 0.1% respecto a la longitud curvo real, siendo aceptable tal discretización.

Tabla 4.2: Detalle de muros de concreto armado

Piso	Espesor (m)	Refuerzo
Piso 01	E=0.30	Horizontal $\phi$ 1/2" @ 0.20 m
		Vertical $\phi$ 1/2" @ 0.20 m
De Base a Piso 05	E=0.60	Horizontal $\phi$ 1 3/8" @ 0.20 m
		Vertical $\phi$ 1" @ 0.15 m
De Piso 05 a Piso 08	E=0.60	Horizontal $\phi$ 1" @ 0.20 m
		Vertical $\phi$ 3/4" @ 0.15 m
De Piso 08 a Piso 11A	E=0.60	Horizontal $\phi$ 3/4" @ 0.20 m
		Vertical $\phi$ 3/4" @ 0.20 m

Fuente: Elaboración propia

En los pisos 09, 10 y 11 existen elementos estructurales de acero estructural. Estos sirven para ampliar los pisos, los cuales se detallan en la tabla 4.3 cuya base de datos es el AISC14. Pero, se ha optado por no asignar un comportamiento no lineal a estos elementos porque no son los principales elementos que resistirán las fuerzas laterales, su función está orientado a soportar la carga proveniente de la ampliación de los pisos 09, 10 y 11.

Tabla 4.3: Perfiles HSS y W

Perfil HSS	Perfil HSS	Perfil W	Perfil W	Perfil W
HSS12X6X3/8	HSS8X8X5/8	W21X93	W21X68	W10x39
HSS6X6X1/2	HSS4X4X3/8	W18X65	W24X131	W21x44
HSS6X6X3/8	HSS8X8X5/8	W18X46	W14X233	W12x26
HSS3X3X3/8	HSS4X4X3/8	W16X31	W14X22	W18x71
SHS0.50X0.50X0.05	W8X67	W18X35	W12X30	W21x50

Fuente: Elaboración propia

Las losas de entrepiso son de concreto armado y steel deck, según la tabla 4.4.

Tabla 4.4: Losas de entrepiso

Piso	Tipo	Descripción
Piso 01 a 08	Maciza	En todos los pasadizos y circulaciones, espesor E=15cm
Piso 09 al 12	Steel Deck	En todos los pisos ampliados de acero estructural, lamina colaborante mas una placa de concreto de E=16.5cm

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.4. Cargas

Las cargas que actúan en la estructura se clasifican en cargas muertas, cargas vivas, carga de techo y carga de sismo. En la tabla 4.6 se muestran las cargas más representativas que sirven para cuantificar el peso sísmico de la estructura. El peso propio de los elementos estructurales como vigas, columnas tanto de concreto y acero dependen del peso específico establecido en las tablas 4.7, 4.8 y 4.10 y se suma automáticamente en el software ETABS.

Tabla 4.5: Detalle de muros de concreto armado

Carga	Descripción	Magnitud
Muerta	Losa de entrepiso	360 $kgf/m^2$
	Entrepiso steel deck	320 $kgf/m^2$
	En vigas	1485 $kgf/m$
	En vigas donde llega escalera	7500 $kgf/m$
Vivas	Para vivienda	200 $kgf/m^2$
	Para oficinas	250 $kgf/m^2$
	Para pasillos y escaleras	400 $kgf/m^2$
	En vigas donde llega escalera	4500 $kgf/m^2$
Viva Techo	En techos y azoteas	100 $kgf/m^2$

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.5. Normas y códigos aplicados

Como ya se dijo anteriormente la norma principal es el ASCE/SEI 41-17, no obstante, la orden de prelación en caso de discrepancias se ha establecido en el siguiente orden: norma E. 030, ASCE/SEI 7-22 Y ASCE/SEI 41-17. Además se adopta algunas recomendaciones de otras normas como el VISION 2000, FEMA 440 y ATC 40 para validar los cálculos.

## 4.2 Propiedades de los materiales

Los materiales empleados en la construcción de la torre de control de tráfico aéreo son el concreto armado que se divide en concreto más acero de refuerzo y acero estructural, cuyas propiedades lineales y no lineales se describen a continuación.

### 4.2.1. Acero de refuerzo.

En primer lugar se muestra los diámetros y áreas comerciales de los aceros empleados en la estructura que están disponibles en el Perú, la área geométrica calculado matemáticamente no representa la sección transversal del acero; por tal razón, se emplea estas áreas comerciales porque es lo más real.

Tabla 4.6: Tabla diámetros comerciales de acero de refuerzo

Tabla de Aceros			
Nombre	Diametros		Area
Num	<i>pulg</i>	<i>cm</i>	<i>cm<sup>2</sup></i>
3	3/8	0.952	0.71
4	1/2	1.27	1.29
5	5/8	1.59	1.99
6	3/4	1.91	2.84
8	1	2.54	5.10
11	1 3/8	3.58	10.06

Fuente: Elaboracion propia

Ahora las propiedades lineales y no lineales del acero de refuerzo se considera según modelos teóricos estipulados en bibliografías internacionales y códigos de diseño.

Tabla 4.7: Propiedades lineales y no lineales del acero de refuerzo

Material	$\gamma$ ( <i>tnf/m<sup>3</sup></i> )	$E$ ( <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> )	$f_y$ ( <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> )	$f_u$ ( <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> )	$\epsilon_y$	$\epsilon_{st}$	$\epsilon_u$
Acero	7.85	2000000	4200	6300	0.0021	0.01	0.09

Fuente: Elaboración propia

El modelo constitutivo adoptado es el de Park (1982), que se muestra en la figura 4.7. No obstante, esto no es determinante en los resultados, es decir, que el comportamiento no cambia sustancialmente al emplear uno u otro modelo constitutivo, además de que la norma ASCE 41-17 recomienda emplear resistencias esperadas.

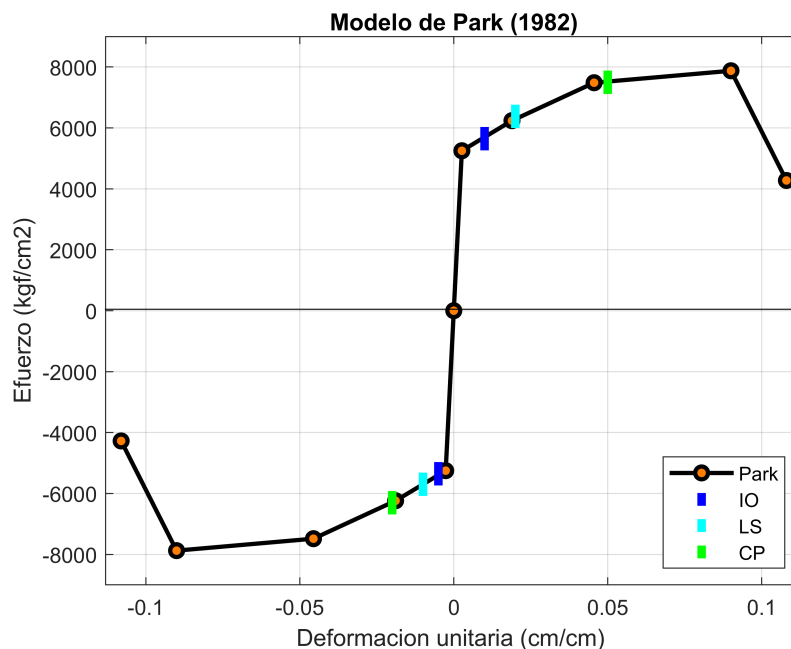


Figura 4.7: Modelo de acero de refuerzo empleado

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

## 4.2.2. Concreto

El modelo constitutivo para el concreto es el modelo de Mander et al. (1988). Este modelo es el más aceptado y apropiado para modelar el comportamiento no lineal del concreto. Además, sirve tanto para concreto confinado y no confinado.

Las propiedades lineales y no lineales del concreto se resumen en las tablas 4.8 y 4.9.

Tabla 4.8: Propiedades lineales y no lineales del concreto no confinado

Material	$\gamma$ (tnf/m <sup>3</sup> )	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	$G$	$\epsilon_{co}$	$\epsilon_{sp}$
Concreto	2.4	280624.3	350	0.15	122010.57	0.002	0.005

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.9: Propiedades no lineales del concreto confinado para C1

Material	$f'_{co}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f'_{cc}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$E_{sec}$	$\epsilon_{cc}$	$\epsilon_{cu}$
Concreto confinado	350	471.58	122010.57	0.005474	0.027877

Fuente: Elaboración propia

En la figura 4.8 se observa el diagrama esfuerzo - deformación del concreto confinado y no confinado, claramente el confinamiento del concreto adiciona una gran capacidad de deformación, por lo que incrementa la ductilidad de los elementos. No obstante, a las vigas se

les asigna un comportamiento de concreto no confinado, mientras que a las columnas se les asigna el concreto confinado y en los muros estructurales se les asigna concreto no confinado en el alma y concreto confinado en los elementos de borde.

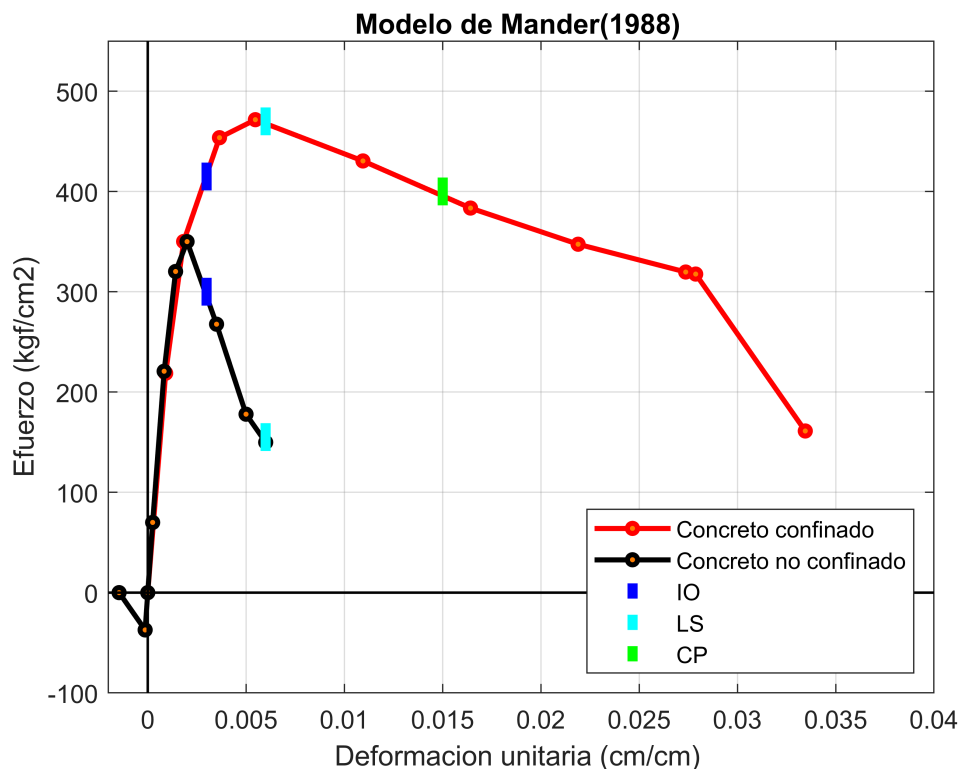


Figura 4.8: Modelo de concreto empleado

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

### 4.2.3. Acero estructural

Este material se emplea en los perfiles que sirven para ampliar los pisos 09, 10 y 11; por lo que, están orientados a resistir las cargas de gravedad de los pisos ampliados; en consecuencia, no tienen gran participación en la resistencia a fuerzas laterales, por tal razón, solo se comportarán linealmente, es decir, no se asignarán ningún mecanismo de falla a los elementos estructurales constituidos de acero estructural, sus propiedades elásticas se muestran en la tabla 4.10. Están fabricados de acuerdo a las normas ASTM A992, ASTM A500 y son de grado 50.

Tabla 4.10: Propiedades lineales del acero estructural

Material	$\gamma$ ( $tnf/m^3$ )	$E$ ( $kgf/cm^2$ )	$f_y$ ( $kgf/cm^2$ )	$f_u$ ( $kgf/cm^2$ )	$\nu$	$G$ ( $kgf/cm^2$ )
Acero	7.85	2000000	3450	4500	0.3	769230.77

Fuente: Elaboración propia

## 4.3 Análisis dinámico lineal con y sin efectos P- $\Delta$

### 4.3.1. Modelo matemático

El modelo matemático se ha elaborado en el programa ETABS v20.0.0, una planta típica se ve en la figura 4.9, una planta ampliada con el acero estructural se ve en la figura 4.10 y la vista 3D se puede ver en la figura 4.11.

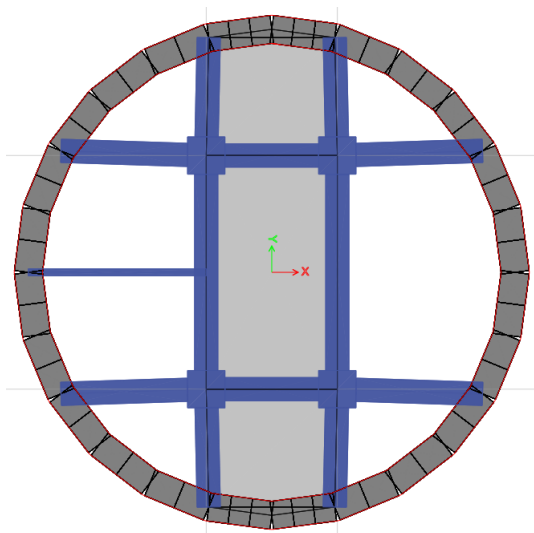


Figura 4.9: Modelo matemático de planta típica

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

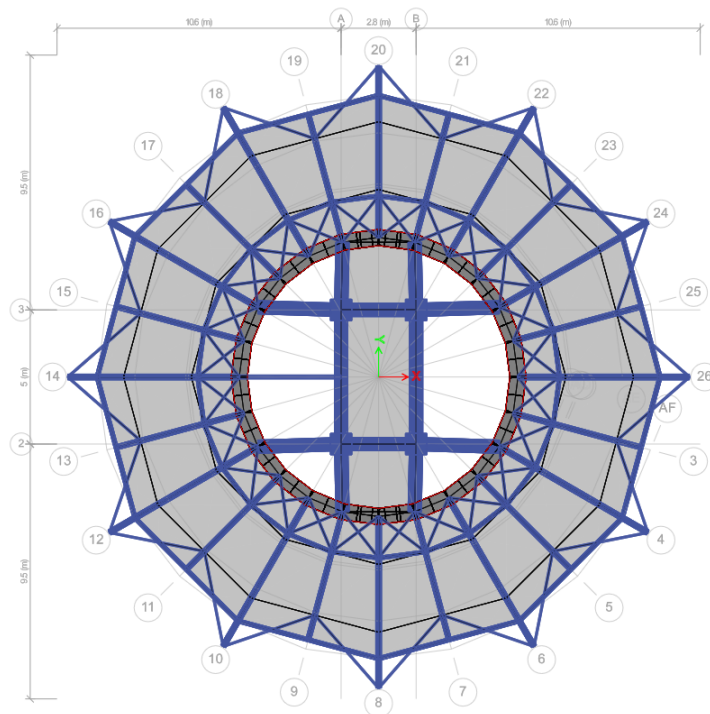


Figura 4.10: Modelo matemático de pisos ampliados

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

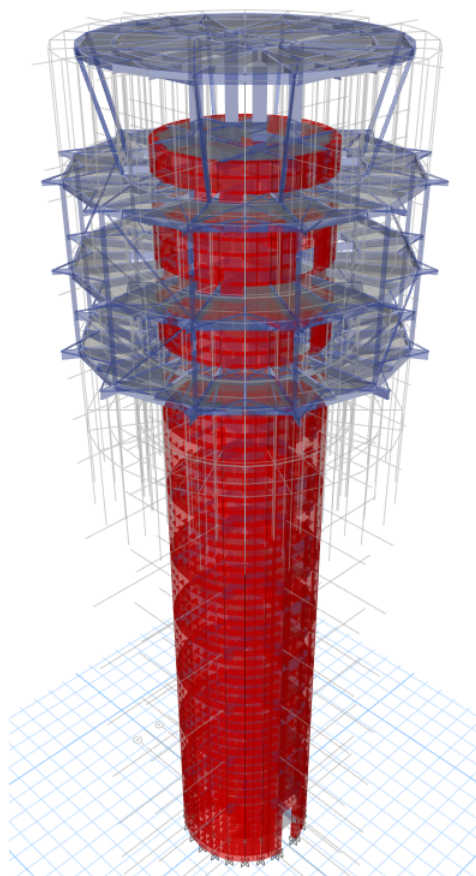


Figura 4.11: Vista 3D del modelo matemático

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

### 4.3.2. Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos que se muestran en la tabla 4.11 se han obtenido de acuerdo a la norma E.030 (2019) y de las características de la estructura, ubicación y tipo de suelo de cimentación, estos parámetros nos sirven para calcular el espectro de diseño.

Tabla 4.11: Tabla parámetros sísmicos

Parámetros sísmicos			
Descripción	Símbolo	Tipo	Valor
Factor de zona	$Z$	Zona 4	0.45
Categoría de la edificación	$U$	Esencial - A2	1.5
Tipo de suelo	$S$	Suelo S2	1.05
Periodo corto	$T_p$	—	0.6
Periodo Largo	$T_L$	—	2.0
Sistema estructural X	$R_o$	Muros	6
Sistema estructural Y	$R_o$	Muros	6

Fuente: Elaboración propia

### 4.3.3. Irregularidades

Debido a la geometría peculiar de la estructura, se realiza un análisis exhaustivo y con bastante criterio, ya que en estructuras no convencionales se debe interpretar las normas con detenimiento respecto a las irregularidades cualitativas, estas irregularidades afectan al factor de reducción de fuerzas sísmicas y se muestran en la tabla 4.12.

Se sabe que el factor de reducción de fuerzas sísmicas según la norma E.030 (2019) se puede calcular mediante la ecuación 2.6. Y se tiene una irregularidad en planta de sistemas no paralelos, por lo que el factor de reducción de fuerzas sísmicas para ambas direcciones quedaría definido como:

$$R_x = 6 \times 0.90 \times 1.0 = 5.40$$

$$R_y = 6 \times 0.90 \times 1.0 = 5.40$$

Tabla 4.12: Irregularidades en planta y altura

Control de irregularidades		
Descripción	Valor	¿Existe?
<b>Irregularidades en Altura (<math>I_a</math>)</b>		
Irregularidad de rigidez	0.75	No
Irregularidad extrema de rigidez	0.50	No
Irregularidad de masa o peso	0.90	No
Irregularidad geométrica vertical	0.90	No
Discontinuidad en los sistemas resistentes	0.80	No
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	0.60	No
<b>Irregularidades en Planta (<math>I_p</math>)</b>		
Irregularidad torsional	0.75	No
Irregularidad torsional extrema	0.60	No
Esquinas entrantes	0.90	No
Discontinuidad del diafragma	0.85	No
Sistemas no paralelos	<b>0.90</b>	<b>Si</b>

Fuente: Elaboración propia

### 4.3.4. Espectros de análisis

Los espectros de análisis que se van a usar en la investigación son los inelásticos definidos según la ecuación 2.7 correspondientes al sismo severo o raro, En la figura 4.12 se pueden

ver las aceleraciones espectrales vs el periodo las cuales son válidas para ambas direcciones ya que son iguales.

El factor de amplificación sísmica  $C$ , depende de las características del suelo y se puede calcular mediante:

$$\begin{aligned}
 C &= 2.5 & T < T_P \\
 C &= \frac{2.5T_P}{T} & T_P < T < T_L \\
 C &= \frac{2.5T_P T_L}{T^2} & T > T_L
 \end{aligned}$$

El sismo severo está definido en la norma E. 030 para un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en cincuenta años. El sismo muy raro tiene un periodo de retorno de 970 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años. Aguiar (2007) para el sismo muy raro multiplica al sismo raro por 1.3.

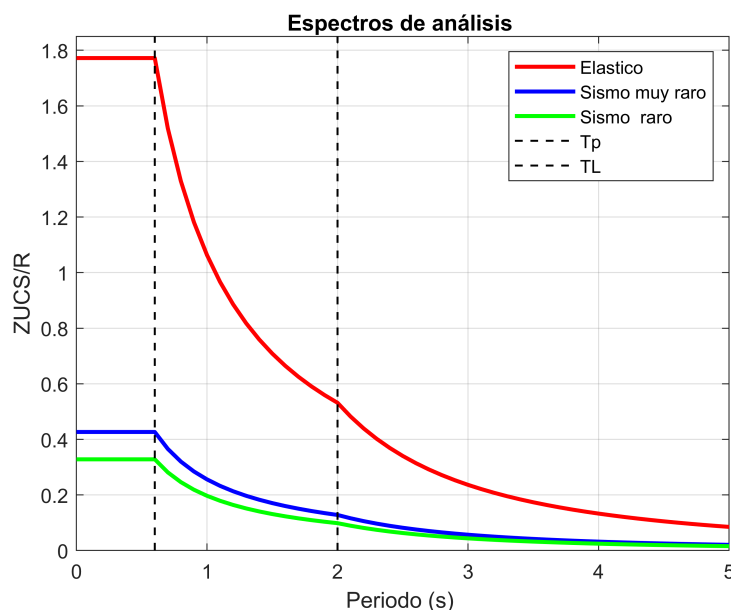


Figura 4.12: Espectros de análisis

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.3.5. Incorporación de los efectos $P-\Delta$

Los efectos  $P-\Delta$  se pueden incorporar mediante la matriz de rigidez geométrica ( $K_G$ ) el cual modifica la rigidez mecánica o elástica de la estructura tal y como se muestra en la ecuación 2.15 Esta matriz de rigidez geométrica depende de las cargas axiales y ETABS tiene la opción para considerar mediante este metodo no iterativo como se puede ver en la figura 4.13. A este procedimiento tambien se le conoce como el analisis lineal de segundo orden, donde se puede

detectar los efectos de la deformación debido a las cargas; no obstante, el análisis lineal de segundo orden capta los efectos  $P-\delta$  locales también, y en esta investigación estos efectos se desprecian; en consecuencia, no se trata en si de un análisis de segundo orden, ya que sólo se trata de medir la influencia de los efectos  $P-\Delta$ . Así mismo, los efectos  $P-\Delta$  son un tipo de no linealidad geométrica y su inclusión en el análisis lineal es bastante simplificado pero tiene una muy buena precisión.

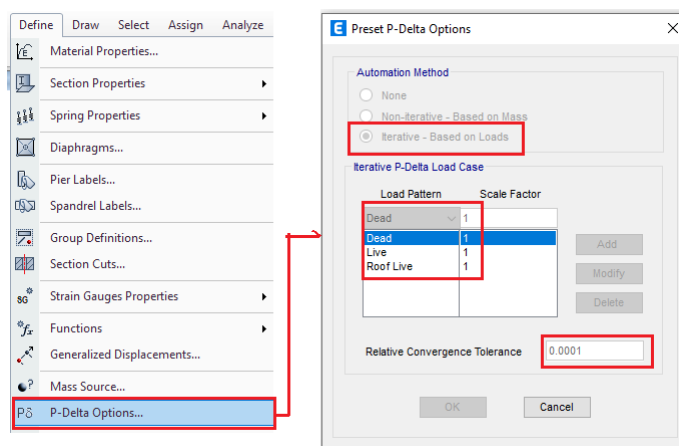


Figura 4.13: Incorporación de efectos  $P-\Delta$  en ETABS v20.0.0  
Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.3.6. Respuesta dinámica con y sin efectos $P-\Delta$

Todos los datos necesarios para el análisis se han introducido en programa ETABS v20.0.0 y el análisis ha concluido sin ningún error como se puede ver en la figura 4.14.

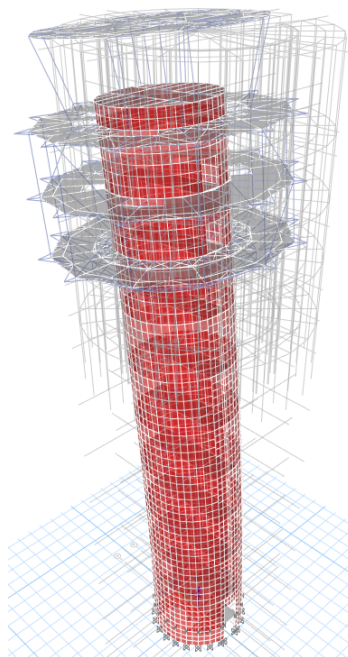


Figura 4.14: Resultados del análisis dinámico lineal en ETABS v20.0.0  
Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

A continuación, se muestran los resultados del análisis modal espectral realizado a la estructura, con la finalidad de ver la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la estructura. Es importante verificar la influencia de estos efectos P- $\Delta$  mediante el análisis dinámico lineal ya que esto nos muestra cuán significativo es, y si en esta etapa tiene una gran influencia en el análisis no lineal será mucho mayor, por tal razón, se ha planteado como un objetivo secundario de la investigación.

**Peso sísmico.** La masa de la estructura se determina considerando el 100% de las cargas permanentes (peso muerto y cargas permanentes) más el incremento de un % de las sobrecargas por cada nivel según lo establecido en la norma E.030 (2019).

$$P = P_{CM} + \alpha\%P_{CV}$$

Para la categoría A, el factor  $\alpha$  equivale a 50% en entrepisos y 25% en azotea. El peso sísmico total es de 5805 *tonf* y se puede ver en la tabla 4.13 por cada piso.

Tabla 4.13: Peso sísmico de la estructura

Nivel	Peso sísmico
	tonf
12	292.36
11	532.31
10	656.97
9	859.81
8	463.17
7	463.17
6	463.17
5	463.17
4	463.17
3	463.17
2	373.57
1	310.96

Fuente: Elaboración propia

**Masas participativas.** Se ha considerado tres grados de libertad por piso por lo que se tendría 36 modos, en las tablas 4.14 y 4.15 se ven la cantidad de modos que se necesita para llegar al 90% de masa participativa. Así mismo, se puede ver que el periodo fundamental en la dirección X es el modo 02 y en la dirección Y el modo 01. También podemos ver que los efectos P- $\Delta$  no afectan la participación de masas.

Tabla 4.14: Masas participativas sin Efectos P-  $\Delta$ 

Modos	T	Ux	Uy	Uz	$\Sigma$ Ux	$\Sigma$ Uy	$\Sigma$ Uz
	(s)	%	%	%	%	%	%
1	0.867	0.04%	<b>70.51%</b>	0.01%	0.04%	70.51%	0.01%
2	0.845	<b>69.95%</b>	0.04%	0.0%	69.99%	70.55%	0.01%
3	0.428	0.0%	0.0%	6.82%	69.99%	70.55%	6.83%
4	0.229	0.0%	3.80%	0.08%	69.99%	74.34%	3.91%
5	0.225	4.13%	0.0%	0.0%	74.12%	74.34%	6.91%
6	0.175	0.0%	0.01%	81.11%	74.12%	74.35%	6.91%
7	0.132	16.26%	0.03%	0.0%	90.38%	74.39%	88.02%
8	0.13	0.03%	15.43%	0.07%	90.42%	89.81%	88.09%
9	0.061	5.11%	0.0%	0.0%	95.53%	89.82%	88.09%
10	0.06	0.0%	4.68%	0.02%	95.53%	94.5%	88.10%
11	0.049	0.0%	0.01%	7.18%	95.53%	94.51%	95.28%
12	0.04	0.01%	2.06%	0.0%	95.54%	96.57%	95.28%

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Tabla 4.15: Masas participativas con Efectos P-  $\Delta$ 

Modos	T	Ux	Uy	Uz	$\Sigma$ Ux	$\Sigma$ Uy	$\Sigma$ Uz
	(s)	%	%	%	%	%	%
1	0.87	0.04%	<b>70.5%</b>	0.01%	0.04%	70.5%	0.01%
2	0.847	<b>69.94%</b>	0.04%	0.0%	69.98%	70.54%	0.01%
3	0.43	0.0%	0.0%	6.81%	69.98%	70.54%	6.81%
4	0.23	0.0%	3.79%	0.08%	69.98%	74.34%	6.89%
5	0.225	4.13%	0.0%	0.0%	74.11%	74.34%	6.89%
6	0.175	0.0%	0.01%	81.13%	74.11%	74.35%	88.02%
7	0.132	16.27%	0.03%	0.0%	90.39%	74.38%	88.02%
8	0.13	0.03%	15.44%	0.07%	90.42%	89.81%	88.09%
9	0.061	5.12%	0.0%	0.0%	95.53%	89.82%	88.09%
10	0.06	0.0%	4.68%	0.02%	95.53%	94.5%	88.1%
11	0.049	0.0%	0.01%	7.18%	95.53%	94.51%	95.28%
12	0.04	0.01%	2.06%	0.0%	95.54%	96.57%	95.28%

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.3.6.1 Periodos y frecuencias

Para obtener los periodos y frecuencias, se resuelve el problema de valores y vectores propios que dependen de la matriz de masas y matriz de rigidez lateral de la estructura. Los efectos P- $\Delta$  incrementan los periodos pero no afectan los modos superiores, tabla 4.16.

Tabla 4.16: Periodos y frecuencias con y sin Efectos P-  $\Delta$ 

Modos	Sin efectos P- $\Delta$		Con efectos P- $\Delta$		% Cambio
	Periodos	Frecuencias	Periodos	Frecuencias	
	T (s)	$\omega$ (rad/s)	T (s)	$\omega$ (rad/s)	
1	<b>0.867</b>	7.25	<b>0.87</b>	7.22	0.35%
2	<b>0.845</b>	7.44	<b>0.847</b>	7.42	0.24%
3	<b>0.428</b>	14.68	<b>0.43</b>	14.61	0.47%
4	0.229	27.44	0.23	27.32	0.44%
5	0.225	27.93	0.225	27.93	0.00%
6	0.175	35.90	0.175	35.90	0.00%
7	0.132	47.60	0.132	47.60	0.00%
8	0.13	48.33	0.13	48.33	0.00%
9	0.061	103.00	0.061	103.00	0.00%
10	0.06	104.72	0.06	104.72	0.00%
11	0.049	128.23	0.049	128.23	0.00%
12	0.04	157.08	0.04	157.08	0.00%
13	0.04	157.08	0.04	157.08	0.00%
14	0.033	180.40	0.033	180.40	0.00%
15	0.032	196.35	0.032	196.35	0.00%
16	0.031	202.68	0.031	202.68	0.00%
17	0.03	209.44	0.03	209.44	0.00%
18	0.03	209.44	0.03	209.44	0.00%
19	0.03	209.44	0.03	209.44	0.00%
20	0.028	224.40	0.028	224.40	0.00%
21	0.027	232.71	0.027	232.71	0.00%
22	0.026	241.66	0.026	241.66	0.00%
23	0.026	241.66	0.026	241.66	0.00%
24	0.025	251.33	0.025	251.33	0.00%
25	0.025	251.33	0.025	251.33	0.00%
26	0.025	251.33	0.025	251.33	0.00%
27	0.024	261.80	0.024	261.80	0.00%
28	0.024	261.80	0.024	261.80	0.00%
29	0.024	261.80	0.024	261.80	0.00%
30	0.023	293.18	0.023	293.18	0.00%
31	0.023	293.18	0.023	293.18	0.00%
32	0.023	293.18	0.023	293.18	0.00%
33	0.022	285.60	0.022	285.60	0.00%
34	0.022	285.60	0.022	285.60	0.00%
35	0.022	285.60	0.022	285.60	0.00%
36	0.021	299.20	0.021	299.20	0.00%

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.3.6.2 Fuerzas cortantes.

Los efectos P- $\Delta$  reducen las fuerzas cortantes de entrepiso porque se reduce la rigidez lateral, siendo el mas crítico en el piso 05 al 07.

Tabla 4.17: Fuerzas cortante con y sin Efectos P-  $\Delta$ 

Nivel	Sin efectos P- $\Delta$		Con efectos P- $\Delta$		% Cambio X	% Cambio Y
	F. Cortante X	F. Cortante Y	F. Cortante X	F. Cortante Y		
	tonf	tonf	tonf	tonf		
12	89.63	86.36	89.50	86.23	0.14%	0.16%
11	253.43	245.69	252.93	245.15	0.20%	0.23%
10	438.04	426.47	437.11	425.46	0.21%	0.23%
9	606.93	592.25	605.52	590.73	0.23%	0.26%
8	699.17	682.90	697.47	681.07	0.24%	0.27%
7	764.12	756.77	762.22	744.73	0.25%	0.27%
6	818.37	800.38	816.34	798.19	0.25%	0.27%
5	864.22	845.95	862.12	843.69	0.24%	0.27%
4	901.53	882.95	899.42	880.66	0.23%	0.26%
3	928.59	909.26	926.49	906.98	0.23%	0.25%
2	941.99	920.56	939.91	918.30	0.22%	0.25%
1	385.51	515.93	386.10	516.90	0.15%	0.19%

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.3.6.3 Desplazamientos y derivas.

Los desplazamiento elásticos, se multiplican por el 85% de R. El límite de deriva establecido en la norma E.030 (2019) para estructuras de concreto armado es 0.007. Los efectos P- $\Delta$  tienden a incrementar las derivas.

Tabla 4.18: Derivas en la dirección X con y sin Efectos P-  $\Delta$ 

Nivel	Altura (m)	Sin efectos P- $\Delta$		Con efectos P- $\Delta$		% Cambio
		Der. Elastica	Der. Inelastica	Der. Elastica	Der. Inelastica	
		$\Delta_e/h_i$	$\Delta_i/h_i = 0.85R\Delta_e/h_i$	$\Delta_e/h_i$	$\Delta_i/h_i = 0.85R\Delta_e/h_i$	
12	6.60	0.002802	0.01286	0.002812	0.01291	0.36%
11	5.10	0.001337	0.00614	0.001341	0.00616	0.30%
10	5.10	0.001349	0.00619	0.001353	0.00621	0.30%
9	5.70	0.001318	0.00605	0.001322	0.00607	0.30%
8	5.70	0.001273	0.00584	0.001277	0.00586	0.31%
7	5.70	0.001195	0.00549	0.001198	0.00550	0.25%
6	5.70	0.001083	0.00497	0.001086	0.00498	0.28%
5	5.70	0.000935	0.00429	0.000937	0.00430	0.21%
4	5.70	0.000749	0.00344	0.000751	0.00345	0.27%
3	5.70	0.000524	0.00241	0.000525	0.00241	0.19%
2	5.70	0.000358	0.00164	0.000359	0.00165	0.28%
1	4.215	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.0%

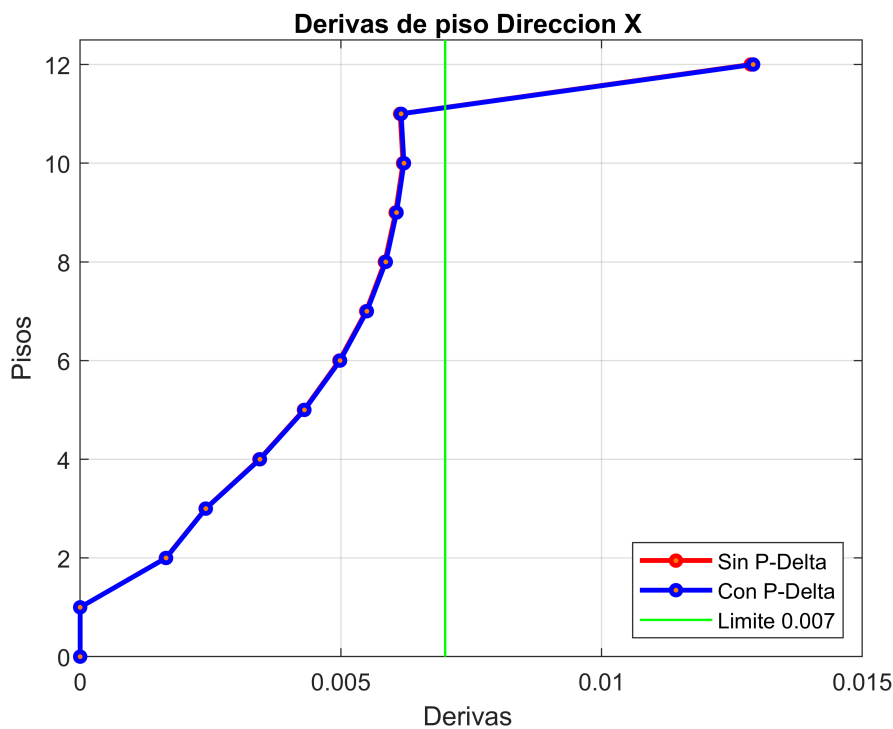
Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Tabla 4.19: Derivas en la dirección Y con y sin Efectos P-  $\Delta$ 

Nivel	Altura (m)	Sin efectos P- $\Delta$		Con efectos P- $\Delta$		% Cambio
		Der. Elastica	Der. Inelastica	Der. Elastica	Der. Inelastica	
		$\Delta_e/h_i$	$\Delta_i/h_i = 0.85R\Delta_e/h_i$	$\Delta_e/h_i$	$\Delta_i/h_i = 0.85R\Delta_e/h_i$	
12	6.60	0.002813	0.01292	0.002822	0.01295	0.32%
11	5.10	0.001350	0.00620	0.001353	0.00621	0.22%
10	5.10	0.001354	0.00621	0.001358	0.00623	0.30%
9	5.70	0.001340	0.00615	0.001344	0.00617	0.30%
8	5.70	0.001295	0.00594	0.001298	0.00596	0.23%
7	5.70	0.001221	0.00560	0.001224	0.00562	0.25%
6	5.70	0.001114	0.00511	0.001117	0.00513	0.27%
5	5.70	0.000972	0.00446	0.000975	0.00448	0.31%
4	5.70	0.000796	0.00365	0.000798	0.00366	0.25%
3	5.70	0.000577	0.00265	0.000579	0.00266	0.35%
2	5.70	0.000380	0.00174	0.000381	0.00175	0.26%
1	4.215	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.0%

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Se puede observar que las derivas en el último piso superan el límite, sin embargo, se debe recalcar que el último nivel esta compuesto de pórticos de acero resistente a momento, por lo que se debe analizar con otro espectro acorde a su sistema estructural por lo tanto, no aplica para ese nivel el control de deriva.

Figura 4.15: Derivas de piso en direccion X con y sin Efectos P- $\Delta$ 

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

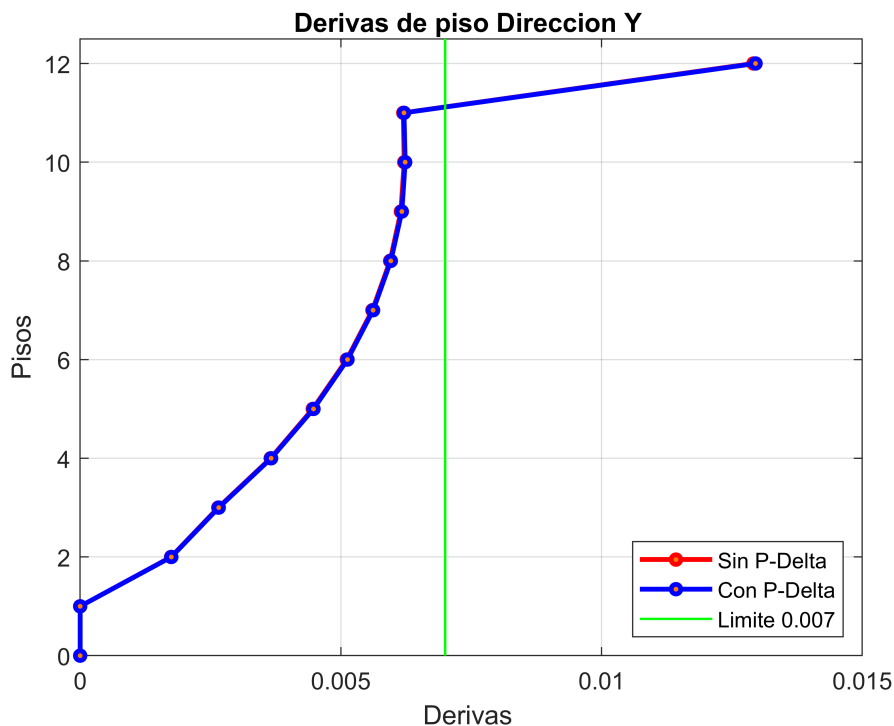


Figura 4.16: Derivas de piso en dirección Y con y sin Efectos P- $\Delta$   
Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.3.6.4 Índice de estabilidad de piso.

La verificación del índice de estabilidad de piso se realiza en base a la norma ASCE 7 - 22. Los resultados de la verificación muestran que los efectos P- $\Delta$  son mínimos, por eso los cambios en la respuesta dinámica son mínimos, ver tablas 4.20 y 4.21.

Tabla 4.20: Verificación del índice de estabilidad de piso en dirección X

Nivel	Wi	hsx	Wi/hsx	Ki	$\theta$	$\theta \leq 0.1?$
	tonf	m	tonf/m	tonf/m	-	-
12	317.77	6.6	48.15	6004.30	0.008	Si
11	883.18	5.1	173.17	37226.70	0.0047	Si
10	1691.58	5.1	331.68	63870.87	0.0052	Si
9	2744.76	5.7	481.54	81109.15	0.0059	Si
8	3266.84	5.7	573.13	97364.05	0.0059	Si
7	3788.93	5.7	664.72	114073.80	0.0058	Si
6	4311.01	5.7	756.32	135926.59	0.0056	Si
5	4833.10	5.7	847.91	168249.23	0.005	Si
4	5355.19	5.7	939.51	223329.94	0.0042	Si
3	5877.27	5.7	1031.10	313207.22	0.0033	Si
2	6316.00	4.215	1498.46	654520.00	0.0023	Si

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.21: Verificación del índice de estabilidad de piso en dirección Y

Nivel	Wi	hsx	Wi/hsx	Ki	$\theta$	$\theta \leq 0.1?$
	tonf	m	tonf/m	tonf/m	-	-
12	317.77	6.6	48.15	5699.13	0.0084	Si
11	883.18	5.1	173.17	35786.70	0.0048	Si
10	1691.58	5.1	331.68	61909.95	0.0054	Si
9	2744.76	5.7	481.54	78059.13	0.0062	Si
8	3266.84	5.7	573.13	93733.39	0.0061	Si
7	3788.93	5.7	664.72	109393.86	0.0061	Si
6	4311.01	5.7	756.32	129574.34	0.0058	Si
5	4833.10	5.7	847.91	158986.00	0.0053	Si
4	5355.19	5.7	939.51	207901.22	0.0045	Si
3	5877.27	5.7	1031.10	279091.85	0.0037	Si
2	6316.00	4.215	1498.46	621612.87	0.0024	Si

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4 Análisis Pushover con y sin efectos P- $\Delta$

En esta sección se desarrolla el análisis estático no lineal, en un primer caso ignorando los efectos P- $\Delta$  y luego considerandolo. La finalidad es obtener la curva de capacidad en la dirección X e Y de la estructura para resolver los objetivos planteados en la investigación.

En primer lugar, La norma ASCE/SEI 41-17 recomienda trabajar con las resistencias esperadas de los materiales con la intención de mostrar que los materiales tienen mayores resistencias que del diseño y disminuye las rigideces efectivas de los elementos ya que estos reciben mucho daño durante movimientos intensos del suelo por lo que pierden rigidez. Las resistencias esperadas de concreto y acero se ven la tabla 4.22 y las rigideces efectivas en la tabla 4.23.

Tabla 4.22: Resistencias esperadas de los materiales

Propiedad del material	Factor
Resistencia a la compresion del concreto	1.0
Resistencia a la traccion del acero de refuerzo	1.25

Fuente: Adaptado de Tabla 10-1 del ASCE/SEI 41-17

Tabla 4.23: Valores de rigidez efectiva

Componente	Rigidez a flexion	Rigidez a corte	Rigidez axial
Vigas no presforzadas	$0.3E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	–
Columnas	$0.7E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$
Muros	$0.35E_cE A_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g/E_sE A_s$

Fuente: Adaptado de Tabla 10-1 del ASCE/SEI 41-17

#### 4.4.1. Mecanismos de falla de elementos estructurales

El sistema resistente a fuerzas laterales esta compuesto de vigas , columnas y muros estructurales de concreto armado; por tal razon, estos elementos se comportaran no linealmente; no obstante, el acero estructural que sirve para ampliar los pisos superiores se comportarán linealmente ya que estan orientados a resistir las cargas provenientes de la ampliación; es decir, no se les asigna ningún mecanismo de falla porque no resisten las fuerzas laterales de sismo. A continuación, se explica los mecanismos de falla considerados en el análisis para los elementos que resisten las fuerzas laterales.

##### 4.4.1.1 Vigas.

El mecanismo de falla en vigas se modela mediante rótulas concentradas en los extremos del elemento. Es ahí donde ocurren los mayores esfuerzos a flexión. Para tal fin, se asigna los diagramas momento - rotación según lo establecido en la norma ASCE/SEI 41 - 17 (Tabla 10.7 ), la falla depende de las cuantías de acero longitudinal y el esfuerzo a corte último en el elemento, de tal manera que se garantiza que el elemento no fallará a corte. Así mismo, se analiza si el elemento es conforme o no conforme refiriéndose ello al confinamiento del elemento. El programa ETABS v20.0.0 tiene en su base de datos esta norma, por lo que se asigna automáticamente como se ve en la figura 4.17 y posteriormente se compara la consistencia con cálculos manuales.

**E Auto Hinge Assignment Data**

**Auto Hinge Type**  
From Tables In ASCE 41-17

**Select a Hinge Table**  
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item 1

**Degree of Freedom**  
 M2  
 M3

Hysteresis Type: Isotropic

**V Value From**  
 Case/Combo: Envolverte  
 User Value

**Transverse Reinforcing**  
 Transverse Reinforcing is Conforming

**Reinforcing Ratio  $(p - p') / p_{balanced}$**   
 From Current Design  
 User Value (for positive bending)

**Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity**  
 Drops Load After Point E  
 Is Extrapolated After Point E

Figura 4.17: Asignación de rótulas plásticas en vigas según ASCE/SEI 41-17  
Fuente: Tomado de ETABS v20.0.0

En la figura 4.18 se observa el diagrama momento rotación de una viga generada automáticamente según la ASCE 41-17 y en la figura 4.19 se observa el diagrama momento rotación manual, se puede observar que son similares a diferencia del punto C que el programa calcula como 1.1 y en el manual se obtiene 1.3. Eso debido a que no se sabe que rigidez postfluencia este tomando el programa, ya que en el caso manual se toma un 2% de la rigidez elástica, pero las rotaciones son exactamente iguales.

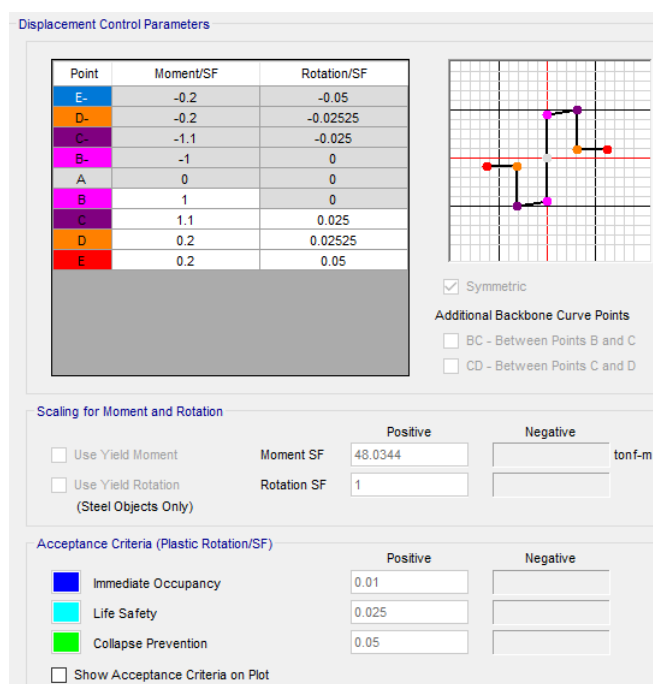


Figura 4.18: Momento - rotación en vigas según ASCE/SEI 41-17  
Fuente: Tomado de ETABS v20.0.0

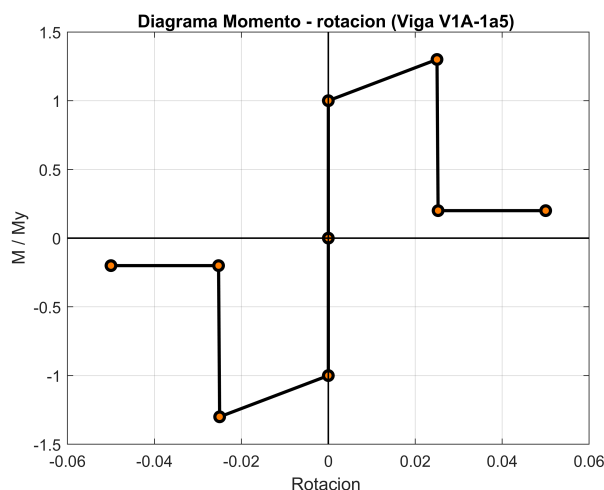


Figura 4.19: Momento - rotacion en vigas segun ASCE/SEI 41-17  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.1.2 Columnas.

En el caso de columnas la norma, ASCE 41-17 propone el diagrama momento rotación en función a la longitud de empalme adecuado o inadecuado, y se sabe que una columna tiene infinitos momentos de rotación pues dependen de la carga axial actuante; en se sentido, modelar las columnas mediante rótulas plásticas puede conducir a errores; por tal razón, se opta por modelar mediante fibras en los extremos. Dado la gran cantidad de fibras que se deben crear el programa ETABS v20.0.0 tiene la opción para crear automáticamente las fibras necesarias las cuales se validan luego de una revisión por parte del usuario como se ve en la figura 4.20.

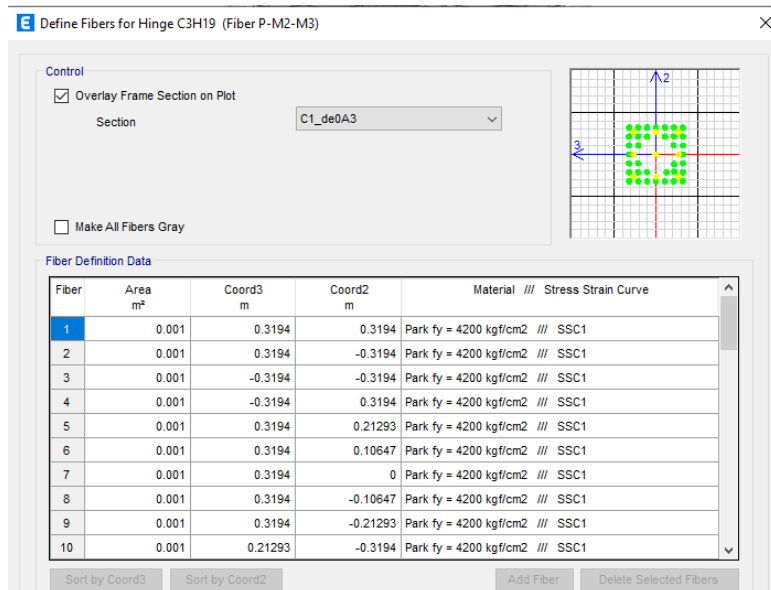


Figura 4.20: Asignación fibras automáticas en columnas  
Fuente: Tomado de ETABS v20.0.0

#### 4.4.1.3 Muros.

Los muros que se tiene en la estructura son semi circulares y son elementos continuos; por lo que, simplificar su comportamiento mediante una rótula plástica no sería adecuado además de que también depende del nivel de carga axial. Debido a esas razones el modelo mas prometedor para el análisis no lineal de muros son las fibras. Además, ETABS v20.0.0 no tiene la posibilidad de modelar muros curvos mediante fibras, por tal razón, se ha optado por discretizar el muro cada 15° teniendo un error del 0.28% en la longitud, lo cual es aceptable.

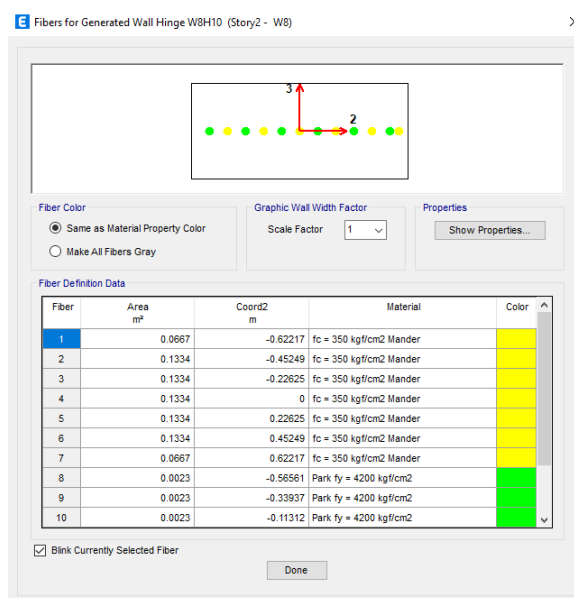


Figura 4.21: Asignacion fibras automaticas en muros

Fuente: Tomado de ETABS v20.0.0

#### 4.4.2. Cargas de gravedad y patrón de cargas laterales

El empuje lateral se aplica bajo la acción de las cargas de gravedad. La norma ASCE/SEI 41-17 recomienda aplicar las cargas de gravedad mediante la ecuación 4.1.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (4.1)$$

Donde:  $Q_L = 0.50L + 0.25L_r$

Simplificando, las cargas de gravedad se aplican como:

$$Q_G = 1.1D + 0.55L + 0.275L_r$$

El análisis estático no lineal se aplica después de la acción gravitacional de las cargas definidas en la ecuación 4.1. Ahora, el patrón de cargas laterales que se aplica es proporcional al modo fundamental de vibración en la dirección analizada. De acuerdo al análisis modal,

el modo fundamental en la dirección X es el modo 02 y en la dirección Y es el modo 01. En ETABS v20.0.0 se configura al momento de definir el caso de carga estático no lineal.

Tabla 4.24: Patron de cargas laterales

Dirección	Proporcional al modo
Dir. X	02
Dir. Y	01

Fuente: Elaboración propia

### 4.4.3. Incorporación de los efectos P- $\Delta$

Los efectos P- $\Delta$  en el análisis no lineal se incorporan inicialmente mediante la matriz de rigidez geométrica, posteriormente durante el empuje se aplica iterativamente, en ETABS v20.0.0 al momento de definir el caso de carga gravitacional se activa la opción de efectos P- $\Delta$  y luego al definir el caso de carga pushover también se activa la opción P- $\Delta$ , como se puede ver en la figura 4.22. La norma ASCE 41/17 en el artículo 7.2.6 dice que los efectos P- $\Delta$  se deberán incluir en los procedimientos de análisis lineales y no lineales. No obstante, la norma peruana E. 030 no especifica claramente un procedimiento para tomar en cuenta los efectos P- $\Delta$  ni muchos menos contempla el análisis no lineal. Por lo tanto, los efectos P -  $\Delta$  pueden ser significativos a pesar de no ser influyentes en un análisis lineal dinámico.

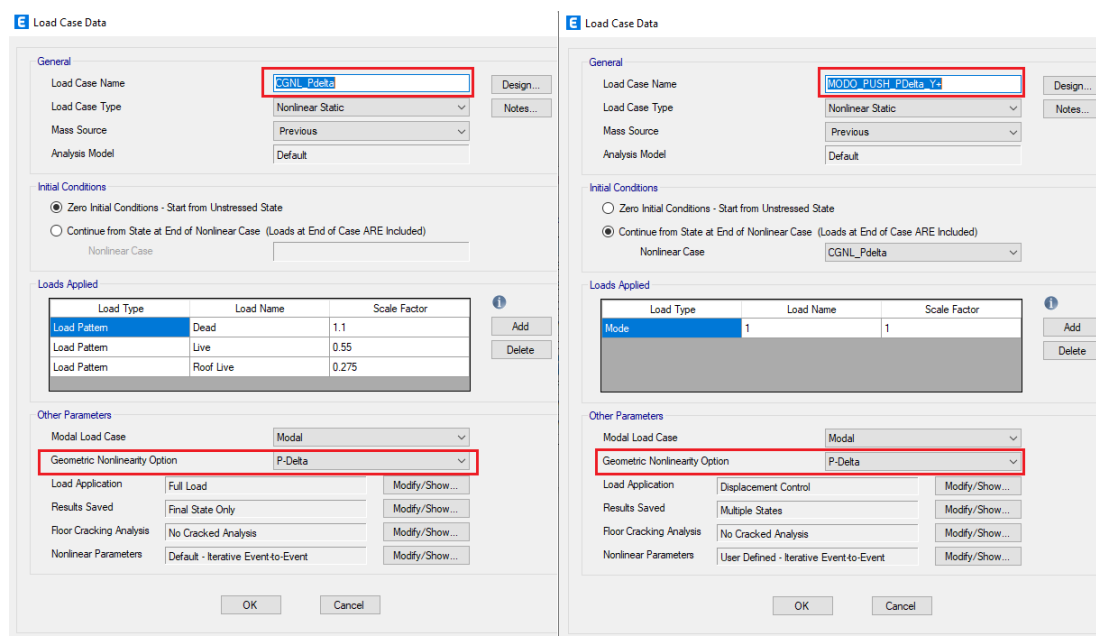


Figura 4.22: Incorporación del efecto P- $\Delta$  en el análisis no lineal

Fuente: Tomado de ETABS v20.0.0

#### 4.4.4. Curva de capacidad con y sin efectos P- $\Delta$

La respuesta no lineal se plasma en la curva de capacidad de la estructura, tanto en la dirección X e Y considerando e ignorando los efectos P-  $\Delta$ . En la figura 4.23 se muestra el último paso del análisis no lineal estático en la dirección X realizado en ETABS, se puede apreciar las rótulas plásticas en los elementos estructurales, donde la falla se da en los muros del primer piso como se esperaba.

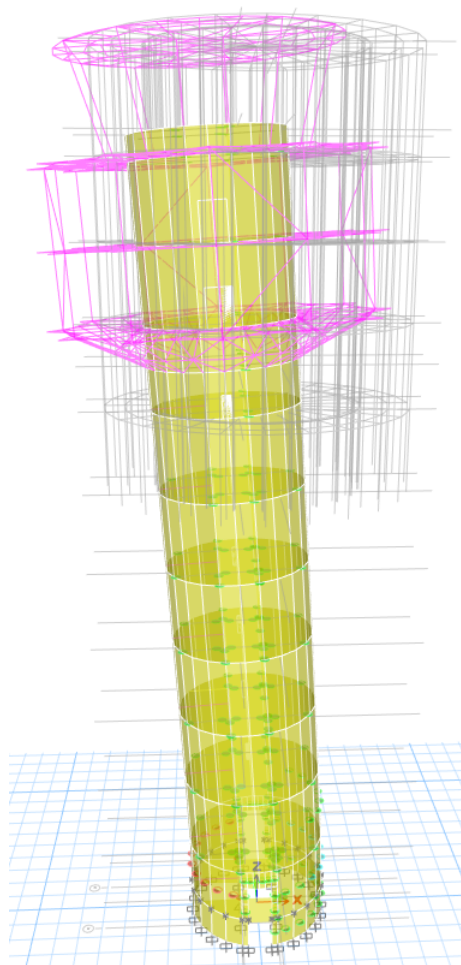


Figura 4.23: Último paso del análisis no lineal en la dirección X

Fuente: Tomado de ETABS v20.0.0

Una vez definido los casos de carga gravitacionales y pushover proporcionales al modo fundamental en la dirección X y Y, se obtiene la curva de capacidad de la estructura, las cuales se ven en las figuras 4.24 y 4.25. Se puede apreciar que la curva de capacidad no ha sido influenciado por los efectos P- $\Delta$  en ambas direcciones; no obstante, se puede avisorar que los efectos P- $\Delta$  reducen la curva de capacidad y son mas significativos cuando la estructura esta cerca al colapso.

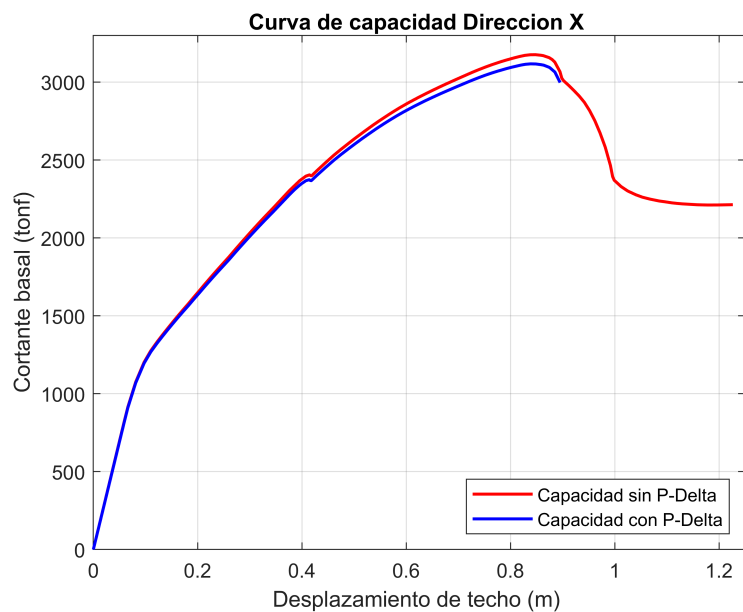


Figura 4.24: Curva de capacidad dirección X

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

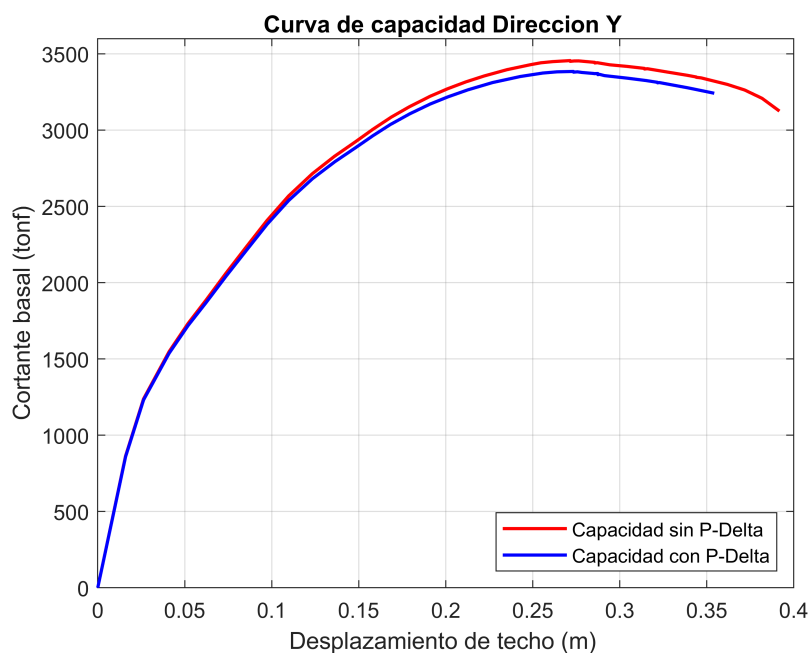


Figura 4.25: Curva de capacidad dirección Y

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.4.5. Ductilidad del edificio con y sin efectos P- $\Delta$

Una vez obtenido la curva de capacidad se procede a convertir en una curva bilineal idealizada, bajo la suposición de energías iguales. En la figura 4.26 y 4.27 se pueden observar las curvas idealizadas, a partir de ello se calcula los desplazamientos de fluencia y desplazamiento último para cuantificar la ductilidad del sistema.

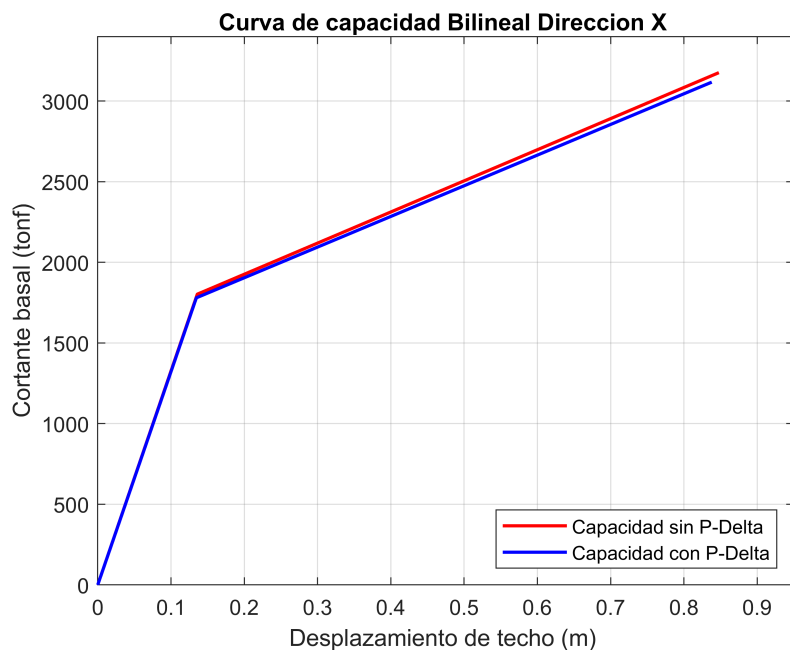


Figura 4.26: Curva de capacidad bilineal dirección X

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

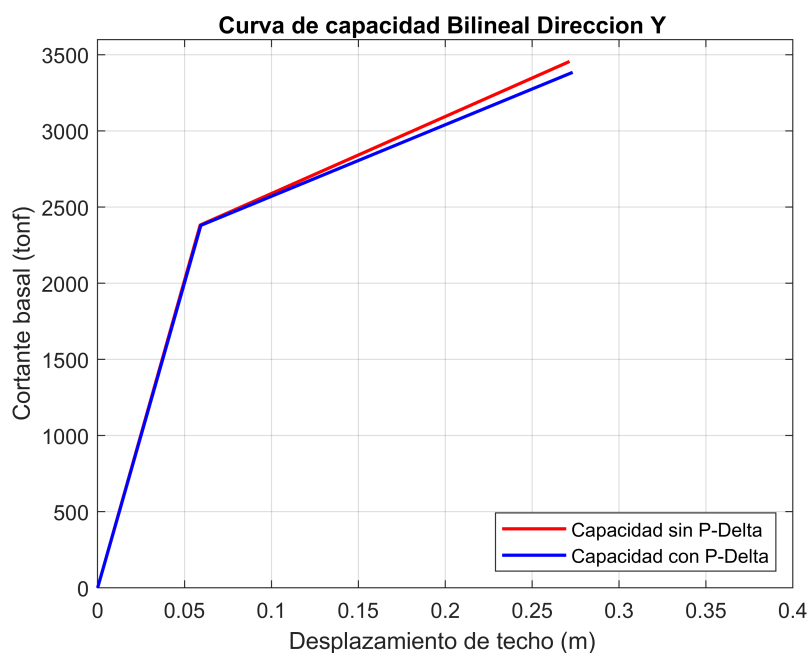


Figura 4.27: Curva de capacidad bilineal dirección Y

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Tabla 4.25: Ductilidad del edificio en la dirección X

Sin P-Δ			Con P-Δ		
$\Delta_y$ (m)	0.1359	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 6.24$	$\Delta_y$ (m)	0.1346	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 6.22$
$\Delta_u$ (m)	0.8477		$\Delta_u$ (m)	0.838	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.26: Ductilidad del edificio en la dirección Y

Sin P-Δ			Con P-Δ		
$\Delta_y$ (m)	0.059	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 4.60$	$\Delta_y$ (m)	0.0587	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 4.60$
$\Delta_u$ (m)	0.2715		$\Delta_u$ (m)	0.271	

Fuente: Elaboración propia

La ductilidad global de la torre de control en ambas direcciones tiende a disminuir ligeramente cuando se incorpora los efectos P-Δ en el análisis no lineal, así como los desplazamientos de fluencia y último. Pero esta disminución es irrelevante, por lo que los efectos P-Δ no son significativos. Era de esperarse ya que al ser una estructura esencial es imposible que tenga efectos P-Δ.

#### 4.4.6. Desempeño sísmico

El desempeño sísmico de la estructura se calcula mediante el método de coeficientes, explicado en la norma ASCE 41-17 (Artículo 7.4.3.3.2) tal y como se muestra en la ecuación 2.26. Para el nivel de desempeño se emplea la propuesta del comité VISION 2000 y se emplea la curva de capacidad con efectos P-Δ aunque eso no influye porque los efectos P-Δ no son significativos. Adicionalmente, se evalúa también las derivas según la propuesta de HAZUS.

Según VISION 2000, en la dirección X la estructura se encuentra **totalmente operacional** para un sismo raro y **operacional** para un sismo muy raro. Por lo que, satisface los niveles de desempeño sísmico para ambos niveles de amenaza sísmica.

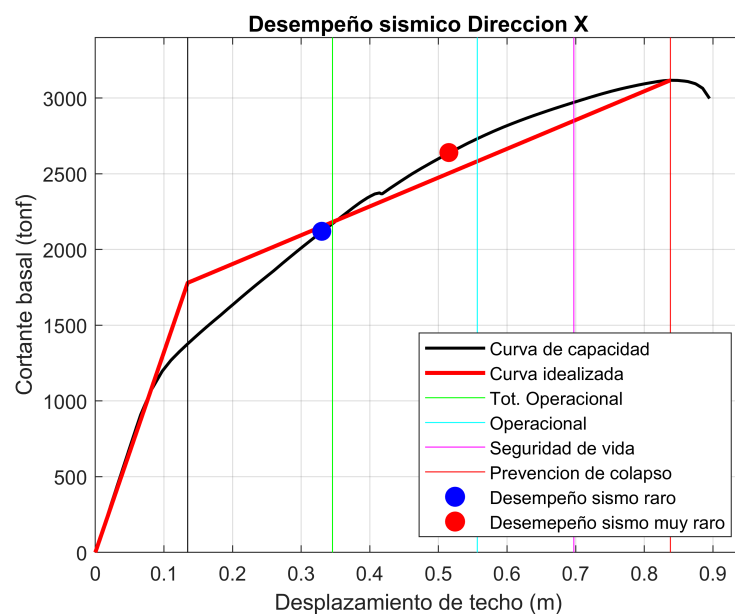


Figura 4.28: Desempeño sísmico dirección X

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Según VISION 2000, en la dirección Y la estructura se encuentra **operacional** para los sismos raro y muy raro. Por lo que, no satisface el nivel de desempeño sísmico para el sismo raro pero si satisface para el sismo muy raro.

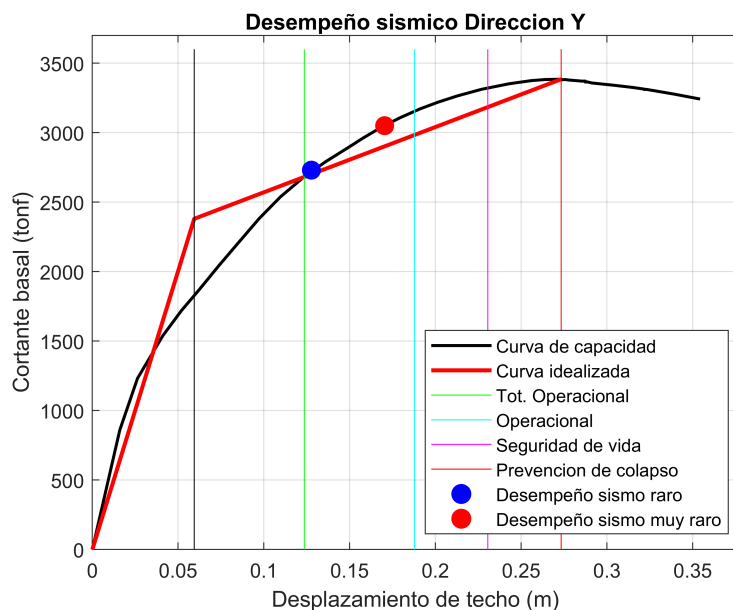


Figura 4.29: Desempeño sísmico dirección Y

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Segun HAZUS, en la dirección X la estructura se encuentra en un estado de **daño extensivo**, para los sismos raro y muy raro.

Deriva máxima para un sismo raro  $\Delta_e/h_i = 0.00629 < 0.015$

Deriva máxima para un sismo muy raro  $\Delta_e/h_i = 0.00998 < 0.015$

Segun HAZUS la estructura en la dirección Y se encuentra en un estado de **daño moderado** para los sismos raro y muy raro.

Deriva máxima para un sismo raro  $\Delta_e/h_i = 0.00289 < 0.005$

Deriva máxima para un sismo muy raro  $\Delta_e/h_i = 0.00365 < 0.005$

Ahora , analizando el desempeño sísmico el comité VISION 2000 establece que para estructuras de seguridad crítica, la estructura debe encontrarse totalmente operacional para un sismo raro y operacional para un sismo muy raro. En ese sentido, en la dirección X el desempeño es satisfactorio para los sismos de análisis, en cambio en la dirección Y no se cumple el desempeño para el sismo raro y para el sismo muy raro si es satisfactorio. Esto quiere decir que en la dirección Y la estructura es vulnerable y la razón de ello podría ser la abertura que tiene la estructura en el primer nivel que sirve de acceso y circulación en la torre de control que se encuentra en la dirección Y.

## 4.5 Flexibilización de la torre de control

Como se ha visto en la sección anterior, los efectos  $P-\Delta$  no son significativos; por tal razón, para apreciar la influencia de los efectos  $P-\Delta$  en la respuesta sísmica elástica e inelástica, se ha flexibilizado la estructura retirando una gran parte de los muros perimetrales, convirtiéndose en un sistema dual en la dirección X como se puede ver en la figura 4.31. Lógicamente, la estructura es menos rígida y no cumple los controles de deriva, siendo así una estructura mal diseñada. Los cálculos solo se realizan para la dirección X ya que en esta dirección es un sistema dual y en la dirección Y sigue siendo de muros estructurales y debido a ello será de igual rígida que el caso anterior; por esa razón solo se evalúa la influencia de los efectos  $P-\Delta$  en la dirección X.

### 4.5.1. Modelo matemático

Como ya se ha dicho, la estructura al realizar la flexibilización, no cumple el análisis sísmico dinámico modal espectral ya que se le ha quitado la gran rigidez lateral que aportaban los muros. En ese sentido, ahora la estructura solo está diseñada bajo cargas de gravedad y claramente se va a observar que los efectos  $P-\Delta$  son significativos en la respuesta dinámica y no lineal de la estructura. En la figura 4.31 se observa una planta típica del modelo y en la figura 4.30 la vista 3D del modelo donde se aprecia que gran parte de los muros estructurales ha sido retirados.

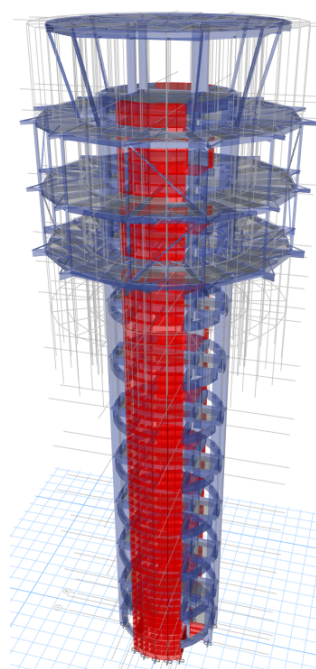


Figura 4.30: Vista 3D de la torre flexibilizado

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

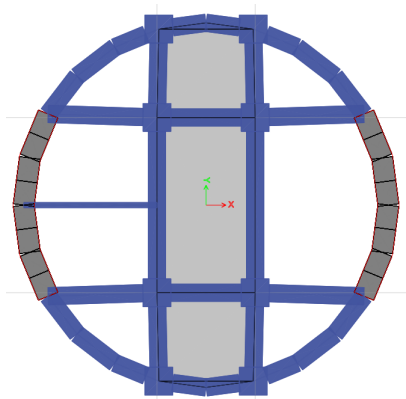


Figura 4.31: Planta típica Torre flexibilizado

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.5.2. Respuesta dinámica con y sin efectos P- $\Delta$

Análogamente, el análisis dinámico modal espectral realizado a concluido satisfactoriamente, como se puede ver en la figura 4.32

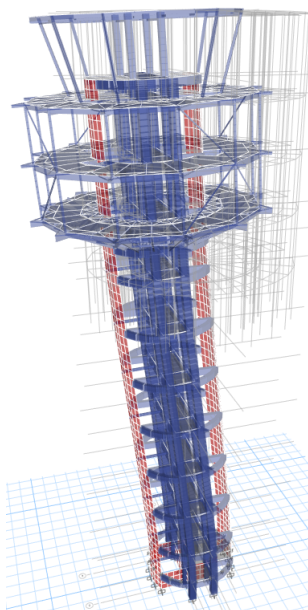


Figura 4.32: Resultados del análisis dinámico de la torre flexibilizado

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Se ha visto que la influencia de los efectos P-  $\Delta$  en la respuesta sísmica de la torre de control no es significativo, eso quiere decir que la estructura esta bien diseñada y los efectos P -  $\Delta$  son insignificantes. A continuación, se muestran las propiedades dinámicas y las respuestas dinámicas con y sin efectos P- $\Delta$  de la torre de control flexibilizada, donde podremos ver claramente que los porcentajes de cambio se han incrementado. Sin embargo, a pesar que el índice de estabilidad de piso se encuentra dentro de los límites permisibles, los efectos P- $\Delta$  despues de la cedencia son muy significativos.

#### 4.5.2.1 Periodos y frecuencias.

Se ha visto en el análisis dinámico de la torre de control que los efectos P- $\Delta$  influyen bastante en los primeros periodos; en mérito a ello, nuevamente se puede apreciar en la tabla 4.27 que los efectos P- $\Delta$  no influyen en los modos superiores.

Tabla 4.27: Periodos y frecuencias con y sin Efectos P- $\Delta$  Torre flexibilizado

Modos	Sin efectos P- $\Delta$		Con efectos P- $\Delta$		% Cambio
	Periodos	Frecuencias	Periodos	Frecuencias	
	T (s)	$\omega$ (rad/s)	T (s)	$\omega$ (rad/s)	
1	1.859	3.38	1.881	3.34	1.18%
2	1645	3.82	1.661	3.78	0.97%
3	1.144	5.49	1.162	5.41	1.57%
4	0.48	13.09	0.483	13.01	0.63%
5	0.421	14.92	0.423	14.85	0.48%
6	0.34	18.48	0.341	18.43	0.29%
7	0.289	21.74	0.291	21.59	0.69%
8	0.215	29.22	0.215	29.22	0.00%
9	0.207	30.35	0.208	30.21	0.48%
10	0.205	30.65	0.206	30.50	0.49%
11	0.165	38.08	0.166	37.85	0.61%
12	0.132	47.60	0.132	47.60	0.00%
13	0.119	52.80	0.119	52.80	0.00%
14	0.118	53.25	0.118	53.25	0.00%
15	0.092	68.30	0.092	68.30	0.00%
16	0.082	76.62	0.082	76.62	0.00%
17	0.078	80.55	0.078	80.55	0.00%
18	0.072	87.27	0.072	87.27	0.00%
19	0.068	92.40	0.068	92.40	0.00%
20	0.061	103.00	0.061	103.00	0.00%
21	0.061	103.00	0.061	103.00	0.00%
22	0.058	108.33	0.058	108.33	0.00%
23	0.053	118.55	0.053	118.55	0.00%
24	0.053	118.55	0.053	118.55	0.00%
25	0.048	130.90	0.048	130.90	0.00%
26	0.046	136.59	0.046	136.59	0.00%
27	0.045	139.63	0.045	139.63	0.00%
28	0.043	146.12	0.043	146.12	0.00%
29	0.042	149.60	0.042	149.60	0.00%
30	0.041	153.25	0.041	153.25	0.00%
31	0.04	157.08	0.04	157.08	0.00%
32	0.039	161.11	0.039	161.11	0.00%
33	0.038	165.35	0.038	165.35	0.00%
34	0.037	169.82	0.037	169.82	0.00%
35	0.036	174.53	0.036	174.53	0.00%
36	0.034	184.40	0.034	184.40	0.00%

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.5.2.2 Fuerzas cortantes

Al retirar los muros la estructura a disminuido su capacidad resistente, y ahora tiene un sistema dual; por lo que, los porcentajes de reducción de las cortantes con efectos P- $\Delta$  se han incrementado. La reducciones mayores se han dado en las cortantes de la dirección X, eso debido a que en esta dirección la estructura es mas flexible; en cambio, en la dirección Y, sigue siendo bastante rígida y los efectos P- $\Delta$  son mínimos.

Tabla 4.28: Fuerzas cortantes con y sin Efectos P-  $\Delta$  torre flexibilizado

Nivel	Sin efectos P- $\Delta$		Con efectos P- $\Delta$		% Cambio X	% Cambio Y
	F. Cortante X	F. Cortante Y	F. Cortante X	F. Cortante Y		
	tonf	tonf	tonf	tonf		
12	40.80	65.67	40.56	65.52	0.60%	0.23%
11	105.19	143.54	104.42	142.90	0.73%	0.45%
10	161.96	209.60	160.64	208.26	0.81%	0.64%
9	213.16	266.50	211.15	264.22	0.94%	0.86%
8	240.03	298.09	237.54	295.27	1.04%	0.95%
7	256.76	321.88	253.86	318.73	1.13%	0.98%
6	273.20	346.43	269.97	343.11	1.18%	0.96%
5	291.80	370.85	288.40	367.50	1.16%	0.90%
4	310.84	392.43	307.43	389.12	1.10%	0.84%
3	325.80	408.52	322.42	405.28	1.04%	0.79%
2	332.04	415.73	328.69	412.53	1.01%	0.77%
1	285.47	390.5	287.62	394.25	0.75%	0.57%

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.5.2.3 Desplazamientos y derivas.

Debido a la flexibilización las derivas han superado el limite establecido por la norma E. 030, y se puede ver claramente en la dirección X que los porcentajes se incrementado hasta en un 1.53% debido a los efectos P- $\Delta$ . En cambio, en la dirección Y, el mayor porcentaje es 1.15%. Asi mismo, en la figura 4.33 y 4.34 los cambios ya son perceptibles por lo que los efectos P- $\Delta$  ya son significativos que no deben ignorarse por ninguna razón. En bibliografias internacionales, se recomienda que los desplazamientos no se modifiquen en más del 5% al considerar los efectos P- $\Delta$ , en caso estos superen este límite se debería rediseñar la estructura porque podría ser muy vulnerable y flexible.

Tabla 4.29: Derivas en la dirección X con y sin Efectos P-  $\Delta$  torre flexibilizado

Nivel	Altura (m)	Sin efectos P- $\Delta$		Con efectos P- $\Delta$		% Cambio
		Der. Elástica	Der. Inelástica	Der. Elástica	Der. Inelástica	
		$\Delta_e/h_i$	$\Delta_i/h_i = 0.75R\Delta_e/h_i$	$\Delta_e/h_i$	$\Delta_i/h_i = 0.75R\Delta_e/h_i$	
12	6.60	0.001694	0.00889	0.001705	0.00893	0.65%
11	5.10	0.001217	0.00639	0.001225	0.00643	0.66%
10	5.10	0.001397	0.00733	0.001407	0.00739	0.72%
9	5.70	0.001318	0.00692	0.001329	0.00698	0.83%
8	5.70	0.001917	0.01006	0.001937	0.01017	1.04%
7	5.70	0.002094	0.01099	0.00212	0.01113	1.24%
6	5.70	0.002148	0.01128	0.002177	0.01143	1.35%
5	5.70	0.002153	0.01130	0.002185	0.01147	1.49%
4	5.70	0.002096	0.01100	0.002128	0.01117	1.53%
3	5.70	0.001844	0.00968	0.00187	0.00982	1.41%
2	5.70	0.000972	0.00510	0.000981	0.00515	0.93%
1	4.215	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.0%

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Tabla 4.30: Derivas en la dirección Y con y sin Efectos P-  $\Delta$  torre flexibilizado

Nivel	Altura (m)	Sin efectos P- $\Delta$		Con efectos P- $\Delta$		% Cambio
		Der. Elastica	Der. Inelastica	Der. Elastica	Der. Inelastica	
		$\Delta_e/h_i$	$\Delta_i/h_i = 0.75R\Delta_e/h_i$	$\Delta_e/h_i$	$\Delta_i/h_i = 0.75R\Delta_e/h_i$	
12	6.60	0.0022947	0.01326	0.002980	0.01341	1.12%
11	5.10	0.002099	0.00945	0.002118	0.00953	0.91%
10	5.10	0.002177	0.00980	0.002198	0.00989	0.96%
9	5.70	0.002131	0.00959	0.002153	0.00969	1.03%
8	5.70	0.002248	0.01012	0.002272	0.01022	1.07%
7	5.70	0.002267	0.01020	0.002292	0.01031	1.10%
6	5.70	0.002185	0.00983	0.002209	0.00994	1.10%
5	5.70	0.001996	0.00898	0.002019	0.00909	1.15%
4	5.70	0.001683	0.00757	0.001701	0.00765	1.07%
3	5.70	0.001208	0.00544	0.001220	0.00549	1.07%
2	5.70	0.000621	0.00279	0.000626	0.00282	0.99%
1	4.215	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.81%

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

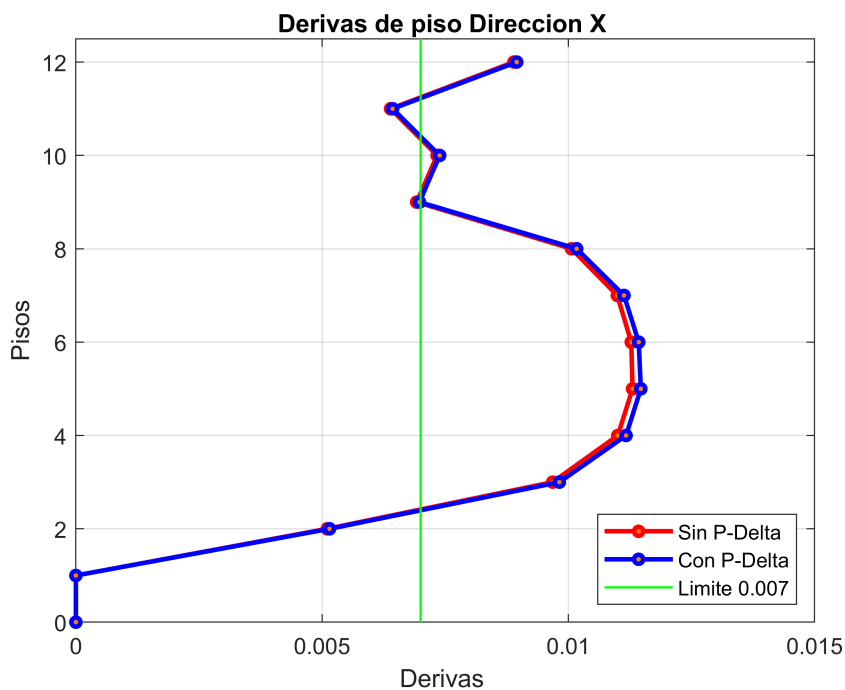


Figura 4.33: Derivas de piso dirección X torre flexibilizado  
Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

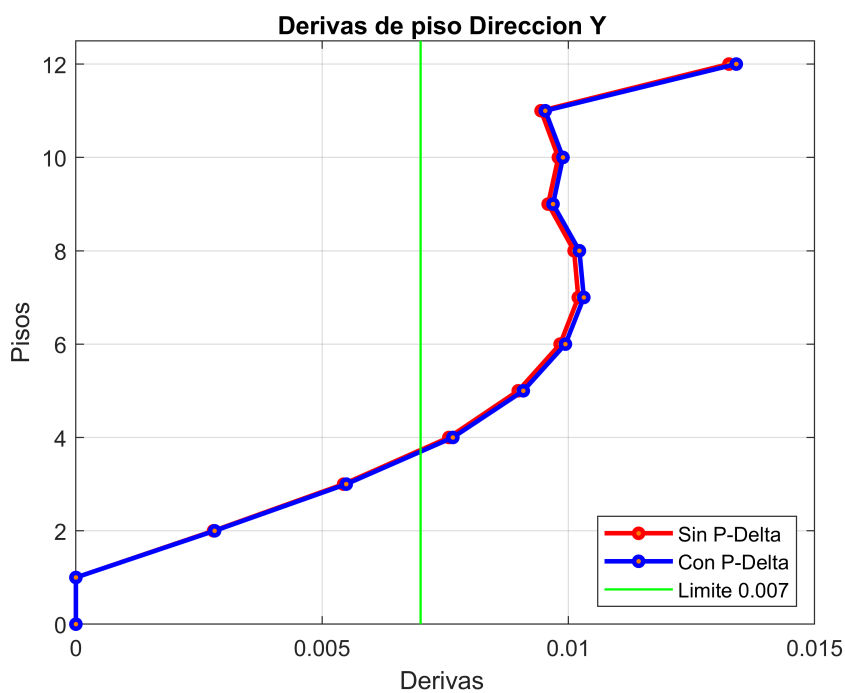


Figura 4.34: Derivas de piso dirección Y torre flexibilizado  
Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.5.2.4 Índice de estabilidad de piso.

El índice de estabilidad de piso también se ha incrementando, en la dirección X el máximo se presenta en el piso 04 con  $\theta = 0.0278$  y en la dirección Y en el piso 06 con  $\theta = 0.0209$  a

pesar que no supera el 0.1 los efectos P- $\Delta$  seran significativos en la respuesta no lineal como se verá mas adelante; por lo tanto, el control del indice de estabilidad de piso no garantiza el control de los efectos P- $\Delta$ ; porque, los efectos P- $\Delta$  no dependen solo de la relación de peso y rigidez lateral del edificio, sino tambien de la intensidad del movimiento sísmico.

Tabla 4.31: Verificación del índice de estabilidad de piso en dir. X torre flexibilizado

Nivel	Wi	hsx	Wi/hsx	Ki	$\theta$	$\theta \leq 0.1?$
	tonf	m	tonf/m	tonf/m	-	-
12	324.33	6.6	49.14	4949.30	0.0099	Si
11	794.87	5.1	155.86	17535.40	0.0089	Si
10	1429.55	5.1	280.30	23737.60	0.0118	Si
9	2298.97	5.7	403.33	28952.86	0.0139	Si
8	2681.81	5.7	5470.49	22621.42	0.0208	Si
7	3068.39	5.7	538.31	21992.64	0.0245	Si
6	3454.97	5.7	7606.14	22822.94	0.0266	Si
5	3841.55	5.7	673.96	24304.56	0.0277	Si
4	4228.13	5.7	741.78	26555.80	0.0279	Si
3	4614.71	5.7	809.60	31632.68	0.0256	Si
2	4965.18	4.215	1177.98	82754.40	0.0142	Si

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.32: Verificación del índice de estabilidad de piso en dir. Y torre flexibilizado

Nivel	Wi	hsx	Wi/hsx	Ki	$\theta$	$\theta \leq 0.1?$
	tonf	m	tonf/m	tonf/m	-	-
12	3124.33	6.6	49.14	4513.14	0.0109	Si
11	794.87	5.1	155.86	13853.52	0.0113	Si
10	1429.55	5.1	280.30	19597.33	0.0143	Si
9	2298.97	5.7	403.33	22687.53	0.0178	Si
8	2681.81	5.7	470.49	23885.42	0.0197	Si
7	3068.39	5.7	538.31	25882.14	0.0208	Si
6	3454.97	5.7	606.14	29066.88	0.0209	Si
5	3841.55	5.7	673.96	34205.79	0.0197	Si
4	4228.13	5.7	741.78	43155.44	0.0172	Si
3	4614.71	5.7	509.60	62486.49	0.0130	Si
2	4965.18	4.215	1177.98	171063.53	0.0069	Si

Fuente: Elaboración propia

### 4.5.3. Curva de capacidad con y sin efectos P- $\Delta$

La respuesta no lineal de la estructura se plasma en la curva de capacidad, en la figura 4.35 se muestra el último paso del análisis no lineal el cual ha concluido satisfactoriamente.

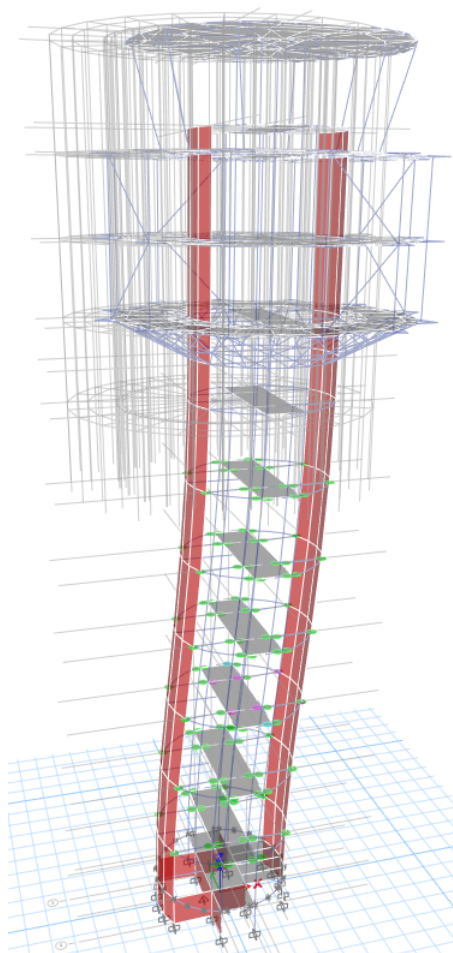


Figura 4.35: Resultados del análisis pushover de la torre flexibilizado

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

En la figura 4.36 se aprecia que los efectos P- $\Delta$  son significativos después de la cedencia de la estructura, esto se debe a que se ha flexibilizado la estructura retirando el 60% de los muros de concreto perimetrales con lo cual la estructura ha perdido muchísima rigidez y no satisface la demanda del sismo severo siendo así una estructura mal diseñada y vulnerable. También, se puede notar, que los efectos P- $\Delta$  no influyen cuando la estructura se encuentra en el rango lineal, pero la influencia después de la cedencia es bastante evidente y muy peligrosa ya que reduce la rigidez postfluencia; por ende, la sobrerresistencia de la estructura. Así mismo, la estructura llega más antes a la falla debido a que los efectos P- $\Delta$  incrementa los momentos en los elementos sometidos a fuerzas axiales.

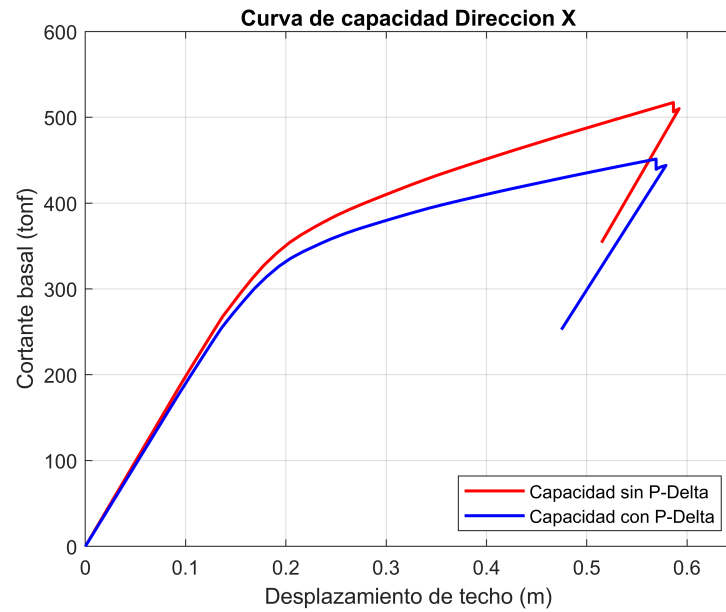


Figura 4.36: Curva de capacidad dirección X

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

#### 4.5.4. Ductilidad del edificio con y sin efectos P- $\Delta$

Como se dijo anteriormente, los cálculos solo se realizan en la dirección X, debido a ello, en la figura 4.37 se observa la bilinealización de la curva de capacidad bajo el principio de energías iguales y se aprecia que los efectos P- $\Delta$  son significativos y sería muy peligroso ignorar en los cálculos y por esa razón es que la norma ASCE 41-17 obliga considerar siempre los efectos P- $\Delta$  en el análisis estructural de los edificios.

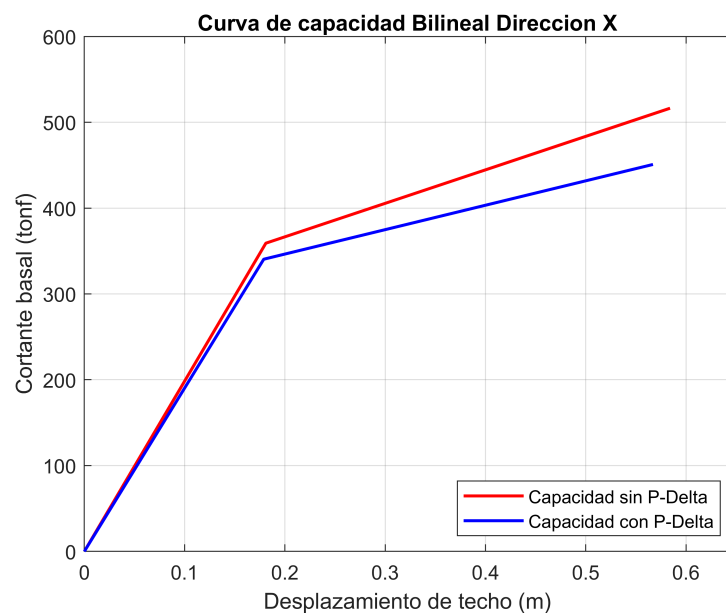


Figura 4.37: Curva de capacidad bilineal Dirección X

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Tabla 4.33: Ductilidad del edificio en la dirección X

Sin P-Δ			Con P-Δ		
$\Delta_y$ (m)	0.181	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 3.23$	$\Delta_y$ (m)	0.1789	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 3.17$
$\Delta_u$ (m)	0.584		$\Delta_u$ (m)	0.567	

Fuente: Elaboración propia

En la sección anterior se ha evaluado la ductilidad y se ha dicho que los efectos P-Δ tienden a reducir la ductilidad de la estructura. Dicha afirmación se afianza ahora ya que la ductilidad se ha reducido en un 1.90% al considerar dichos efectos, sin embargo, esta disminución mínima no representa gran cambio como se quisiera y ello es debido a que las estructuras de muros de concreto armado son muy rígidas.

#### 4.5.5. Desempeño sísmico

Según VISION 2000, el desempeño sísmico para este tipo de estructuras debe estar en el nivel totalmente operacional para el sismo raro y operacional para el sismo muy raro y de acuerdo al análisis la estructura no satisface el desempeño objetivo y se encuentra en un estado de colapso para ambos simos de análisis. Esto se debe a que se ha flexibilizado la estructura; por lo que, no cumple con los controles del análisis dinámico siendo así una estructura mal diseñada y muy vulnerable.

Según VISION 2000, en la dirección X la estructura se encuentra **en colapso** para un sismo raro y muy raro.

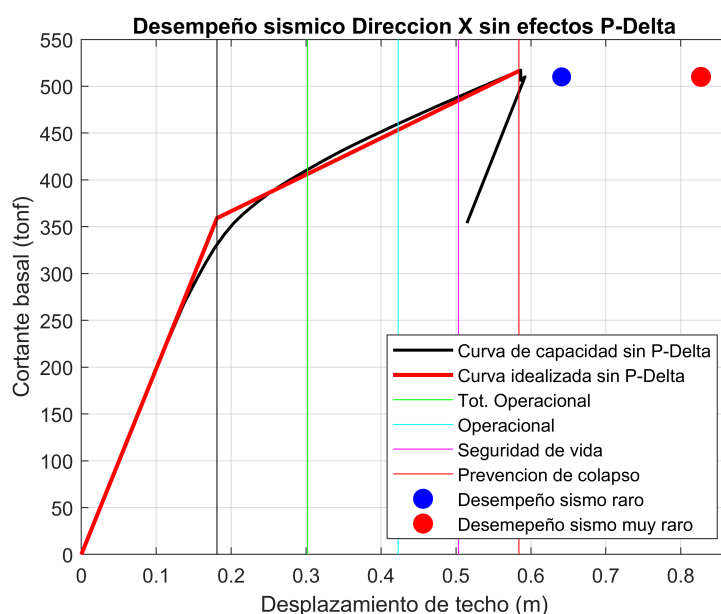


Figura 4.38: Desempeño sísmico dirección X sin efectos P-Δ

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Según HAZUS, en la dirección X la estructura se encuentra en un estado de **daño completo**, para un sismo raro y muy raro, se evalúa en el punto de colapso de la estructura.

Deriva máxima para un sismo raro y muy raro sin efectos P- $\Delta$        $\Delta_e/h_i = 0.0179 < 0.04$

Deriva máxima para un sismo raro y muy raro con efectos P- $\Delta$        $\Delta_e/h_i = 0.0163 < 0.04$

Finalmente, podemos notar que en los puntos de desempeño, las derivas con efectos P- $\Delta$  son menores, eso debido a que la estructura falla antes en comparación con el caso cuando se ignora los efectos P- $\Delta$ .

## Capítulo V: Resultados

### 5.1 Contrastación de Hipótesis

#### 5.1.1. Hipótesis general

*Los efectos P- $\Delta$  en edificios de muros de concreto armado no siempre son significativos. Pero cuando estos efectos son significativos, modifican notablemente la respuesta sísmica cuando ésta supera la cedencia. En ese sentido, el desplazamiento de fluencia no se ve afectado; sin embargo, el desplazamiento último tiende a reducirse y consecuentemente tiende a reducir la ductilidad del edificio.*

**Regla de decisión.** Se comparan los porcentajes de variación de ductilidad con y sin efectos P- $\Delta$ .

**Decisión.** Se valida la hipótesis actual debido a que los resultados muestran una disminución de la ductilidad de la torre de control cuando se considera los efectos P- $\Delta$  a medida que se flexibiliza la estructura.

#### 5.1.2. Hipótesis específicas

- a) *Los efectos P-  $\Delta$  se pueden incorporar en el análisis lineal dinámico de la torre de control a través de un procedimiento simplificado conocido como la matriz de rigidez geométrica; el cual, disminuye la rigidez elástica y modifica la respuesta dinámica notablemente en términos de periodos, derivas y cortantes de entrepiso.*

**Regla de decisión.** Se comparan los porcentajes de variación de la respuesta dinámica con y sin efectos P- $\Delta$ .

**Decisión.** Se valida la hipótesis actual debido los efectos P- $\Delta$  pueden incorporarse en el análisis dinámico lineal de la torre de control mediante la matriz de rigidez geométrica, y se aprecia los porcentajes de variación con y sin efectos P- $\Delta$  y estos aumentan a medida que se flexibiliza la estructura.

- b) *La curva de capacidad de la estructura se reduce cuando se consideran los efectos P- $\Delta$ . Es decir, que la capacidad de la estructura disminuye. Pero, si los desplazamientos producidos por el sismo son pequeñas que hacen que la estructura se comporte linealmente, los efectos P- $\Delta$  no modifican la curva de capacidad; no obstante, si*

*el sismo es intenso y la estructura esta cerca del colapso los efectos  $P-\Delta$  modifican profundamente la curva de capacidad.*

**Regla de decisión.** Se compara la variación de la curva de capacidad con y sin efectos  $P-\Delta$ .

**Decisión.** Se valida la hipótesis actual debido a que los resultados muestran que los efectos  $P-\Delta$  disminuyen la capacidad de la estructura cuando esta supera la cedencia.

- c) *El desempeño sísmico de la torre de control de tráfico aéreo satisface los niveles de desempeño sísmico para un sismo raro y muy raro; por lo que, se encuentra dentro de los límites permisibles según comité VISION 2000 y HAZUS y deben evaluarse considerando los efectos  $P-\Delta$*

**Regla de decisión.** Se verifican los niveles de desempeño sísmico para la dirección X e Y según comité VISION 2000 y HAZUS considerando los efectos  $P-\Delta$ .

**Decisión.** Se valida parcialmente la hipótesis actual debido a que los resultados muestran que los niveles de desempeño no se satisfacen completamente en la dirección Y.

- d) *Los primeros elementos estructurales en sufrir daños son las vigas, posteriormente las columnas y finalmente las placas del primer piso sometidos a compresión y los demás elementos especialmente en pisos superiores se encuentran en el rango elástico, cumpliendo de esta forma el mecanismo de falla deseado (columna fuerte-viga débil).*

**Regla de decisión.** Se analiza mediante los niveles de aceptación propuesto por el ASCE 41-17 y las curvas momento-rotación de los elementos estructurales.

**Decisión.** Se valida la hipótesis actual debido a que los resultados muestran que al revisar paso a paso la historia del análisis pushover realizado en el programa ETABS, primero empiezan a fallar las vigas, luego las columnas y muros siendo así el modo de falla deseable.

- e) *El índice de estabilidad de piso para la torre de control se encuentra dentro de los límites permisibles según la norma ASCE 7-22; este control es muy importante para apreciar en primera instancia la influencia del efecto  $P-\Delta$  en la respuesta sísmica, mientras más alto sea, mayor influencia tendrá en la respuesta sísmica después de la cedencia.*

**Regla de decisión.** Se analiza el índice de estabilidad de piso y se compara con el valor máximo de acuerdo a la norma ASCE 7 -22

**Decisión.** Se valida la hipótesis actual debido a que los resultados muestran que el índice de estabilidad de piso es menor que el valor establecido por la norma ASCE 7-22 y a medida que se flexibiliza la estructura incrementa el índice de estabilidad.

## 5.2 Análisis e interpretación

En esta sección se analiza, compara e interpreta los resultados de la investigación, con la finalidad de obtener conclusiones que sirvan para nutrir el conocimiento sobre la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado, teniendo énfasis en la influencia sobre la ductilidad del edificio en concordancia con los objetivos principales y secundarios de la investigación.

### 5.2.1. Periodos con y sin efectos P- $\Delta$

El periodo es el tiempo que tarda en dar una vibración una estructura en la forma que moviliza la mayor parte de su masa; por ello, una estructura tiene muchas manera de vibrar pero la fundamental es aquella que va a movilizar más masa. En el caso de edificios las masas se concentran en cada nivel y se consideran tres grados de libertad por piso (dos traslacionales y uno rotacional), luego se ensambla la matriz de rigidez y se condensa para obtener la matriz de rigidez lateral, despues de ello, se resuelve el problema de valores y vectores propios de donde se obtienen las frecuencias naturales de vibración y consecuentemente los periodos. Ahora, para entender el efecto que tiene la inclusión de los efectos P- $\Delta$  en el modelo matemático, podemos analizar un modelo de un grado de libertad, y se sabe que el periodo viene dado por la ecuacion 5.1, como se puede observar la rigidez esta en el denominador y se sabe que los efectos P- $\Delta$ , mediante la matriz de rigidez geométrica disminuye la rigidez mecánica de la estructura; por lo tanto, esta reducción de rigidez amplifica el periodo por estar en el denominador. Análogamente, sucede en estructuras de varios grados de libertad.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (5.1)$$

Pero para que la amplificación del periodo sea lo suficientemente crítico, la reducción de la rigidez mecánica debe ser lo suficientemente grande, lo cual, nos lleva a pensar que la amplificación del periodo es directamente proporcional al nivel de influencia de los efectos P- $\Delta$ . En fin, como objetivo secundario de la investigación, sirve para evaluar la influencia de los efectos P- $\Delta$  en los periodos de vibración de una estructura de concreto armado. En

ese sentido, de los cálculos realizados en el caso de estudio se puede apreciar que los efectos P- $\Delta$  tienden a incrementar los primeros periodos de vibración; pero, no tiene influencia en los modos superiores. En el modelo principal, según la tabla 4.16 solo los primeros 04 periodos han sido amplificados por los efectos P- $\Delta$  donde el incremento máximo se da en el modo 03 en un 0.47%; en cambio, en el modelo flexibilizado según la tabla 4.27 solo los primeros 11 periodos han sido afectados donde el periodo asociado al modo 03 tiene un incremento máximo en un 1.57%.

Algo muy importante que aclarar es que los porcentajes de amplificación son mínimos en la estructura principal eso se debe a que la estructura es bastante rígida (rigidez mecánica muy grande y rigidez geométrica mínima), en cambio en el modelo flexibilizado el incremento ya supera el 1.50% debido a que se ha quitado gran parte de los muros por lo que la rigidez ha disminuido considerablemente. No obstante, claramente se observa que los efectos P- $\Delta$  amplifican los periodos; pero, son menos importantes para los periodos asociados a los modos de vibración superiores.

### **5.2.2. Distorsiones de piso con y sin efectos P- $\Delta$**

Las distorsión de piso es el cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso y es uno de los parámetros de control más importantes en el análisis sísmico de estructuras. Por ello, es importante conocer como influyen los efectos P- $\Delta$  en las distorsiones de piso, el cual es directamente proporcional a los desplazamientos laterales del edificio. Para entender la influencia de los efectos P- $\Delta$  podemos ver en los cálculos realizados en el modelo principal y modelo flexibilizado del caso de estudio, donde se puede apreciar de manera general que los efectos P- $\Delta$  incrementan las distorsiones de piso. En el modelo principal según las tablas 4.18 y 4.19, las amplificaciones son menores al 1% donde el máximo incremento se da en el piso 08 en un 0.31% en la dirección X, y en la dirección Y el máximo incremento se da en el piso 03 en un 0.35%. Ahora, para el modelo flexibilizado, según tablas 4.29 y 4.30 las amplificaciones superan el 1% siendo el máximo incremento en el piso 04 en un 1.53% en la dirección X; y en la dirección Y el máximo incremento se da en el piso 05 con un 1.15%.

De los resultados que se han obtenido, podemos inferir que en el modelo principal la amplificación es mínima por lo que los efectos P- $\Delta$  no tienen relevancia, es decir, no modifica sustancialmente los desplazamientos laterales del edificio. En cambio, en el modelo flexibilizado, el porcentaje de amplificación supera el 1.5% y para sacar una conclusión podemos citar a Wilson (1996) quien afirma que “si al considerar los efectos P- $\Delta$  para una misma carga lateral los desplazamiento laterales difieren en un 5%, la estructura podría

ser muy flexible y se debería considerar el rediseño total de la estructura”. En mérito a ello, se puede inferir que en el modelo flexibilizado los efectos P- $\Delta$  ya tienen cierta influencia. Reiterando, de manera general se puede inferir que los efectos P- $\Delta$  amplifican los desplazamientos laterales y por ende las distorsiones de piso.

### 5.2.3. Fuerzas cortantes con y sin efectos P- $\Delta$

Las fuerzas cortantes de entrepiso son el resultante de las fuerzas laterales en cada nivel que actúan en el centro de gravedad de un edificio, que al acumularse progresivamente resulta en la cortante basal, el cual es otro de los parámetros de control en un análisis lineal dinámico. Por tal razón, es necesario conocer la influencia de los efectos P- $\Delta$  en las fuerzas cortantes de entrepiso. De manera general, se ha visto que los efectos P- $\Delta$  tienden a reducir las fuerzas cortantes de entrepiso, dicha reducción es debido a que los efectos P- $\Delta$  reducen la rigidez mecánica por medio de la rigidez geométrica. Ahora, en el caso de estudio en el modelo principal según la tabla 4.17, las máxima disminución se da en los pisos 06 y 07 en un 0.25% en la dirección X, y en la dirección Y se da en los pisos 05, 06, 07 y 08 en un 0.27%; en cambio. Para el modelo flexibilizado según tabla 4.28 la máxima disminución se da en el piso 06 en un 1.18% en la dirección X y en la dirección Y se da en el piso 07 con una máxima disminución de 0.98%. Como se puede apreciar, los efectos P- $\Delta$  disminuyen las fuerzas cortantes de entrepiso.

Finalmente, de acuerdo a los resultados obtenidos podemos afirmar con seguridad que los efectos P- $\Delta$  en el modelo principal son insignificantes tanto en los periodos, distorsiones de piso y fuerzas cortantes; sin embargo, en el modelo flexibilizado se tiene amplificaciones de derivas que superan el 1.5% que ya representan cierta influencia de los efectos P- $\Delta$ , todo ello debido a que la rigidez lateral de la estructura se ha reducido considerablemente al retirar un porcentaje de los muros y colocar columnas, esta afirmaciones también lo verificaremos mediante los resultados obtenidos del análisis Pushover.

### 5.2.4. Índice de estabilidad de piso

El índice de estabilidad de piso, es un parámetro adimensional que mide la importancia de los efectos P- $\Delta$ , que por cierto, la norma E.030 no menciona nada al respecto, en cambio las normas internacionales si recomiendan evaluar la influencia de los efectos P- $\Delta$  mediante el índice de estabilidad de piso; pero, la pregunta es que tan eficiente resulta medir la influencia de los efectos P- $\Delta$  mediante el índice de estabilidad de piso ( $\theta$ ), pues al respecto se puede decir que el  $\theta$  mide la relación entre el peso del edificio en cada nivel y la rigidez de entrepiso en condiciones de servicios, pero los efectos P- $\Delta$  dependen también de la intensidad del

movimiento sísmico; en ese sentido, las normas internacionales recomiendan que el ( $\theta$ ) debe ser menor que 0.1; sin embargo, podría suceder que el ( $\theta$ ) es menor al 0.1 y aun así los efectos P- $\Delta$  pueden ser significativos, especialmente cuando el movimiento sísmico es intenso.

Por tal razón, como objetivo secundario que se tiene en la investigación es la importancia y eficiencia del control del índice de estabilidad de piso. En consecuencia, para el modelo principal, según tablas 4.20 y 4.21 el índice de estabilidad de piso crítico se presenta en el piso 08 y 09 con 0.0059 y en la dirección Y en el piso 09 con 0.0062 las cuales son valores bastante pequeños. Para el modelo flexibilizado el control del índice de estabilidad de piso se muestra en las tablas 4.31 y 4.32, el índice de estabilidad crítico se presenta en el piso 04 con 0.0279 y en la dirección Y se presenta en el piso 06 con 0.0209 las cuales se han incrementado respecto al modelo principal pero también se mantienen dentro de los límites permisibles. De acuerdo a estos resultados podemos afirmar que los efectos P- $\Delta$  son insignificantes en el modelo principal; sin embargo, en el modelo flexibilizado a pesar de que se mantiene dentro de los límites permisibles, los efectos P- $\Delta$  serán influyentes en la respuesta no lineal de la estructura como se verá en el siguiente ítem.

### 5.2.5. Curva de capacidad con y sin efectos P- $\Delta$

La curva de capacidad es un gráfico que muestra el desplazamiento de techo vs cortante basal el cual representa la capacidad de la estructura. De manera global se puede apreciar que los efectos P- $\Delta$  disminuyen la capacidad de la estructura. En el modelo principal se puede ver en las figuras 5.1 y 5.2 que los efectos P- $\Delta$  reducen ligeramente la capacidad de la estructura y dicha reducción se aprecia después de la cedencia de la estructura.

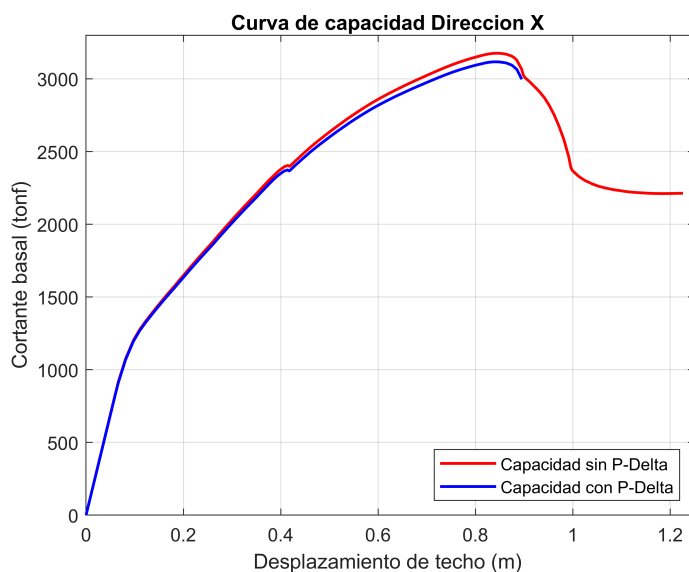


Figura 5.1: Curva de capacidad dirección X

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

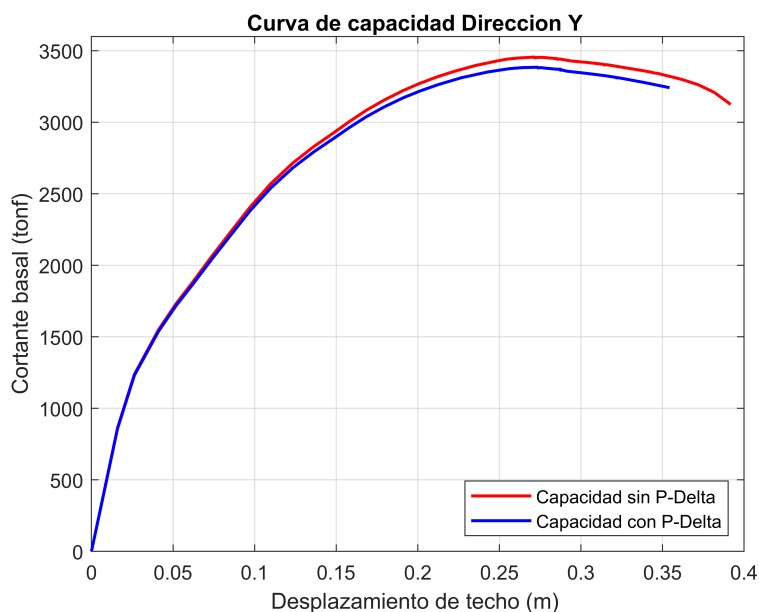


Figura 5.2: Curva de capacidad dirección Y

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

De igual manera, en el modelo flexibilizado se puede ver en la figura 5.3 que los efectos P- $\Delta$  han reducido la capacidad de la estructura notablemente, pero nuevamente esta reducción es apreciable a partir del punto de cedencia de la estructura.

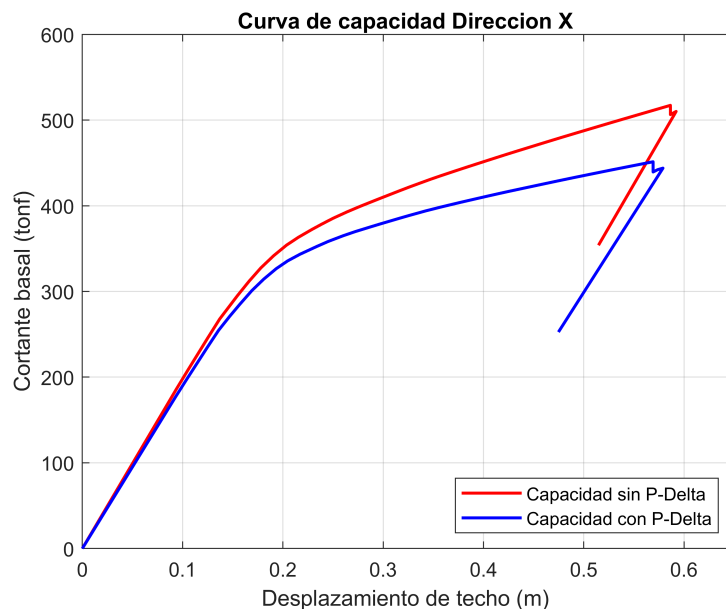


Figura 5.3: Curva de capacidad dirección X

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

De acuerdo a estos resultados podemos inferir, que en el modelo principal, los efectos P- $\Delta$  son insignificantes; sin embargo, en el modelo flexibilizado, los efectos P- $\Delta$  reducen ligeramente la rigidez elástica inicial y tienen poca influencia si la estructura se mantiene en el rango lineal

durante el movimiento sísmico, pero si el movimiento es intenso y la estructura esta cerca de la falla, los efectos  $P-\Delta$  tienen una gran influencia en la capacidad de la estructura; por tal razón, es muy importante evaluar siempre la influencia de los efectos  $P-\Delta$  en la respuesta sísmica de cualquier estructura.

### 5.2.6. De la ductilidad del edificio

Se ha planteado como objetivo principal evaluar la influencia de los efectos  $P-\Delta$  en la ductilidad del edificio de la torre de control de trafico aereo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez; de acuerdo a los cálculos realizados en el programa ETABS tanto del modelo principal y del modelo flexibilizado, se ha visto de manera general que los efectos  $P-\Delta$  tienden a reducir la ductilidad del edificio; por lo tanto, a continuación se analiza e interpreta para cada dirección de analisis.

La curva de capacidad bilinealizada con y sin efectos  $P-\Delta$  para el modelo principal en la dirección X se puede apreciar en la figura 5.4, de donde se ha obtenido un desplazamiento de fluencia 0.1359 m y un desplazamiento último de 0.8477 m resultando en una ductilidad de 6.24 sin efectos  $P-\Delta$ ; en cambio, al considerar los efectos  $P-\Delta$  el desplazamiento de fluencia se mantiene en el mismo orden de 0.1346 m y el desplazamiento ultimo se reduce a 0.838 dando una ductilidad de 6.22 (Tabla 4.25), difiriendo en un 0.32%, lo cual no representa ningun peligro ni modifica sustancialmente la respuesta sísmica de la estructura; por lo que, se podría decir que los efectos  $P-\Delta$  no son significativos, pero la tendencia es la reducción de ductilidad.

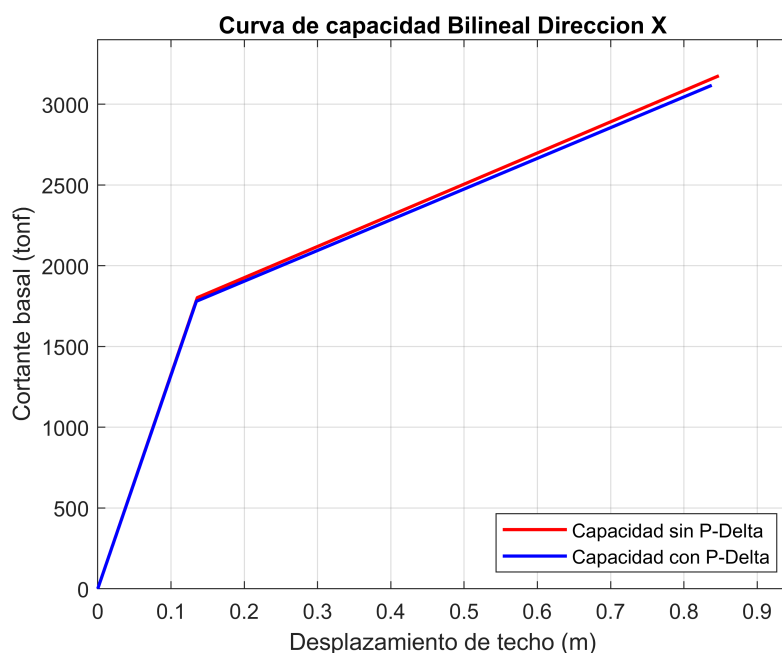


Figura 5.4: Curva de capacidad bilineal dirección X

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

La curva de capacidad bilinealizada con y sin efectos P- $\Delta$  para el modelo principal en la dirección Y se puede apreciar en la figura 5.5, pero, en esta dirección el edificio es más rígido comparado con la dirección X, debido a que la abertura de ingreso es perpendicular y ya no reduce la rigidez del sistema, por tal razón, en el modelo principal el desplazamiento de fluencia es 0.059 m y el desplazamiento último es 0.2715 m dando una ductilidad de 4.60 sin efectos P- $\Delta$  y al considerar los efectos P- $\Delta$  el desplazamiento de fluencia se mantiene en el orden de 0.0587 m y el desplazamiento último igual se mantiene en el orden de 0.271 m dando una ductilidad de 4.60, no habiendo mayor cambio.

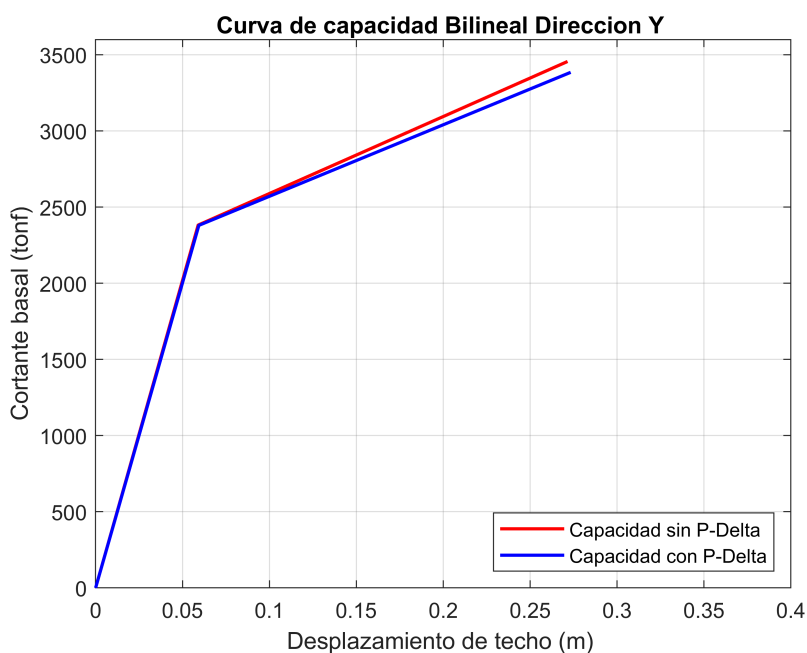


Figura 5.5: Curva de capacidad bilineal dirección Y

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Sin embargo, al flexibilizar la estructura quitando un porcentaje de los muros estructurales, se tiene un sistema dual en la dirección X, cuya curva de capacidad bilinealizada con y sin efectos P- $\Delta$  se puede ver en la figura 5.6. Al ignorar los efectos P- $\Delta$  se ha obtenido un desplazamiento de fluencia de 0.181 m y un desplazamiento último de 0.584 m dando una ductilidad de 3.23; en cambio, al considerar los efectos P- $\Delta$ , se tiene el desplazamiento de fluencia del mismo orden de 0.179 m y el desplazamiento último se reduce a 0.567 m dando una ductilidad de 3.17 y reduciéndose en 1.86% (Tabla 4.33). Dicha reducción ya implica una cierta influencia en la respuesta sísmica de la estructura, debido a que los efectos P- $\Delta$  también reducen la sobrerresistencia de la estructura como se puede ver en la curva de capacidad (Figura 4.36) que en su conjunto reducirán mucho más el factor R asociado al edificio.

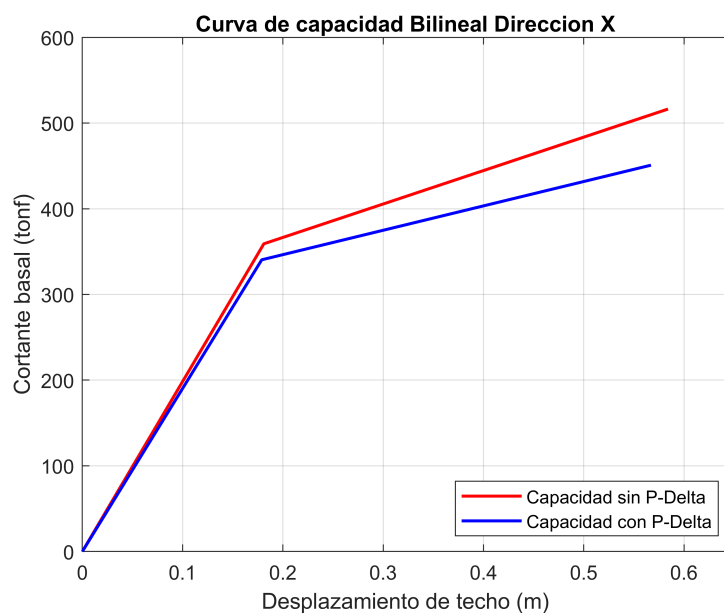


Figura 5.6: Curva de capacidad bilineal Dirección X

Fuente: Adaptado de ETABS v20.0.0

Finalmente, la ductilidad más real que tiene una estructura es aquella que se obtiene al considerar los efectos  $P-\Delta$  ya que es el comportamiento real que tiene una estructura; así mismo, según la tabla 10.6 del ASCE-41-17 podemos calificar al modelo principal como un estructura de alta ductilidad ya que 6.23 es mucho mayor que 4, mientras que el modelo flexibilizado tiene una moderada ductilidad ya que 3.17 es menor que 4.

### 5.2.7. Del desempeño sísmico

Otro objetivo específico para el caso de estudio es el cálculo del nivel de desempeño sísmico, el cual sirve para evaluar si el daño recibido debido al movimiento sísmicos se encuentra dentro de los límites permisibles y para ello se ha empleado VISION 2000 y HAZUS; pero antes de eso, la gran pregunta es ¿se debe evaluar el desempeño sísmico incluyendo o despreciando los efectos  $P-\Delta$ ?, pues lo más lógico y real es evaluar el desempeño considerando los efectos  $P-\Delta$  ya que bajo ciertas circunstancias estos efectos podrían ser significativos especialmente después de la cedencia de la estructura, por tal razón las diferentes normas internacionales obligan considerar los efectos  $P-\Delta$  en el análisis sísmico de cualquier estructura y el desempeño sísmico se debe evaluar considerando tales efectos. Ahora bien, en el modelo principal, el desempeño sísmico en la dirección X se encuentra totalmente operacional para un sismo raro y operacional para un sismo muy raro, por lo que satisface los niveles de desempeño para ambos niveles de amenaza sísmica; en la dirección Y, la estructura se encuentra operacional para los sismos raro y muy raro, por lo que no satisface el desempeño para el sismo raro; según HAZUS la estructura se encuentra en daño extensivo

en la dirección X y en daño moderado en la dirección Y para ambos niveles de amenaza. En cambio, en el modelo flexibilizado, en la dirección X la estructura se encuentra en colapso para ambos niveles de amenaza sísmica, debido a que se le ha retirado una gran cantidad de muros reduciéndose la rigidez lateral del edificio presentándose como una estructura mal diseñada; igualmente, según HAZUS la estructura se encuentra en un estado de daño completo.

Pero también para calificar el nivel de desempeño sísmico se debe evaluar la secuencia de falla que presenta el edificio, ya que gracias al programa ETABS v20.0.0 que guarda el paso a paso del análisis pushover, se puede revisar detalladamente la secuencia de falla. De manera general se ha visto que el modelo tiene una secuencia de falla adecuada; es decir, primero se plastifican las vigas, luego antes de que estas fallen, se plastifican las columnas y muros, finalmente llegando a la falla los muros del primer piso sometidos a compresión. Esta secuencia de falla es lo deseado generándose así la columna fuerte y viga débil, ya que de esta forma la estructura se mantendrá en pie a pesar de que algunas vigas lleguen a colapsar, en cambio, si primero fallan las columnas y muros, la estructura se desplomará rápidamente cuando fallen una o dos columnas, por eso es necesario garantizar una secuencia de falla adecuada para que la estructura tenga un buen desempeño sísmico.

# Conclusiones

## Conclusiones

De acuerdo a los objetivos planteados en la investigación y el análisis de las variables consideradas en el desarrollo de la tesis, se ha contrastado las hipótesis, seguidamente se ha analizado e interpretado los resultados y se ha visto que los efectos P- $\Delta$  no siempre son significativos; por lo que, finalmente se tienen las siguientes conclusiones las cuales son válidas para la torre de control de tráfico aéreo y también para cualquier otra estructura porque el procedimiento es igual:

1. Los efectos P- $\Delta$  tienden a incrementar los periodos asociados a los primeros modos de vibracion; sin embargo, no tienen influencia sobre los periodos asociados a los modos superiores y dichos incrementos se hacen más críticos si los efectos P- $\Delta$  son significativos.
2. Los efectos P- $\Delta$  tienden a incrementar los distorsiones de piso y dichos incrementos se hacen mas críticos si los efectos P- $\Delta$  son significativos.
3. Los efectos P- $\Delta$  tienden a reducir las cortantes de entrepiso, dichos reducciones se hacen mas críticos si los efectos P- $\Delta$  son significativos.
4. El índice de estabilidad de piso solo mide la relación del peso y la rigidez lateral de entrepiso el cual no debe superar 0.1; por lo que, a pesar de que estos valores esten dentro del límite permisible según normativas no garantizan que los efectos P- $\Delta$  no sean significativos, por lo que, la mejor forma de controlar los efectos P- $\Delta$  es incorporando dichos efectos en el modelo matemático.
5. Los efectos P- $\Delta$  reducen la curva de capacidad de una estructura. Cuando el edificio esta bien diseñado dicha reducción es apenas perceptible; sin embargo cuando estos efectos P- $\Delta$  son significativos reducen ligeramente la rigidez elástica inicial y tienen poca influencia si la estructura se mantiene en el rango lineal durante el movimiento sísmico, pero si los movimientos sísmicos son intensos que excitan a la estructura cerca a la falla, los efectos P- $\Delta$  tienen una gran influencia en la respuesta sísmica después de la cedencia.
6. Los efectos P- $\Delta$  tienden a reducir la ductilidad de un edificio de concreto armado ya que se reduce el desplazamiento último de la estructura y se mantiene el desplazamiento de fluencia. La disminución del desplazamiento último es debido a que los efectos P- $\Delta$  incrementan los esfuerzos en los elementos sometidos a fuerzas axiales; por lo que,

estos elementos fallan con anticipación.

7. El desempeño sísmico de una estructura se debe evaluar considerando los efectos P- $\Delta$  al margen de que sean significativos o no, ya que esa es la representación que más se asemeja a la realidad. En el caso de estudio, en la dirección X, el desempeño sísmico para un sismo raro es totalmente operacional y para un sismo muy raro es operacional satisfaciendo de esta manera el nivel de desempeño sísmico según VISION 2000; en cambio, en la dirección Y, el nivel de desempeño para ambos niveles de amenaza es operacional; por lo que, no satisface el nivel de desempeño para el sismo raro.
8. La secuencia de falla de los elementos estructurales en el caso de estudio es lo deseado, ya que primero se plastifican las vigas, luego las columnas- muros y finalmente fallan los muros del primer piso sometidos a compresión, siendo esta la secuencia de falla ideal en estructuras de concreto armado.

## Recomendaciones

1. La norma E. 030 no menciona textualmente nada sobre los efectos P- $\Delta$  a diferencia de las normas internacionales. Por tal razón, se recomienda verificar siempre la influencia de los efectos P- $\Delta$  tanto en un análisis lineal dinámico y no lineal estático.
2. Se recomienda revisar las secuencias de falla en las estructuras para garantizar los mecanismos de falla deseable.
3. Se recomienda contrastar el factor R con la propuesta de la norma E.030; ya que, en caso fuera menor a lo establecido por la norma se estaría subestimando las fuerzas sísmicas.
4. Se recomienda al estado peruano establecer un lineamiento para el análisis no lineal de estructuras.

## Trabajos futuros

1. Evaluar la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la respuesta sísmica de estructuras de acero, madera y/o compuestas.
2. Evaluar la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la respuesta sísmica de estructuras con aisladores de base.
3. Evaluar la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la respuesta sísmica considerando la interacción suelo estructura.
4. Evaluar la influencia de los efectos P- $\Delta$  en la respuesta sísmica de pilares de puentes.

## Referencias Bibliográficas

- Aci Committee and others. (2019). *ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2003). Análisis sísmico por desempeño. *Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército*, 342.
- Aguiar, R. (2007). Dinámica de Estructuras con MATLAB. *Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército*, 280.
- American Psychological Association and others. (2022). *Manual de Publicaciones de la APA* (7th ed.). Editorial El Manual Moderno.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California Seismic Safety Commission.
- Applied Technology Council. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Department of Homeland Security and Federal Emergency Management Agency.
- Avinash, T., & Pandian, G. A. M. (2017). Investigation of the effects of P-Delta on tubular tall buildings. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 8(2), 487–495.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño sísmico de edificios*. Limusa/Noriega Editores.
- Bazzano, J. B., & Pérez Zerpa, J. (2017). Introducción al análisis no lineal de Estructuras. *Creative Commons Attribution-ShareAlike 4.0 International License*.
- Borja, M. (2012). Metodología de la investigación científica para ingenieros. *Chiclayo, Perú*, 26–32.
- Caballero, A. (2013). Metodología integral innovadora para planes y tesis la metodología del cómo formularlo.
- Celigüeta-Lizarza, J. T. (2011). Análisis de Estructuras con Nolinealidad Geométrica.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras cuarta edición*.
- Coello, R. A. J. (2018). *Análisis por desempeño de una estructura con plasticidad distribuida mediante fibras basadas en desplazamientos* [Universidad de Cuenca, Ecuador].
- Computers and Structures Inc. (2017). *Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, and SAFE*. Computers and Structures.
- Cook, R. D., Malkus, D. S., ... Witt, R. J. (1989). Concepts and Applications of Finite Element Analysis, John Willey and Sons. *New York*.

- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief, 4*, 1–36.
- Falconí, R. A. (2008). Análisis sísmico de edificios. *Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército*.
- Galarza Altamirano, D. A. (2019). *Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Oscus mediante comparación del análisis estático no lineal (Pushover), análisis estático modal (Pushover Multimodal) y dinámico no-lineal (Historia de Respuesta)*. [Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ...].
- Guerrero Corona, V. G. (2018). *Determinación de la ductilidad de un edificio irregular de 21 Niveles a partir de su respuesta no lineal* [Master's thesis] [Benemérita Universidad Autónoma de Puebla].
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (2000). Dynamic P-delta effects for flexible inelastic steel structures. *Journal of Structural Engineering, 126*(1), 145–154. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:1\(145\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(145))
- Harmesen, T. E. (2018). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Fondo editorial PUCP.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2016). Metodología de la investigación. 6ta Edición Sampieri. *Soriano, RR (1991). Guía para realizar investigaciones sociales. Plaza y Valdés*.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering, 114*(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Manzano Torres, A. (2007). *Análisis no lineal geométrico* [Master's thesis] [Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo].
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2017). *Diseño de concreto reforzado*. Alpha Editorial.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Reglamento Nacional de edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Reglamento Nacional de edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Reglamento Nacional de edificaciones.
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado*.
- Muñoz, R. C. (2011). Como elaborar y asesorar una investigación de tesis. 2da. Ed. *Prentice Hall. México*.
- Park, R., & Paulay, T. (1978). *Estructuras de concreto reforzado*. Limusa,
- Park, R., Priestley, M. N., & Gill, W. D. (1982). Ductility of square-confined concrete columns. *Journal of the structural division, 108*(4), 929–950.

- Perez Neyra, C., & Torres Balbin, R. D. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de mediana altura en base a desplazamientos y costos de reparación probables* [Master's thesis] [Pontificia Universidad Católica del Perú].
- Ramesh, N., & Yajdani, S. (2017). Analysis of P-Delta Effect on Multistory RC Building without and with Shear Wall. *International Journal of Science Technology and Engineering*, 4(8).
- Reyes Lozada, C. A. (2020). *Estudio comparativo del modelo de rotulas plásticas por el método de las fibras y el modelo de tablas del ASCE 41-13, aplicado al análisis no lineal del bloque A de la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica* [Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ...].
- Rodrigues, M. (2017). *Soluções integradas para as formulações do problema de não linearidade geométrica* [Doctoral dissertation, Tese de doutorado em andamento, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental ...].
- Romero Ángeles, G. N. (2020). *Comparación en la modelación de plasticidad concentrada y distribuida para el análisis pushover en un pórtico de concreto armado* [Pontificia Universidad Católica del Perú].
- Santana, R. (2013). Ingeniería antisísmica. *Principios básicos*. Huancayo. Perú.
- Sarmiento Oliveros, F. A., et al. (2019). *Análisis lineal y no lineal del Edificio Torre Maya para evaluar especificaciones de diseño* [Master's thesis] [Universidad de los Andes, Bogota].
- SEAOC Vision 2000 Committee and others. (1995). *Performance-based seismic engineering*. Structural Engineers Association of California.
- Stana, B. H. (2014). *Linear and Nonlinear Analysis of a High-rise Building Excited by Earthquake* [Master's thesis] [Norwegian University of Science and Technology].
- Tafur Molina, J. A., & Murga Yupanqui, K. C. (2021). *Relación del efecto P-Delta en el comportamiento sísmico de edificios de concreto armado, Cajamarca 2021* [Universidad Privada del Norte].
- Taucer, F., Spacone, E., & Filippou, F. C. (1991). *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures* (Vol. 91). Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University ...
- Torres Gomez, C. J., & Zavala Quispe, D. J. (2022). *Análisis del efecto P-Delta con Push Over en estructuras de mediana altura de concreto armado con presencia de irregularidades en altura en la Costa del Perú* [Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC)].
- Vielma, J. C., & Cando, M. A. (2014). El efecto P-delta y su influencia sobre la ductilidad de las estructuras metálicas del Ecuador. *Maskana*, 5, 35–46.

- Viera Arroba, L. (2004). *Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado* [Doctoral dissertation] [Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería ...].
- Vijayalakshmi, R., Byadgi, B., & Vahini, M. (2017). Effects of P-Delta on High Rise Buildings Located in Seismic Zones. *International Research Journal of Engineering and Technology, Volume4*.
- Vlacev, T. E. (2011). Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño-PBEE. *Comunidad para la Ingeniería Civil*.
- Wilson, E. (1996). Análisis estático y Dinámico de Estructuras, un enfoque físico con énfasis a la ingeniería sísmica.

# Anexo A. Planos del proyecto

En este anexo se presentan los principales planos del proyecto de la torre de control del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez. Los planos que se clasifican en Arquitectura y Estructuras.

## Arquitectura

1. Plano de ubicación y localización.
2. Distribución general de plantas 02 al 05.
3. Distribución general de plantas 06 al 09.
4. Plantas mezzanine y cabina.
5. Vista 3D arquitectónica.

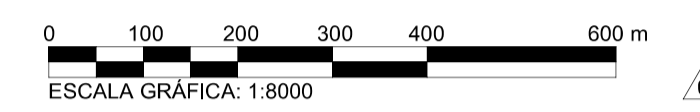
## Estructuras

1. Planta de piso 01.
2. Planta de pisos 02 al 08.
3. Planta de piso 09.
4. Planta de piso 10.
5. Planta de piso 11.
6. Planta de cabina.
7. Planta de cubierta cabina.
8. Cortes.
9. Vista 3D estructural.

**PLANOS**  
**ARQUITECTURA**



NOTAS:  
 Importante: Para ver notas de aplicación a todos los planos, referirse a los planos 1210-A000N-000000-005 y 1210-A000N-000000-006



01	19/05/20	WP2.1 IFC REV1	MF	KF
00	10/03/20	ISSUE FOR CONSTRUCTION WP2.1	MF	KF
REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
DISEÑADO POR:	JAVIER GUTIÉRREZ (JG)	04/05/2020		
DIBUJADO POR:	ALBA RODRÍGUEZ (AR)	05/05/2020		
REVISADO POR:	MANUEL FUENTES (MF)	06/05/2020		
VERIFICADO POR:	KATERINA FOTIADI (KF)	07/05/2020		
APROBADO POR:	LETICIA CISARUK (LC)	15/05/2020		
	NOMBRE (INICIALES)	FECHA	FIRMA	

RESPONSABLE DE DISEÑO:

CONCESIONARIO:

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

*Leticia Stella Cisaruk*  
 Leticia Stella Cisaruk  
 Arquitecta  
 CAP N° 17289

*Jorge Napoleon Cardenas Maldonado*  
 Jorge Napoleon Cardenas Maldonado  
 REPRESENTANTE LEGAL  
 AECOM

CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:

OSITRAN

PLANO CLAVE

PROYECTO:  
 PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

SUB-PROYECTO:  
 TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO

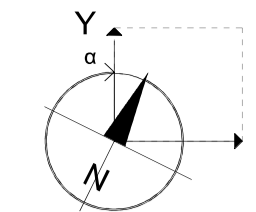
DISCIPLINA:  
 ARQUITECTURA

TÍTULO:  
 LOCALIZACIÓN

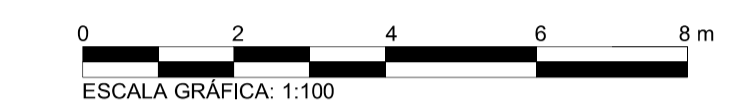
PROYECTO:	FASE:	TIPO DOC:	ORIGINADOR:	FECHA:
NL	FD	DRW	ACM	19/MAY/2020
PLANO N°:	1210-AAB1N-008000-001			ESCALA: 1:8000@A1
N° REVISIÓN:				01
FACILITY	DISC. / SUB-DISC. / TIPO / NIVEL	PLANO CLAVE	NÚMERO SERIAL	

1000	LADO AIRE	1200	EDIFICIOS LADO AIRE	1210	TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO (ATCT)	EDIFICIO DE LA TORRE DE CONTROL EDIFICIO AUXILIAR DE LA TORRE
				1220	EDIFICIO DE EXTINCIÓN DE INCENDIOS (RFFS)	
				1230	CENTRO DE CONTROL DE FAUNA	
				1250	EDIFICIO DE ACOMETIDA SECUNDARIA DE TELECOMUNICACIONES (OWC)	
				1270	CENTROS DE TRANSFORMACIÓN Y DISTRIBUCIÓN	1273 SUBESTACIÓN LLEGADA, SUBESTACIÓN DISTRIBUCIÓN Y SUBESTACIÓN 04 ILUMINACIÓN
				1280	EDIFICIOS DE SEGURIDAD	1283 CONTROL DE ACCESO NORTE LADO AIRE
				4225	POZOS DE AGUA	4225 POZOS DE AGUA

ISSUE FOR CONSTRUCTION



NOTAS:  
 Importante: Para ver notas de aplicación a todos los planos, referirse a los planos 1210-A000N-000000-005 y 1210-A000N-000000-006



REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
02	24/07/20	WP2.1 IFC REV2	MF	KF
01	19/05/20	WP2.1 IFC REV1	MF	KF
00	10/03/20	ISSUE FOR CONSTRUCTION WP2.1	MF	KF

RESPONSABLE DE DISEÑO:

CONCESIONARIO:

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

Leticia Stella Cisaruk Arquitecta CAP N° 17289

Jorge Napoleon Cardenas Maldonado REPRESENTANTE LEGAL AECOM

CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:

OSITRAN

PLANO CLAVE

PROYECTO: PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

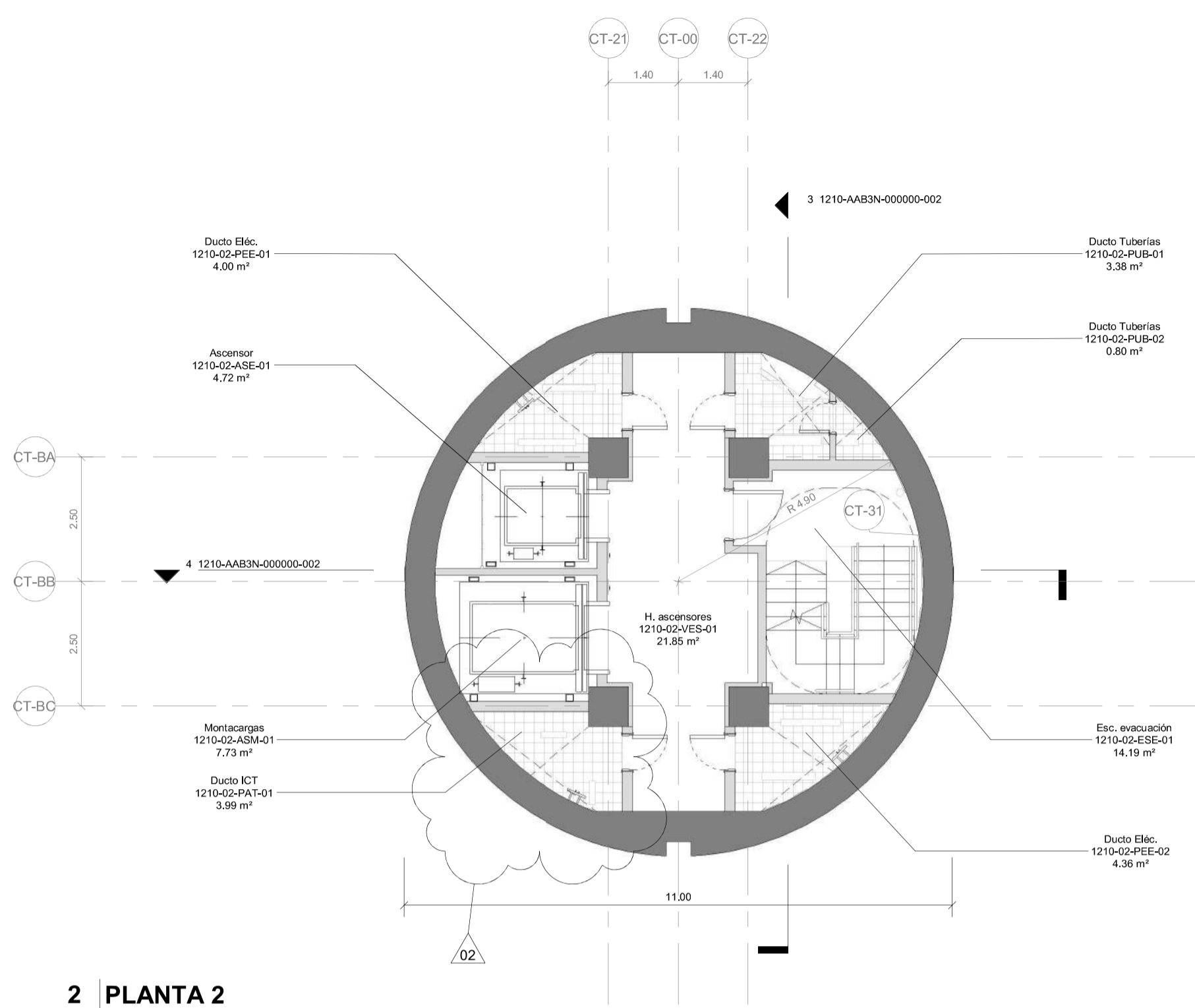
SUB-PROYECTO: TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO

DISCIPLINA: ARQUITECTURA

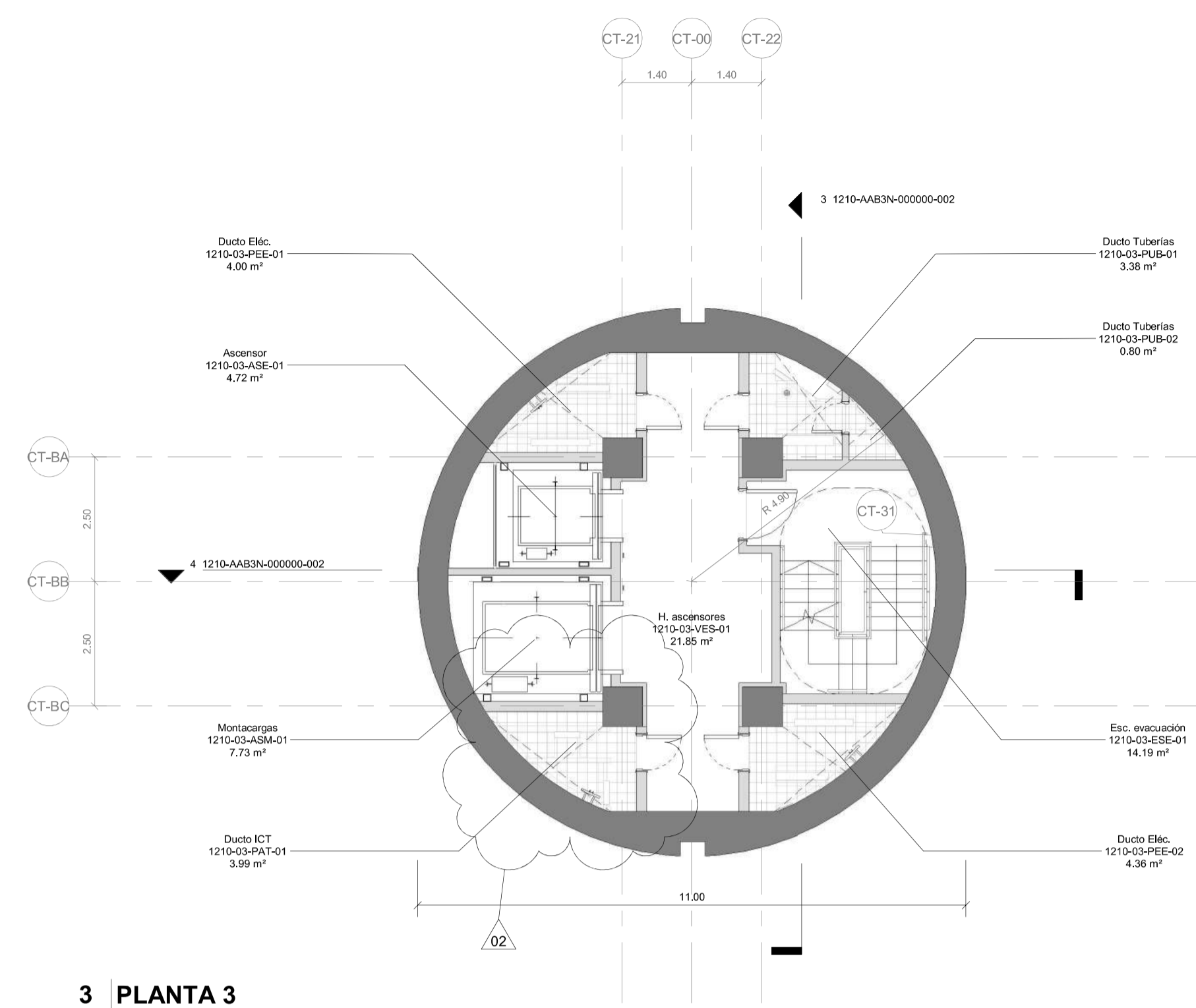
TÍTULO: DISTRIBUCIÓN GENERAL PLANTAS 2 A 5

PROYECTO: NL	FASE: FD	TIPO DOC: DRW	ORIGINADOR: ACM	FECHA: 24/JUL/2020
PLANO N°: 1210-AAB1N-A11310-001	ESCALA: 1:100@A1			N° REVISIÓN: 02

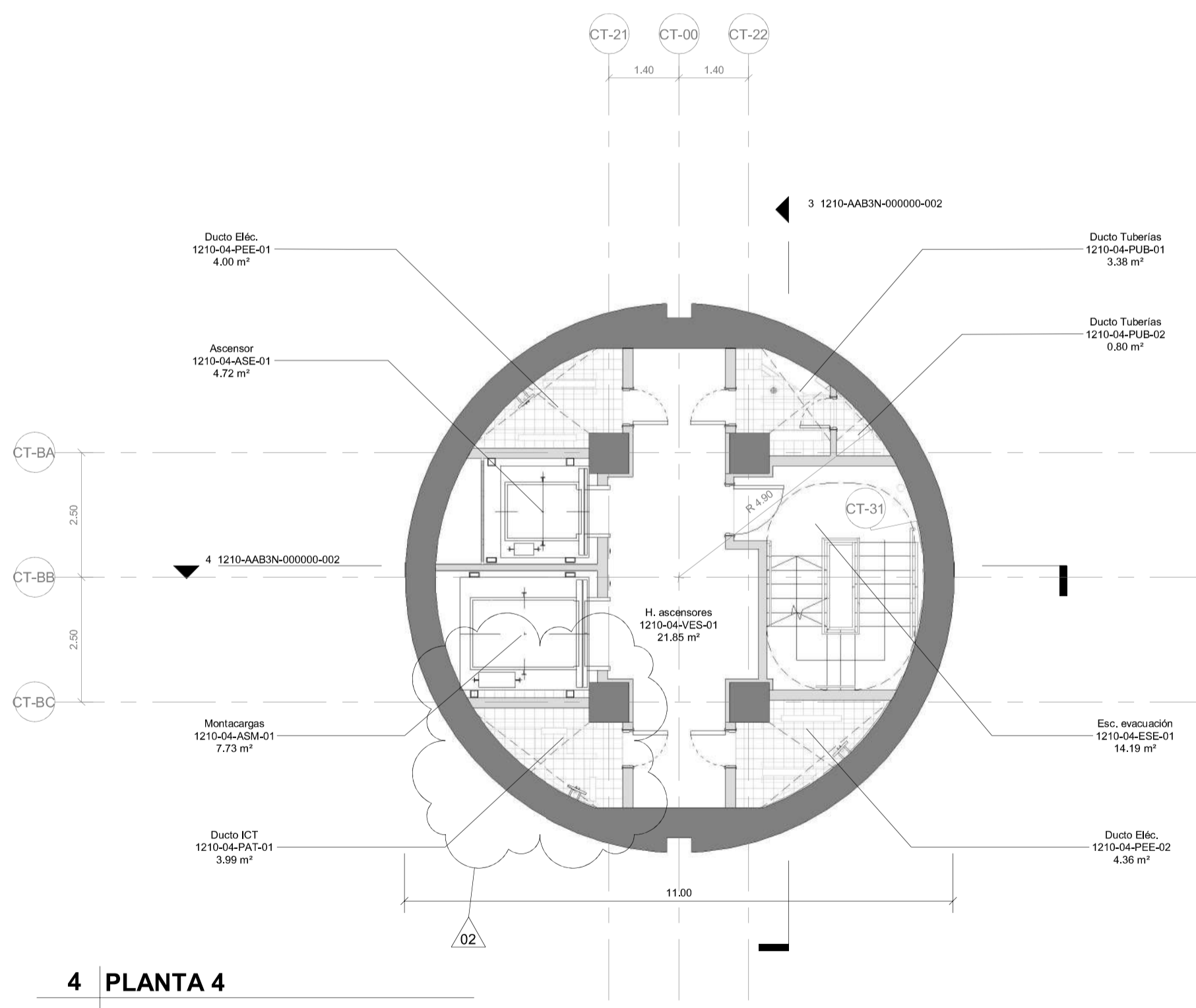
FACILITY DISC./SUB-DISC. TIPO/NIVEL PLANO CLAVE NÚMERO SERIA



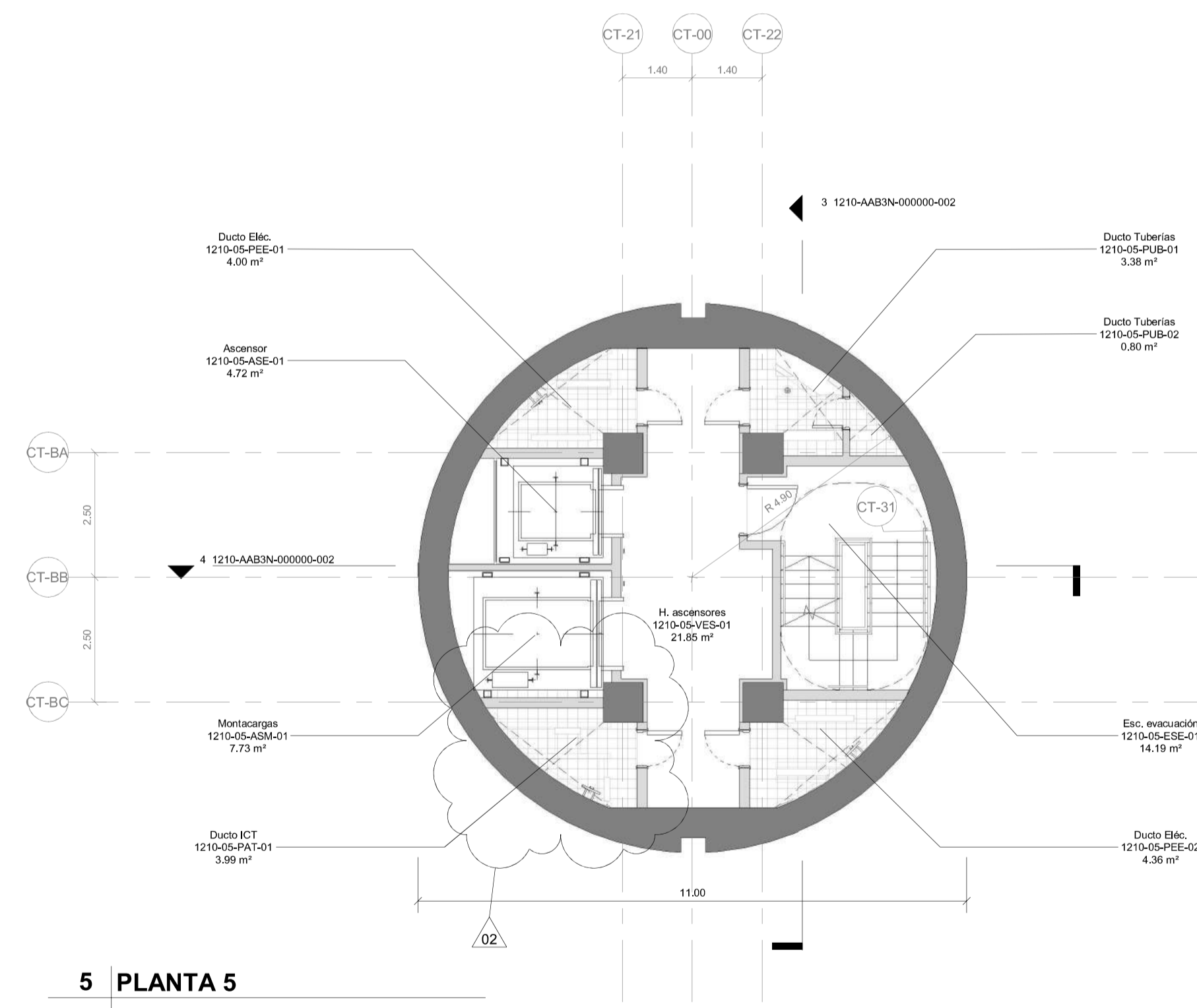
2 PLANTA 2



3 PLANTA 3



4 PLANTA 4



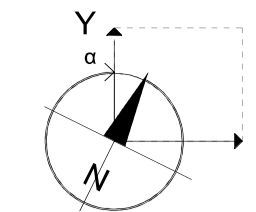
5 PLANTA 5

LEYENDA DE ETIQUETAS

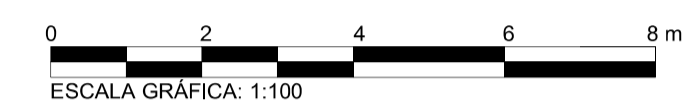
WWW	NOMBRE DE LA HABITACIÓN
0000-LX-YYY-00	CÓDIGO DE LA HABITACIÓN
XXX m²	CÓDIGO FBS
	-LX- NIVEL
	-YYY- TIPO
	-00 NÚMERO CORRELATIVO
	SUPERFICIE ÚTIL

ISSUE FOR CONSTRUCTION





NOTAS:  
 Importante: Para ver notas de aplicación a todos los planos, referirse a los planos 1210-A000N-000000-005 y 1210-A000N-000000-006



REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
02	24/07/20	WP2.1 IFC REV2	MF	KF
01	19/05/20	WP2.1 IFC REV1	MF	KF
00	10/03/20	ISSUE FOR CONSTRUCTION WP2.1	MF	KF

RESPONSABLE DE DISEÑO: **AECOM**



AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):  
 Leticia Stella Cisaruk Arquitecta CAP N° 17289  
 Jorge Napoleon Cardenas Maldonado REPRESENTANTE LEGAL AECOM

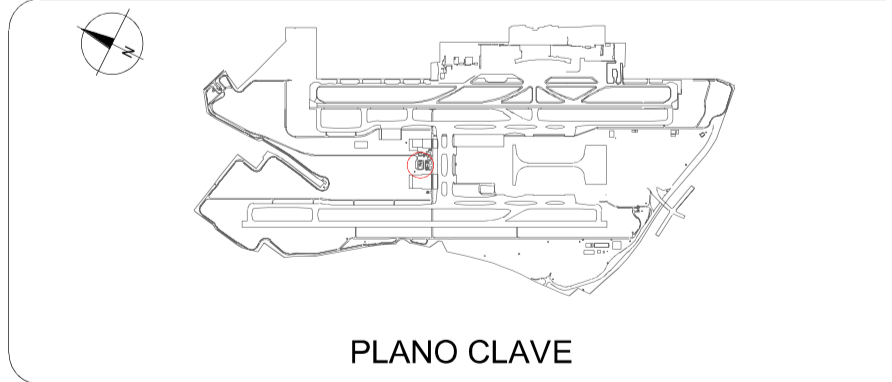
CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:

OSITRAN



PROYECTO: PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

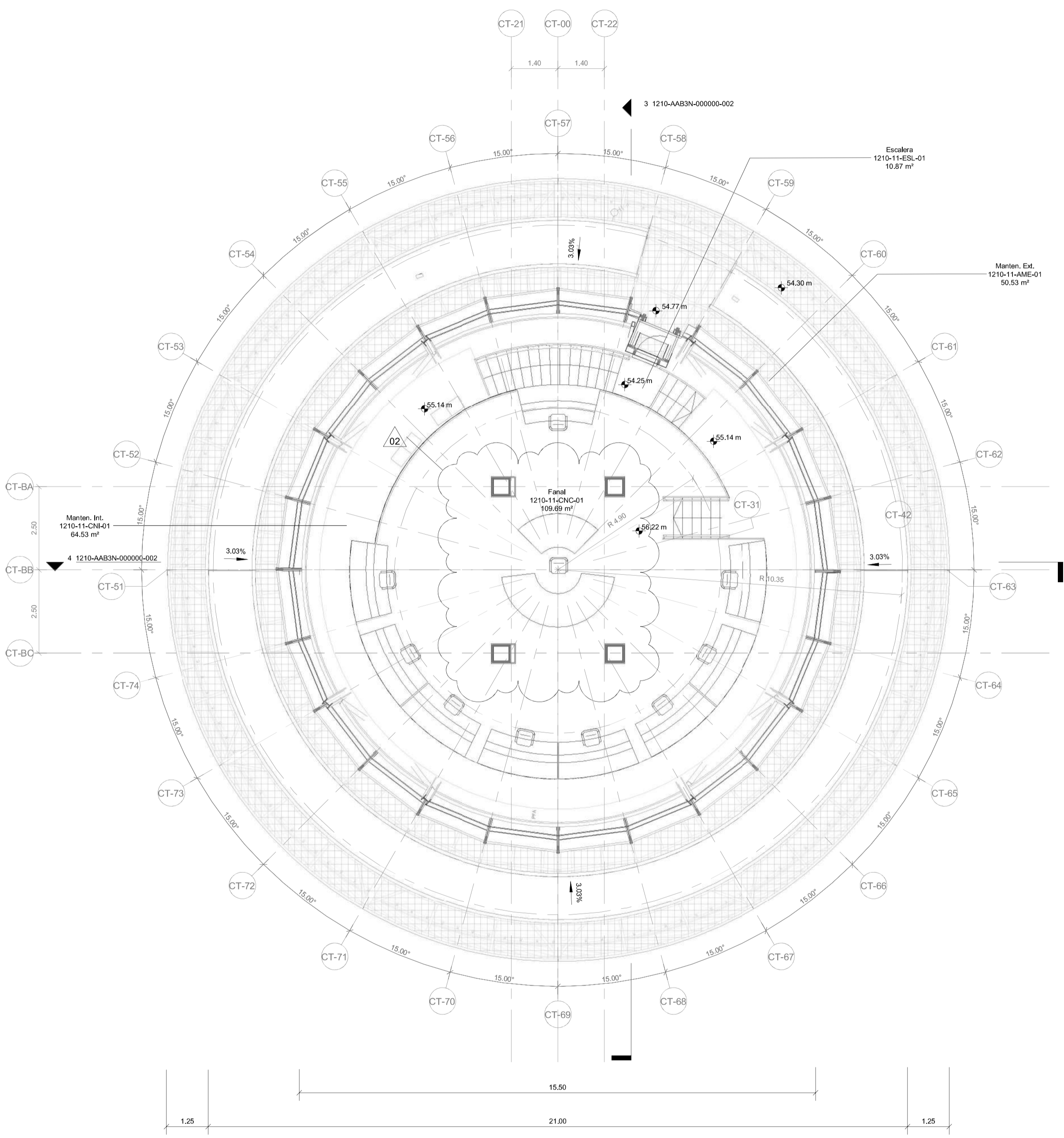
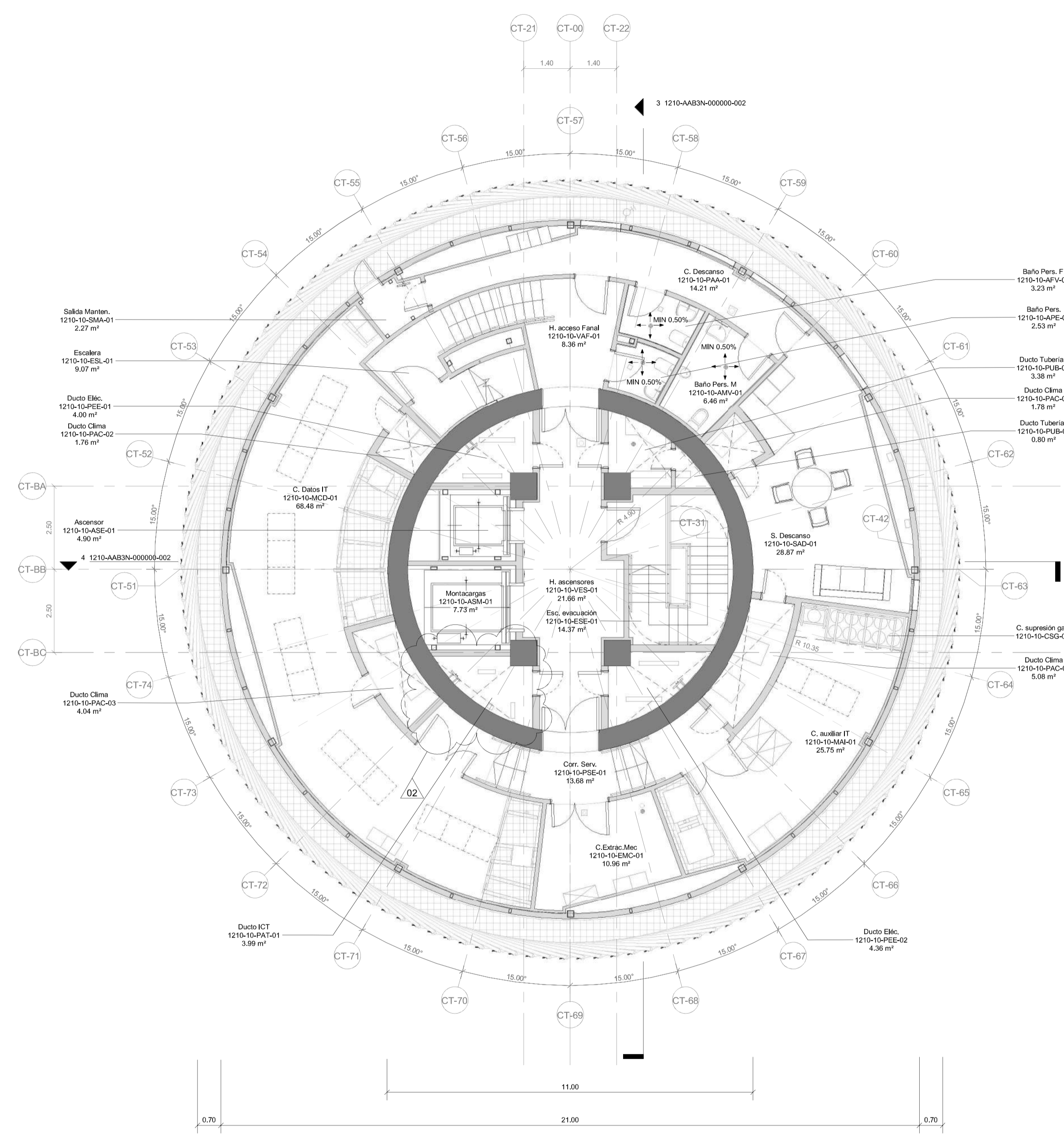
SUB-PROYECTO: TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO DISCIPLINA: ARQUITECTURA

TÍTULO: DISTRIBUCIÓN GENERAL PLANTAS MEZZANINE Y CABINA

PROYECTO: NL FASE: FD TIPO DOC: DRW ORIGINADOR: ACM FECHA: 24/JUL/2020

PLANO N°: 1210-AAB1N-A11310-003 ESCALA: 1:100@A1 N° REVISIÓN: 02

ISSUE FOR CONSTRUCTION



10 PLANTA MEZZANINE

11 PLANTA CABINA

LEYENDA DE ETIQUETAS

WWW	NOMBRE DE LA HABITACIÓN
0000-LX-YYY-00	CÓDIGO DE LA HABITACIÓN
	0000- CÓDIGO FBS
-LX-	NIVEL
-YYY-	TIPO
-00	NÚMERO CORRELATIVO



NOTAS:  
 Importante: Para ver notas de aplicación a todos los planos, referirse a los planos 1210-A000N-000000-005 y 1210-A000N-000000-006

REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
00	10/03/20	ISSUE FOR CONSTRUCTION WP2.1	(MF)	(KF)
DISEÑADO POR:	JAVIER GUTIÉRREZ (JG)	25/02/2020		
DIBUJADO POR:	LAURA BOLUDA (LB)	26/02/2020		
REVISADO POR:	MANUEL FUENTES (MF)	27/02/2020		
VERIFICADO POR:	KATERINA FOTIADI (KF)	28/02/2020		
APROBADO POR:	LETICIA CISARUK (LC)	09/03/2020		
	NOMBRE (INICIALES)	FECHA	FIRMA	

RESPONSABLE DE DISEÑO:  
**AECOM**

CONCESIONARIO:  
**LAP**  
 LIMA AIRPORT PARTNERS

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

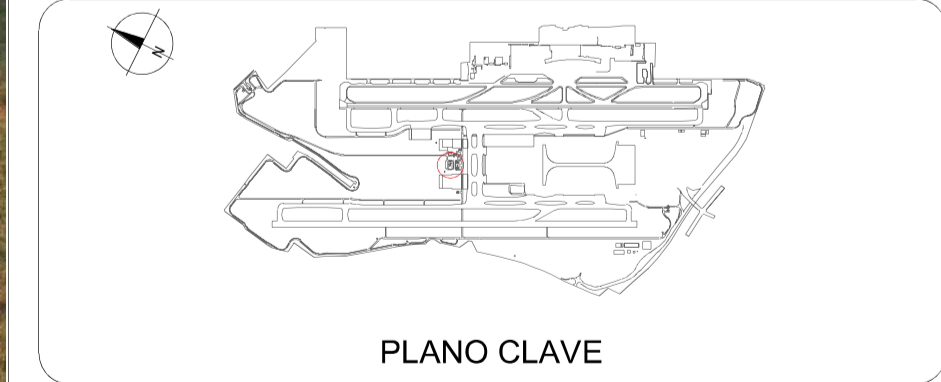
*Leticia Stella Cisaruk*  
 Leticia Stella Cisaruk  
 Arquitecta  
 CAP N° 17289

*Jorge Napoleon Cardenas Maldonado*  
 Jorge Napoleon Cardenas Maldonado  
 REPRESENTANTE LEGAL  
**AECOM**

CONTRATISTA:  
 LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:  
 OSITRAN



PROYECTO:  
 PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

SUB-PROYECTO:  
 TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO

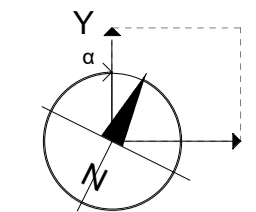
DISCIPLINA:  
 ARQUITECTURA

TÍTULO:  
 VISTA 3D

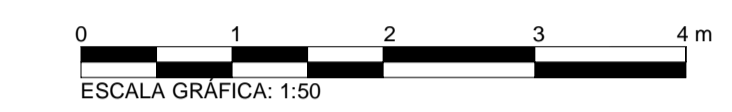
PROYECTO:	FASE:	TIPO DOC:	ORIGINADOR:	FECHA:
NL	FD	DRW	ACM	10/03/2020
PLANO N°:	ESCALA:			N° REVISIÓN:
1210-AOT8N-000000-002	NA@A1			00
FACILITY	DISC. / SUB-DISC.	TIPO / NIVEL	PLANO CLAVE	NÚMERO SERIAL

ISSUE FOR CONSTRUCTION

**PLANOS**  
**ESTRUCTURAS**



- NOTAS:
- NOTAS DE PLANTA:**
- PARA NOTAS GENERALES, SÍMBOLOS, ABBREVIATURAS, OBSERVACIONES E INSPECCIONES, VER LOS PLANOS DEL S-005 AL S-012.
  - PARA LOS DETALLES TÍPICOS VER LOS PLANOS S-007 A S-012.
  - VERIFICAR TODAS LAS DIMENSIONES CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
  - EL CONTRATISTA COORDINARÁ CON TODOS LOS PLANOS PARA LA UBICACIÓN, TAMAÑO DE APERTURAS, PENETRACIÓN DE TUBERÍAS Y DUCTOS A TRAVÉS DE ELEMENTOS, CONDUCTOS, DRENAJES, DEPRESIONES, ETC.
  - ELEVACIÓN COTA O NIVEL SUPERIOR DEL CONCRETO ESTRUCTURAL SE INDICA EN LA PLANTA.
  - ELEVACIÓN, NIVEL O COTA DE DATOS +0.00 QUE EQUIVALE AL NIVEL ARQUITECTÓNICO '01' PFL SEGUN ARQUITECTURA, QUE CORRESPONDE AL NIVEL 13.10 mm. OTROS NIVELES MOSTRADOS EN EL SET DE PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ATCT SON RELATIVOS AL NIVEL DE REFERENCIA +0.00 m UNO.
  - EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LOS REQUISITOS DE PESO, TAMAÑO, UBICACIÓN Y APERTURA DEL EQUIPO Y COORDINARÁ CUALQUIER DISCREPANCIA CON EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  - EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LAS UBICACIONES DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN LOS EQUIPOS PREVIO A FABRICACIÓN E IZAMIENTO.
  - LAS PIEZAS DEBEN ESTAR IGUALMENTE ESPACIADAS ENTRE LAS LINEAS DE EJES, UNO.
  - LAS FORMALETAS DE PLACAS ELEVADAS NO SE QUITARÁN HASTA QUE EL CONCRETO HAYA ALCANZADO LA CAPACIDAD A COMPRESIÓN ESPECIFICADA Y APROBACIÓN ES OTORGADA POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  - INDICA REJILLA METÁLICA (GRATE/TRAMEX O SIMILAR) CON BARRAS PRINCIPALES DE 1 3/4" x 3/16" Y BARRAS ATREVES SOLDADAS @ 0.10m MAX. GALVANIZADA CON SUPERFICIES ASERRADAS, TYP ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS PARA SOPORTE DE REJILLA ALREDEDOR DE PENETRACIONES SERÁ COORDINADO POR EL CONSTRUCTOR (EL CONTRATISTA).
  - PARA SÍMBOLOS, DE SELECCIÓN DE STEEL DECK O REJILLA METÁLICA VER S-001.



REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
04	24/07/20	WP2.1 IFC REV 2	GA	NE
03	19/06/20	WP2.1 IFC REV.1	GA	NE
02	09/12/19	ISSUE FOR CONSTRUCTION	GA	NE
01	05/12/19	ISSUE FOR BID	GA	NE
00	28/11/19	EMISIÓN INICIAL REV 00	GA	NE

DISEÑADO POR:	JOSE GONZALEZ (JG)	07/12/2019
DIBUJADO POR:	NICOLAS ORTEGA (NO)	25/09/2019
REVISADO POR:	GABRIEL ACERO (GA)	06/11/2019
VERIFICADO POR:	NELSON ECHEVERRIA (NE)	08/12/2019
APROBADO POR:	RODOLFO MONTORO (RM)	09/12/2019
	NOMBRE (INICIALES)	FECHA
		FIRMA

RESPONSABLE DE DISEÑO:

CONCESIONARIO:

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

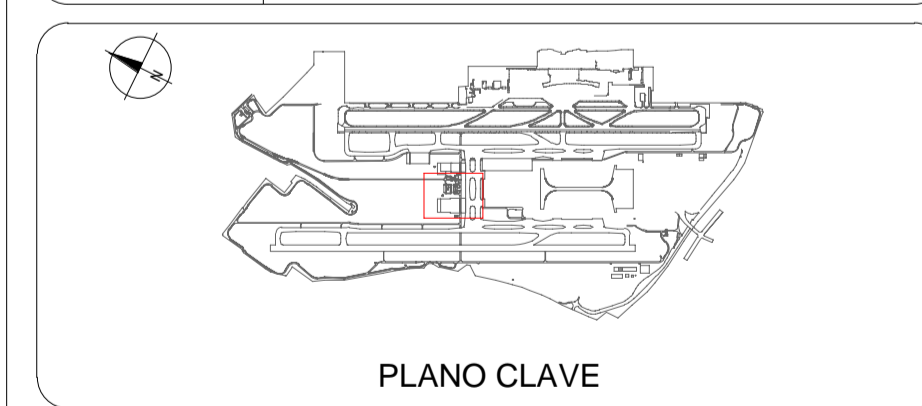
CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:

OSITRAN



PROYECTO:

PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

SUB-PROYECTO:

1210-TORRE DE CONTROL (ATCT)

DISCIPLINA:

ESTRUCTURAS

TÍTULO:

PLANTA PISO 1

PROYECTO:

NL

FASE:

FD

TIPO DOC:

DRW

ORIGINADOR:

ACM

FECHA:

24/07/2020

PLANO N°:

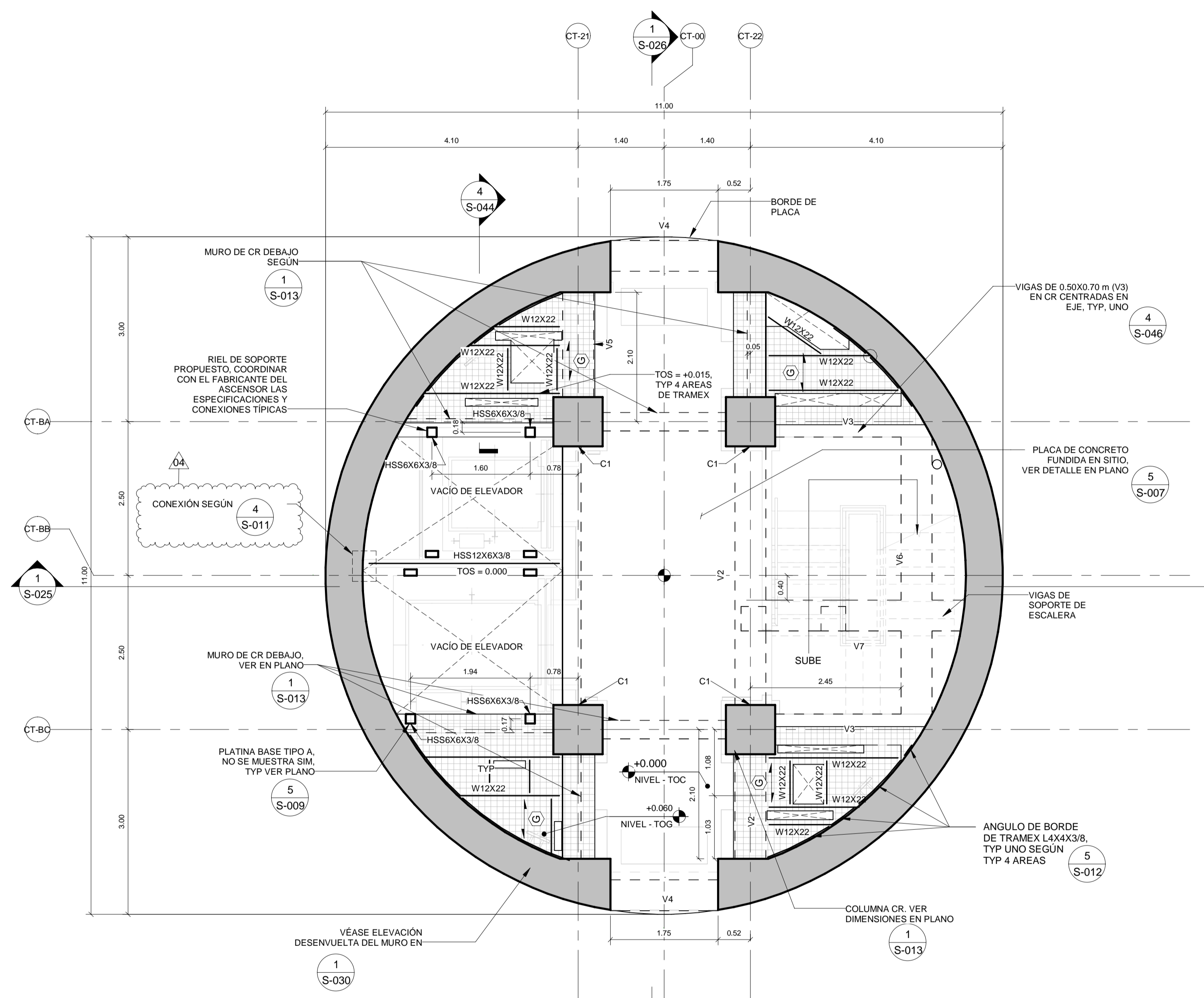
1210-SSZ11-A11130-014

ESCALA:

1:50

N° REVISIÓN:

04

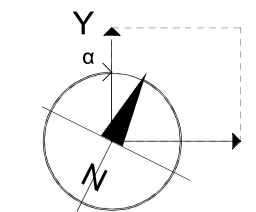


**ELEVACIONES RELATIVAS A NIVEL DE PISO:**

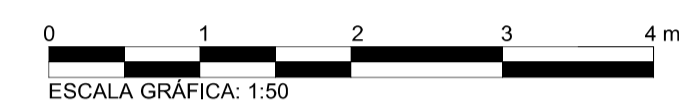
- LAS ELEVACIONES REFERIDAS EN PLANTA SE HACEN CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO 1 = -0.060m AL QUE SE LE ASIGNA LA ELEVACIÓN RELATIVA +0.000m EN PLANTA (VEASE NOTA 6 DE LAS NOTAS DE PLANTA).
- TOS = +0.015 TYP A MENOS QUE SE INDIQUE EN PLANTA.

**PLANTA DE PISO-1**  
Escala 1 : 50

ISSUE FOR CONSTRUCTION



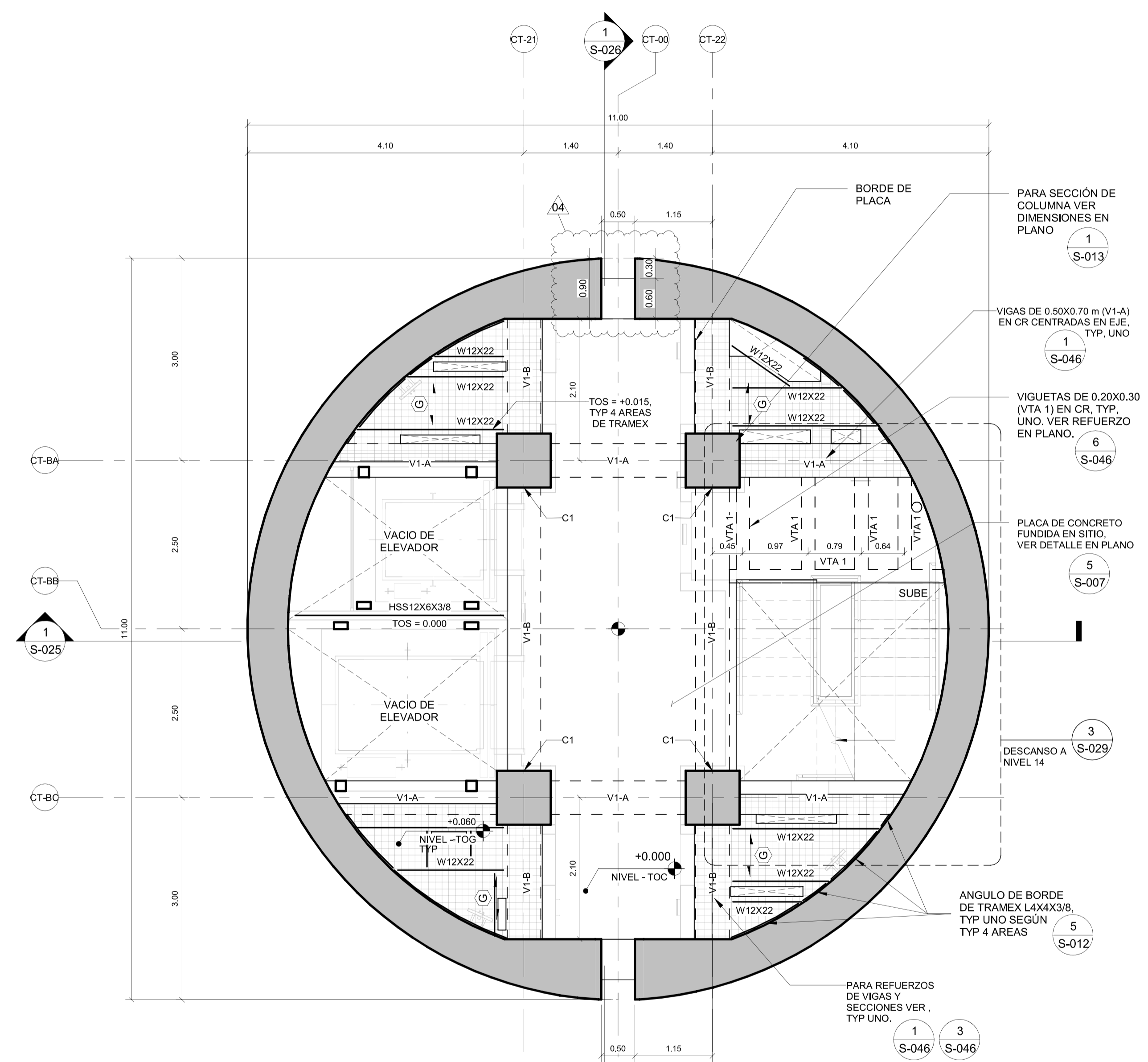
- NOTAS:
- NOTAS DE PLANTA:**
- PARA NOTAS GENERALES, SÍMBOLOS, ABBREVIATURAS, OBSERVACIONES E INSPECCIONES VER LOS PLANOS DEL S-005 AL S-012.
  - PARA LOS DETALLES TÍPICOS VER LOS PLANOS S-007 A S-012.
  - VERIFICAR TODAS LAS DIMENSIONES CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
  - EL CONTRATISTA COORDINARÁ CON TODOS LOS PLANOS PARA LA UBICACIÓN, TAMAÑO DE APERTURAS, PENETRACIÓN DE TUBERÍAS Y DUCTOS A TRAVÉS DE ELEMENTOS, CONDUCTOS, DRENAJES, DEPRESIONES, ETC.
  - ELEVACIÓN COTA O NIVEL SUPERIOR DEL CONCRETO ESTRUCTURAL SE INDICA EN LA PLANTA.
  - ELEVACIÓN NIVEL O COTA DE DATOS +0.00 QUE EQUIVALE AL NIVEL ARQUITECTÓNICO: 01\_FFL SEGÚN ARQUITECTURA, QUE CORRESPONDE AL NIVEL 13.10 mmnm. OTROS NIVELES MOSTRADOS EN EL SET DE PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ATCT SON RELATIVOS AL NIVEL DE REFERENCIA +0.00 UNO.
  - EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LOS REQUISITOS DE PESO, TAMAÑO, UBICACIÓN Y APERTURA DEL EQUIPO Y COORDINARÁ CUALQUIER DISCREPANCIA CON EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  - EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LAS UBICACIONES DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN LOS EQUIPOS PREVIO A FABRICACIÓN E IZAMIENTO.
  - LAS PIEZAS DEBEN ESTAR IGUALMENTE ESPACIADAS ENTRE LAS LÍNEAS DE EJES, UNO.
  - LAS FORMALETAS DE PLACAS ELEVADAS NO SE QUITARÁN HASTA QUE EL CONCRETO HAYA ALCANZADO LA CAPACIDAD A COMPRESIÓN ESPECIFICADA Y APROBACIÓN ES OTORGADA POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  - INDICA REJILLA METÁLICA (GRATE/TRAMEX O SIMILAR) CON BARRAS PRINCIPALES DE 1 3/4" x 3/16" Y BARRAS ATREVES SOLDADAS @ 0.10m MAX. GALVANIZADA CON SUPERFICIES ASERRADAS, TYP ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS PARA SOPORTE DE REJILLA AL REDEDOR DE PENETRACIONES SERÁ COORDINADO POR EL CONSTRUCTOR (EL CONTRATISTA).
  - PARA SÍMBOLOS, DE SELECCIÓN DE STEEL DECK O REJILLA METÁLICA VER S-001.



REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
04	24/07/20	WP2.1 IFC REV 2	GA	NE
03	19/05/20	WP2.1 IFC REV 1	GA	NE
02	09/12/19	ISSUE FOR CONSTRUCTION	GA	NE
01	05/12/19	ISSUE FOR BID	GA	NE
00	28/11/19	EMISIÓN INICIAL REV 00	GA	NE

DISEÑADO POR:	JOSE GONZALEZ (JG)	07/12/2019
DIBUJADO POR:	NICOLAS ORTEGA (NO)	25/09/2019
REVISADO POR:	GABRIEL ACERO (GA)	06/11/2019
VERIFICADO POR:	NELSON ECHEVERRÍA (NE)	08/12/2019
APROBADO POR:	RODOLFO MONTORO (RM)	09/12/2019
	NOMBRE (INICIALES)	FECHA



**ELEVACIONES RELATIVAS A NIVEL DE PISO:**

- LAS ELEVACIONES REFERIDAS EN PLANTA SE HACEN CON RESPECTO A LOS SIGUIENTES NIVELES DE REFERENCIA DEL TOC DEL NIVEL DE ACUERDO CON LA SIGUIENTE TABLA. A ESTOS NIVELES SE LES ASIGNA LA ELEVACIÓN RELATIVA +0.00m EN ESTA PLANTA. (VEASE NOTA 6 DE LAS NOTAS DE PLANTA).
- TOS = +0.015 TYP A MENOS QUE SE INDIQUE EN PLANTA.

NIVEL 02	= +4.215 m
NIVEL 03	= +6.915 m
NIVEL 04	= +15.815 m
NIVEL 05	= +21.315 m
NIVEL 06	= +27.015 m
NIVEL 07	= +32.715 m
NIVEL 08	= +38.415 m

**PLANTA TIPO PISOS 2-8**  
Escala 1 : 50

1 | 03\_TOC\_CT

RESPONSABLE DE DISEÑO:

CONCESIONARIO:

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

Rodolfo Humberto Montoro Llamosas  
Ingeniero Civil  
CIP N°93412

Jorge Napoleon Cardenas Maldonado  
REPRESENTANTE LEGAL  
AECOM

CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:

OSITRAN

PLANO CLAVE

PROYECTO: PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

SUB-PROYECTO: 1210-TORRE DE CONTROL (ATCT) DISCIPLINA: ESTRUCTURAS

TÍTULO: PLANTA DE PISOS 2 A 8

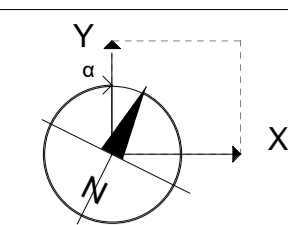
PROYECTO: FASE: TIPO DOC: ORIGINADOR: FECHA: NL FD DRW ACM 24/07/2020

PLANO N°: 1210-SSZ1N-A11130-015 ESCALA: 1:50

N° REVISIÓN: 04

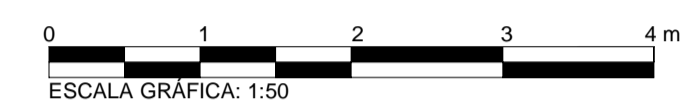
FACILITY DISC./SUB-DISC./TIPO/NIVEL PLANO CLAVE NÚMERO SERIA

ISSUE FOR CONSTRUCTION



NOTAS:

- NOTAS DE PLANTA:**
- PARA NOTAS GENERALES, SÍMBOLOS, ABBREVIATURAS, OBSERVACIONES E INSPECCIONES, VER LOS PLANOS DEL S-005 AL S-012.
  - PARA LOS DETALLES TÍPICOS VER LOS PLANOS S-007 A S-012.
  - VERIFICAR TODAS LAS DIMENSIONES CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
  - EL CONTRATISTA COORDINARÁ CON TODOS LOS PLANOS PARA LA UBICACIÓN, TAMAÑO DE APERTURAS, PENETRACIONES DE TUBERÍAS Y DUCTOS A TRAVÉS DE ELEMENTOS, CONDUCTOS, DRENAJES, DEPRESIONES, ETC.
  - ELEVACIÓN COTA O NIVEL SUPERIOR DEL CONCRETO ESTRUCTURAL SE INDICA EN LA PLANTA.
  - ELEVACIÓN, NIVEL O COTA DE DATOS +0.00 QUE EQUIVALE AL NIVEL ARQUITECTÓNICO: 01 FFL SEGÚN ARQUITECTURA, QUE CORRESPONDE AL NIVEL 13.10 msnm. OTROS NIVELES MOSTRADOS EN EL SET DE PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ATCT SON RELATIVOS AL NIVEL DE REFERENCIA +0.00 UNO.
  - EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LOS REQUISITOS DE PESO, TAMAÑO, UBICACIÓN Y APERTURA DEL EQUIPO Y COORDINARÁ CUALQUIER DISCREPANCIA CON EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  - EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LAS UBICACIONES DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN LOS EQUIPOS PREVIO A FABRICACIÓN E IZAMIENTO.
  - LAS PIEZAS DEBEN ESTAR IGUALMENTE ESPACIADAS ENTRE LAS LÍNEAS DE EJES, UNO.
  - LAS FÓRMALETAS DE PLACAS ELEVADAS NO SE QUITARÁN HASTA QUE EL CONCRETO HAYA ALCANZADO LA CAPACIDAD A COMPRESIÓN ESPECIFICADA Y APROBACIÓN ES OTORGADA POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  - INDICA REJILLA METÁLICA (GRATE/TRAMEX O SIMILAR) CON BARRAS PRINCIPALES DE 1 3/4" x 3/16" Y BARRAS ATREVES SOLDADAS @ 0.10m MAX, GALVANIZADA CON SUPERFICIES ASERADAS, TYP ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS PARA SOPORTE DE REJILLA ALREDEDOR DE PENETRACIONES SERÁ COORDINADO POR EL CONSTRUCTOR (EL CONTRATISTA).
  - PARA SÍMBOLOS, DE SELECCIÓN DE STEEL DECK O REJILLA METÁLICA VER S-001.

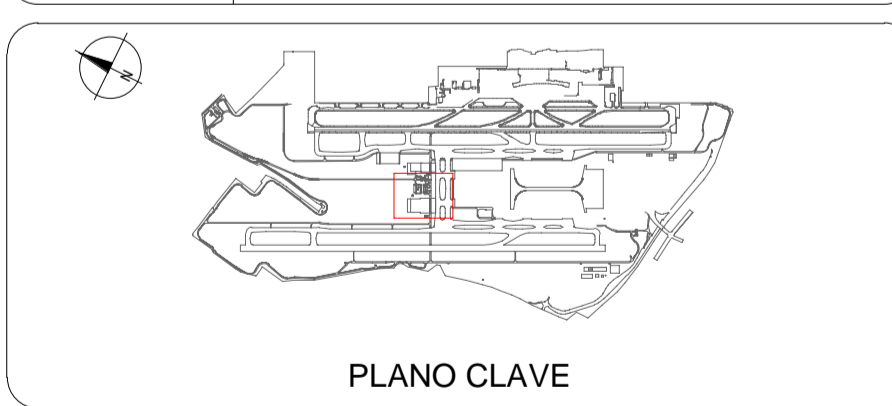


REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
04	24/07/2020	WP2.1 IFC REV 2	GA	NE
03	19/06/20	WP2.1 IFC REV.1	GA	NE
02	09/12/19	ISSUE FOR CONSTRUCTION	GA	NE
01	05/12/19	ISSUE FOR BID	GA	NE
00	28/11/19	EMISIÓN INICIAL REV 00	GA	NE

RESPONSABLE DE DISEÑO:		
<b>AECOM</b>		
CONCESIONARIO:		
<b>LAP</b> LIMA AIRPORT PARTNERS		

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):		
CONTRATISTA:		
LAP:		

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ		
SUPERVISOR:		
OSITRAN:		



PROYECTO:	
PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM	

SUB-PROYECTO:	DISCIPLINA:
1210-TORRE DE CONTROL (ATCT)	ESTRUCTURAS

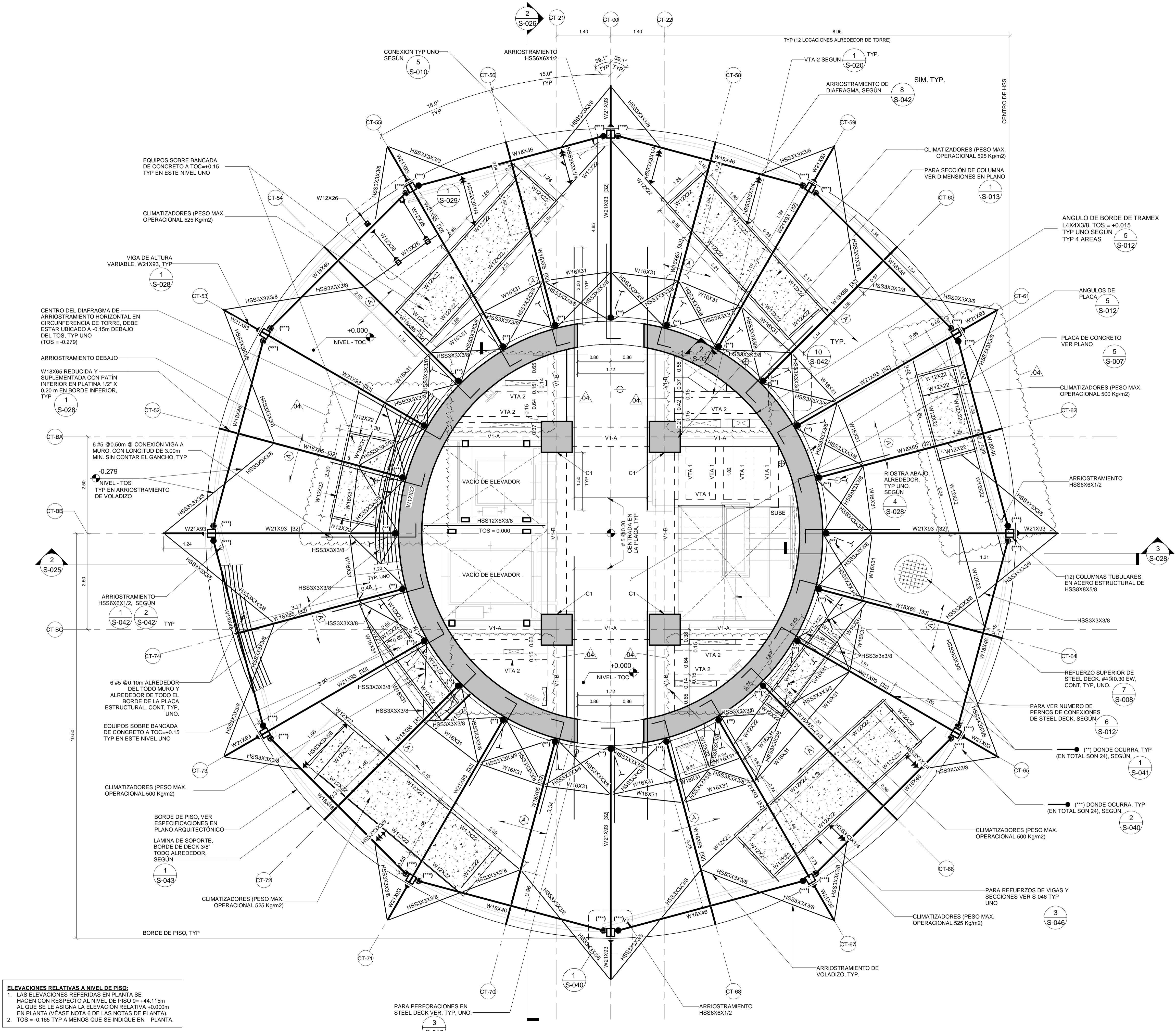
TÍTULO:	PLANTA PISO 9
---------	---------------

PROYECTO:	FASE:	TIPO DOC:	ORIGINADOR:	FECHA:
NL	FD	DRW	ACM	24/07/2020

PLANO N°:	ESCALA:	N° REVISIÓN:
1210-SS219-A11130-017	1:50	04

FACILITY:	DISC./SUB-DISC./TIPO/NIVEL:	PLANO CLAVE:	NÚMERO SECC:

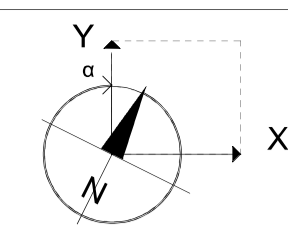
ISSUE FOR CONSTRUCTION



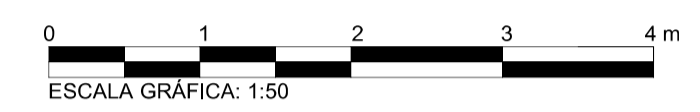
**ELEVACIONES RELATIVAS A NIVEL DE PISO:**

- LAS ELEVACIONES REFERIDAS EN PLANTA SE HACEN CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO 0a +44.115m AL QUE SE LE ASIGNA LA ELEVACIÓN RELATIVA +0.000m EN PLANTA (VÉASE NOTA 6 DE LAS NOTAS DE PLANTA).
- TOS = -0.165 TYP A MENOS QUE SE INDIQUE EN PLANTA.

**PLANTA PISO 9**  
Escala 1 : 50



- NOTAS:
- NOTAS DE PLANTA:**
1. PARA NOTAS GENERALES, SÍMBOLOS, ABBREVIATURAS, OBSERVACIONES E INSPECCIONES, VER LOS PLANOS DEL S-005 AL S-012.
  2. PARA LOS DETALLES TÍPICOS VER LOS PLANOS S-007 A S-012.
  3. VERIFICAR TODAS LAS DIMENSIONES CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
  4. EL CONTRATISTA COORDINARÁ CON TODOS LOS PLANOS PARA LA UBICACIÓN, TAMAÑO DE APERTURAS, PENETRACIÓN DE TUBERÍAS Y DUCTOS A TRAVÉS DE ELEMENTOS, CONDUCTOS, DRENAJES, DEPRESIONES, ETC.
  5. ELEVACIÓN COTA O NIVEL SUPERIOR DEL CONCRETO ESTRUCTURAL SE INDICA EN LA PLANTA.
  6. ELEVACIÓN, NIVEL O COTA DE DATOS +0.00 QUE EQUIVALE AL NIVEL ARQUITECTÓNICO 01 FFL SEGUN ARQUITECTURA, QUE CORRESPONDE AL NIVEL 13.10 mm. OTROS NIVELES MOSTRADOS EN EL SET DE PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ATCT SON RELATIVOS AL NIVEL DE REFERENCIA +0.00 UNO.
  7. EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LOS REQUISITOS DE PESO, TAMAÑO, UBICACIÓN Y APERTURA DEL EQUIPO Y COORDINARÁ CUALQUIER DISCREPANCIA CON EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  8. EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LAS UBICACIONES DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN LOS EQUIPOS PREVIO A FABRICACIÓN E IZAMIENTO.
  9. LAS PIEZAS DEBEN ESTAR IGUALMENTE ESPACIADAS ENTRE LAS LINEAS DE EJES, UNO.
  10. LAS FORMALETAS DE PLACAS ELEVADAS NO SE QUITARÁN HASTA QUE EL CONCRETO HAYA ALCANZADO LA CAPACIDAD A COMPRESIÓN ESPECIFICADA Y APROBACIÓN ES OTORGADA POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  11. INDICA REJILLA METÁLICA (GRATE/FRAMEX O SIMILAR) CON BARRAS PRINCIPALES DE 3/4" x 3/16" Y BARRAS ATREVES SOLDADAS @ 0.10m MAX. GALVANIZADA CON SUPERFICIE ASERADAS, TYP ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS PARA SOPORTE DE REJILLA ALREDEDOR DE PENETRACIONES SERÁ COORDINADO POR EL CONSTRUCTOR (EL CONTRATISTA).
  12. PARA SÍMBOLOS, DE SELECCIÓN DE STEEL DECK O REJILLA METÁLICA VER S-001.



REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
04	24/07/20	WP2.1 IFC REV 2	GA	NE
03	19/05/20	WP2.1 IFC REV 1	GA	NE
02	09/12/19	ISSUE FOR CONSTRUCTION	GA	NE
01	05/12/19	ISSUE FOR BID	GA	NE
00	28/11/19	EMISIÓN INICIAL REV 00	GA	NE

DISEÑADO POR:	JOSE GONZALEZ (JG)	07/12/2019
DIBUJADO POR:	NICOLAS ORTEGA (NO)	25/09/2019
REVISADO POR:	GABRIEL ACERO (GA)	06/11/2019
VERIFICADO POR:	NELSON ECHEVERRÍA (NE)	08/12/2019
APROBADO POR:	RODOLFO MONTORO (RM)	09/12/2019
	NOMBRE (INICIALES)	FECHA
		FIRMA

RESPONSABLE DE DISEÑO:

**AECOM**

CONCESIONARIO:

**LAP**  
LIMA AIRPORT PARTNERS

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

*Rodolfo Montoro Llamas*  
Rodolfo Humberto Montoro Llamas  
Ingeniero Civil  
CIP 1193412

*Jorge Cardenas Maldonado*  
Jorge Napoleon Cardenas Maldonado  
REPRESENTANTE LEGAL  
**AECOM**

CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:

**OSITRAN**

PLANO CLAVE

PROYECTO:

**PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM**

SUB-PROYECTO:

**1210-TORRE DE CONTROL (ATCT)**

DISCIPLINA:

**ESTRUCTURAS**

TÍTULO:

**PLANTA PISO 10**

PROYECTO:

**NL**

FASE:

**FD**

TIPO DOC:

**DRW**

ORIGINADOR:

**ACM**

FECHA:

**24/07/2020**

PLANO N°:

**1210-SSZ1N-A11130-018**

ESCALA:

**1:50**

N° REVISIÓN:

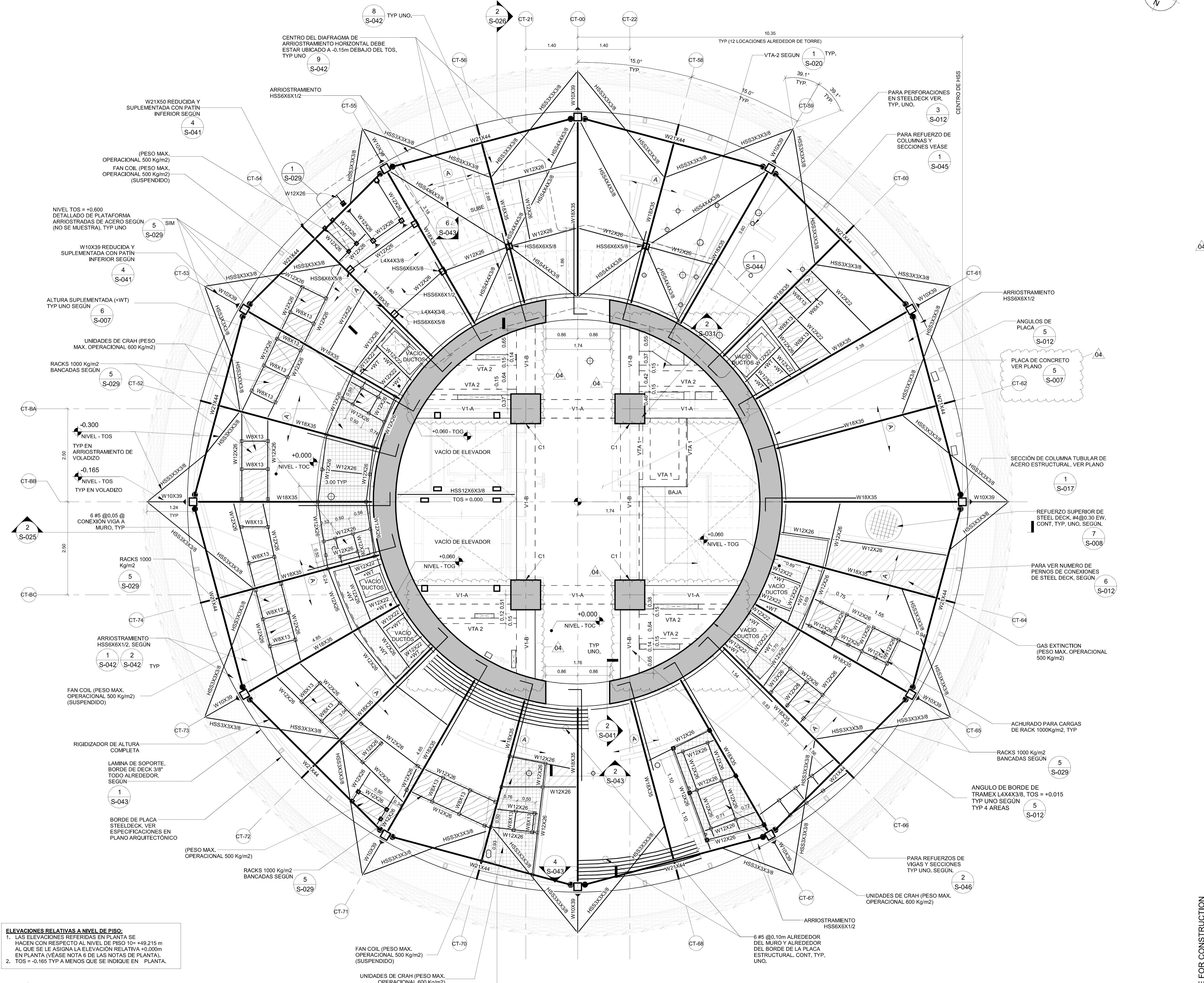
**04**

FACILITY

DESC./SUB-DISC./TIPO/NIVEL

PLANO CLAVE

NÚMERO SERIA

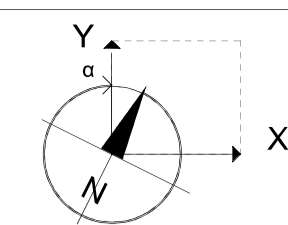


**ELEVACIONES RELATIVAS A NIVEL DE PISO:**

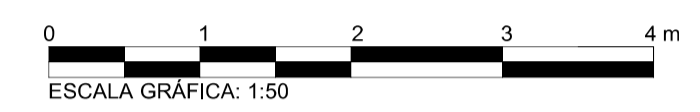
1. LAS ELEVACIONES REFERIDAS EN PLANTA SE HACEN CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO 10+49.215 m AL QUE SE LE ASIGNA LA ELEVACIÓN RELATIVA +0.000m EN PLANTA (VEASE NOTA 6 DE LAS NOTAS DE PLANTA).
2. TOS = -0.165 TYP A MENOS QUE SE INDIQUE EN PLANTA.

**PLANTA PISO 10**  
Escala 1 : 50

ISSUE FOR CONSTRUCTION



- NOTAS:  
**NOTAS DE PLANTA:**  
 1. PARA NOTAS GENERALES, SÍMBOLOS, ABBREVIATURAS, OBSERVACIONES E INSPECCIONES, VER LOS PLANOS DEL S-005 AL S-012.  
 2. PARA LOS DETALLES TÍPICOS VER LOS PLANOS S-007 A S-012.  
 3. VERIFICAR TODAS LAS DIMENSIONES CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.  
 4. EL CONTRATISTA COORDINARÁ CON TODOS LOS PLANOS PARA LA UBICACIÓN, TAMAÑO DE APERTURAS, PENETRACIÓN DE TUBERÍAS Y DUCTOS A TRAVÉS DE ELEMENTOS, CONDUCTOS, DRENAJES, DEPRESIONES, ETC.  
 5. ELEVACIÓN COTA O NIVEL SUPERIOR DEL CONCRETO ESTRUCTURAL SE INDICA EN LA PLANTA.  
 6. ELEVACIÓN, NIVEL O COTA DE DATOS +0.00 QUE EQUIVALE AL NIVEL ARQUITECTÓNICO 01\_PFL SEGUN ARQUITECTURA, QUE CORRESPONDE AL NIVEL 13.10 msnm. OTROS NIVELES MOSTRADOS EN EL SET DE PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ATCT SON RELATIVOS AL NIVEL DE REFERENCIA +0.00 UNO.  
 7. EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LOS REQUISITOS DE PESO, TAMAÑO, UBICACIÓN Y APERTURA DEL EQUIPO Y COORDINARÁ CUALQUIER DISCREPANCIA CON EL INGENIERO ESTRUCTURAL.  
 8. EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LAS UBICACIONES DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN LOS EQUIPOS PREVIO A FABRICACIÓN E IZAMIENTO.  
 9. LAS PIEZAS DEBEN ESTAR IGUALMENTE ESPACIADAS ENTRE LAS LINEAS DE EJES, UNO.  
 10. LAS FORMALETAS DE PLACAS ELEVADAS NO SE QUITARÁN HASTA QUE EL CONCRETO HAYA ALCANZADO LA CAPACIDAD A COMPRESIÓN ESPECIFICADA Y APROBACIÓN ES OTORGADA POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.  
 11. INDICA REJILLA METÁLICA (GRATE/FRAMEX O SIMILAR) CON BARRAS PRINCIPALES DE 134" x 316" Y BARRAS ATREVES SOLDADAS @ 0.10m MAX. GALVANIZADA CON SUPERFICIES ASERRADAS, TYP ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS PARA SOPORTE DE REJILLA ALREDEDOR DE PENETRACIONES DEBEN COORDINAR POR EL CONSTRUCTOR (EL CONTRATISTA).  
 12. PARA SÍMBOLOS, DE SELECCIÓN DE STEEL DECK O REJILLA METÁLICA VER S-001.



REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
04	24/07/20	WP2.1 IFC REV 2	GA	NE
03	19/05/20	WP2.1 IFC REV 1	GA	NE
02	09/12/19	ISSUE FOR CONSTRUCTION	GA	NE
01	05/12/19	ISSUE FOR BID	GA	NE
00	28/11/19	EMISIÓN INICIAL REV 00	GA	NE

RESPONSABLE DE DISEÑO:

**AECOM**

CONCESIONARIO:

**LAP**  
LIMA AIRPORT PARTNERS

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

*Rodolfo Humberto Montoro Llamas*  
 Rodolfo Humberto Montoro Llamas  
 Ingeniero Civil  
 OIP N° 193412

*Jorge Napoleón Cardenas Maldonado*  
 Jorge Napoleón Cardenas Maldonado  
 REPRESENTANTE LEGAL  
**AECOM**

CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:

OSITRAN:

PLANO CLAVE

PROYECTO: PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

SUB-PROYECTO: 1210-TORRE DE CONTROL (ATCT) DISCIPLINA: ESTRUCTURAS

TÍTULO: PLANTA PISO 11

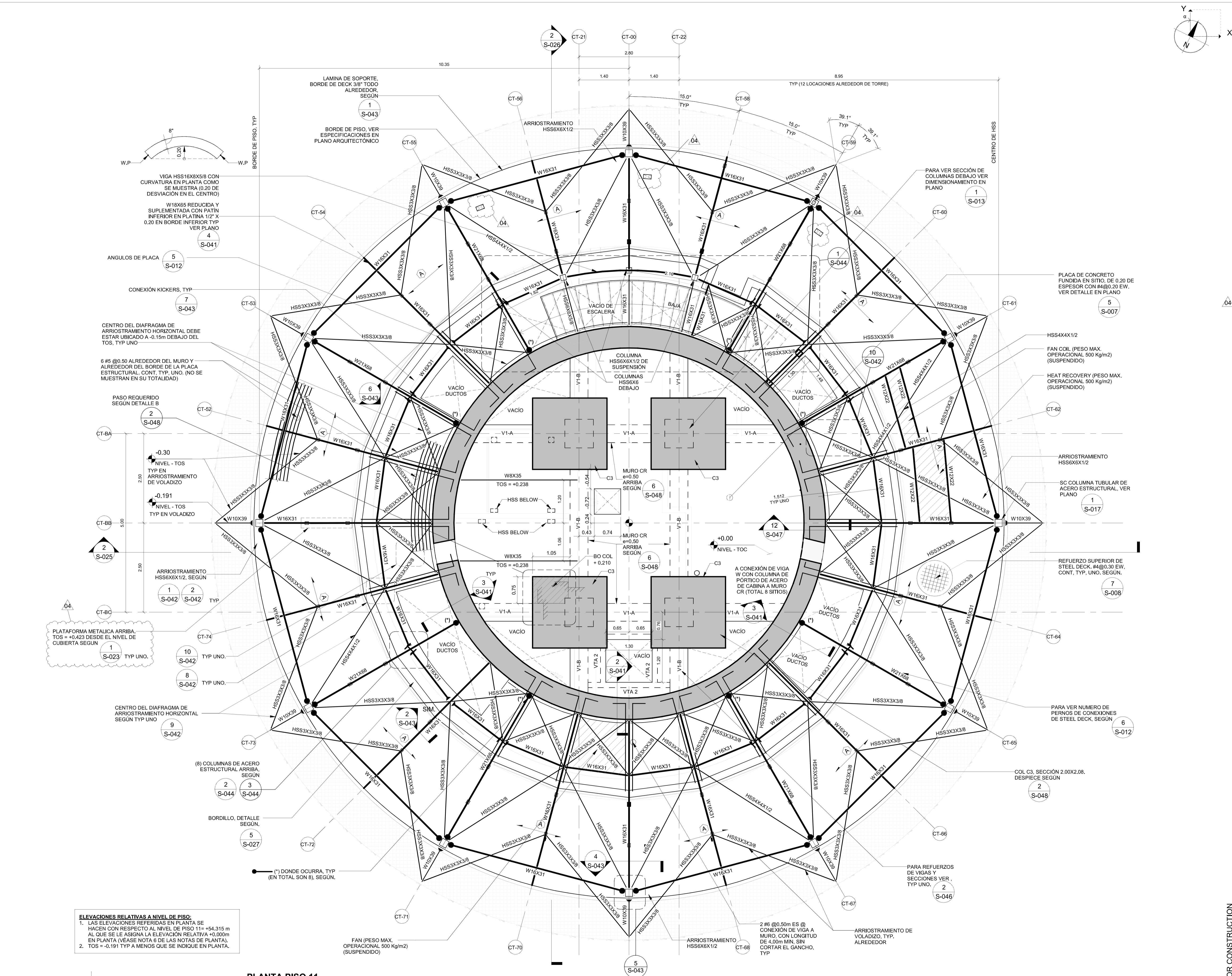
PROYECTO: FASE: TIPO DOC: ORIGINADOR: FECHA: 24/07/2020

NL FD DRW ACM

PLANO N°: 1210-SS21N-A11130-019 ESCALA: 1:50

N° REVISIÓN: 04

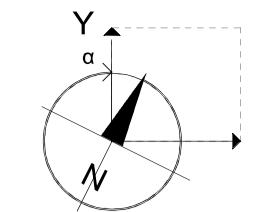
FACILITY DISC./SUB-DISC./TIPO/NIVEL PLANO CLAVE NÚMERO SERIA



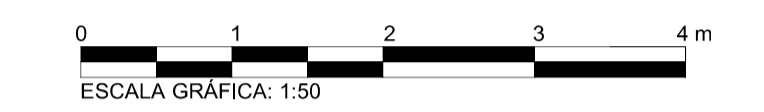
**PLANTA PISO 11**  
Escala 1 : 50

**ELEVACIONES RELATIVAS A NIVEL DE PISO:**  
 1. LAS ELEVACIONES REFERIDAS EN PLANTA SE HACEN CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO 11 = +54.315 m AL QUE SE LE ASIGNA LA ELEVACIÓN RELATIVA +0.000m EN PLANTA (VÉASE NOTA 6 DE LAS NOTAS DE PLANTA).  
 2. TOS = -0.191 TYP A MENOS QUE SE INDIQUE EN PLANTA.

ISSUE FOR CONSTRUCTION



- NOTAS:
- NOTAS DE PLANTA:**
1. PARA NOTAS GENERALES, SÍMBOLOS, ABBREVIATURAS, OBSERVACIONES E INSPECCIONES, VER LOS PLANOS DEL S-005 AL S-012.
  2. PARA LOS DETALLES TÍPICOS VER LOS PLANOS S-007 A S-012.
  3. VERIFICAR TODAS LAS DIMENSIONES CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
  4. EL CONTRATISTA COORDINARÁ CON TODOS LOS PLANOS PARA LA UBICACIÓN, TAMAÑO DE APERTURAS, PENETRACION DE TUBERÍAS Y DUCTOS A TRAVÉS DE ELEMENTOS, CONDUCTOS, DRENAJES, DEPRESIONES, ETC.
  5. ELEVACIÓN COTA O NIVEL SUPERIOR DEL CONCRETO ESTRUCTURAL SE INDICA EN LA PLANTA.
  6. ELEVACIÓN, NIVEL O COTA DE DATOS +0.00 QUE EQUIVALE AL NIVEL ARQUITECTÓNICO: 01\_FFL SEGUN ARQUITECTURA, QUE CORRESPONDE AL NIVEL 13.10 mm. OTROS NIVELES MOSTRADOS EN EL SET DE PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ATCT SON RELATIVOS AL NIVEL DE REFERENCIA +0.00 UNO.
  7. EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LOS REQUISITOS DE PESO, TAMAÑO, UBICACIÓN Y APERTURA DEL EQUIPO Y COORDINARÁ CUALQUIER DISCREPANCIA CON EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  8. EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LAS UBICACIONES DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN LOS EQUIPOS PREVIO A FABRICACIÓN E IZAMIENTO.
  9. LAS PIEZAS DEBEN ESTAR IGUALMENTE ESPACIADAS ENTRE LAS LINEAS DE EJES, UNO.
  10. LAS FORMALETAS DE PLACAS ELEVADAS NO SE QUITARÁN HASTA QUE EL CONCRETO HAYA ALCANZADO LA CAPACIDAD A COMPRESIÓN ESPECIFICADA Y APROBACIÓN ES OTORGADA POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  11. INDICA REJILLA METÁLICA (GRATE/FRAMEX O SIMILAR) CON BARRAS PRINCIPALES DE 1.34" x 3.16" Y BARRAS ATREVES SOLDADAS @ 0.10m MAX. GALVANIZADA CON SUPERFICIES ASERRADAS, TYP ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS PARA SOPORTE DE REJILLA ALREDEDOR DE PENETRACIONES SERÁ COORDINADO POR EL CONSTRUCTOR (EL CONTRATISTA).
  12. PARA SÍMBOLOS, DE SELECCIÓN DE STEEL DECK O REJILLA METÁLICA VER S-001.



REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
04	24/07/20	WP2.1 IFC REV 2	GA	NE
03	19/05/20	WP2.1 IFC REV 1	GA	NE
02	09/12/19	ISSUE FOR CONSTRUCTION	GA	NE
01	05/12/19	ISSUE FOR BID	GA	NE
00	28/11/19	EMISIÓN INICIAL REV 00	GA	NE

DISEÑADO POR:	JOSE GONZALEZ (JG)	07/12/2019	
DIBUJADO POR:	NICOLAS ORTEGA (NO)	25/09/2019	
REVISADO POR:	GABRIEL ACERO (GA)	06/11/2019	
VERIFICADO POR:	NELSON ECHEVERRIA (NE)	08/12/2019	
APROBADO POR:	RODOLFO MONTORO (RM)	09/12/2019	
	NOMBRE (INICIALES)	FECHA	FIRMA

RESPONSABLE DE DISEÑO:

CONCESIONARIO:

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

Rodolfo Humberto Montoro Llamosas  
Ingeniero Civil  
CIP N°93412

Jorge Napoleon Cardenas Maldonado  
REPRESENTANTE LEGAL  
AECOM

CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:

OSITRAN

PLANO CLAVE

PROYECTO: PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

SUB-PROYECTO: 1210-TORRE DE CONTROL (ATCT) DISCIPLINA: ESTRUCTURAS

TÍTULO: PLANTA DE CABINA

PROYECTO: NL FASE: FD TIPO DOC: DRW ORIGINADOR: ACM FECHA: 24/07/2020

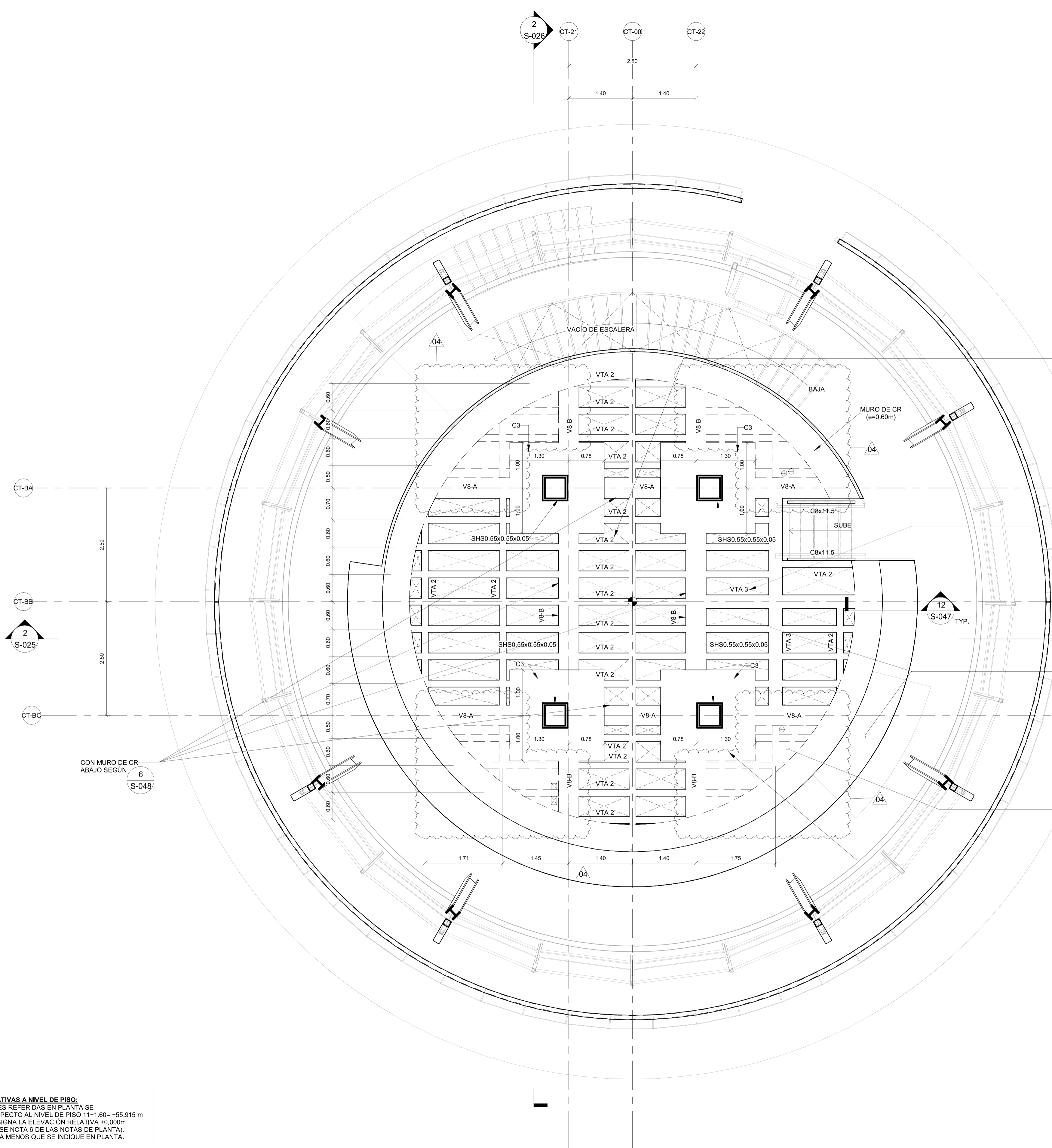
PLANO N°: 1210-SSZ1C-A11130-020 ESCALA: 1:50

N° REVISIÓN: 04

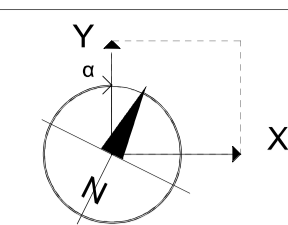
FACILITY DISC./SUB-DISC./TIPO/NIVEL PLANO CLAVE NÚMERO SERIA

**ELEVACIONES RELATIVAS A NIVEL DE PISO:**

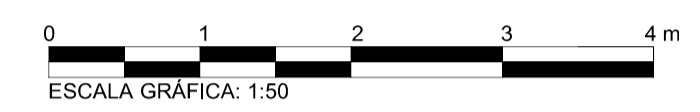
1. LAS ELEVACIONES REFERIDAS EN PLANTA SE HACEN CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO 11+1.60= +55.915 m AL QUE SE LE ASIGNA LA ELEVACIÓN RELATIVA +0.000m EN PLANTA (VEASE NOTA 6 DE LAS NOTAS DE PLANTA).
2. TOC = 0.000 TYP A MENOS QUE SE INDIQUE EN PLANTA.



ISSUE FOR CONSTRUCTION



- NOTAS:
- NOTAS DE PLANTA:**
- PARA NOTAS GENERALES, SÍMBOLOS, ABBREVIATURAS, OBSERVACIONES E INSPECCIONES, VER LOS PLANOS DEL S-001 AL S-012.
  - PARA LOS DETALLES TÍPICOS VER LOS PLANOS S-007 A S-012.
  - VERIFICAR TODAS LAS DIMENSIONES CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
  - EL CONTRATISTA COORDINARÁ CON TODOS LOS PLANOS PARA LA UBICACIÓN, TAMAÑO DE APERTURAS, PENETRACIÓN DE TUBERÍAS Y DUCTOS A TRAVÉS DE ELEMENTOS, CONDUCTOS, DRENAJES, DEPRESIONES, ETC.
  - ELEVACION COTA O NIVEL SUPERIOR DEL CONCRETO ESTRUCTURAL SE INDICA EN LA PLANTA.
  - ELEVACION, NIVEL O COTA DE DATOS +0.00 QUE EQUIVALE AL NIVEL ARQUITECTÓNICO 01 FFL SEGÚN ARQUITECTURA, QUE CORRESPONDE AL NIVEL 13.10 mm. OTROS NIVELES MOSTRADOS EN EL SET DE PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ATCT SON RELATIVOS AL NIVEL DE REFERENCIA +0.00 UNO.
  - EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LOS REQUISITOS DE PESO, TAMAÑO, UBICACIÓN Y APERTURA DEL EQUIPO Y COORDINARÁ CUALQUIER DISCREPANCIA CON EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  - EL CONTRATISTA VERIFICARÁ LAS UBICACIONES DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN LOS EQUIPOS PREVIO A FABRICACIÓN E IZAMIENTO.
  - LAS PIEZAS DEBEN ESTAR, IGUALMENTE ESPACIADAS ENTRE LAS LINEAS DE EJES, UNO.
  - LAS FORMALETAS DE PLACAS ELEVADAS NO SE QUITARÁN HASTA QUE EL CONCRETO HAYA ALCANZADO LA CAPACIDAD A COMPRESIÓN ESPECIFICADA Y APROBACIÓN ES OTORGADA POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
  - INDICA REJILLA METÁLICA (GRATE/TRAMEX O SIMILAR) CON BARRAS PRINCIPALES DE 1 3/4" x 3/16" Y BARRAS ATREVES SOLDADAS @ 0.10m MAX. GALVANIZADA CON SUPERFICIAS ASERRADAS, TYP ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS PARA SOPORTE DE REJILLA ALREDEDOR DE PENETRACIONES SERÁ COORDINADO POR EL CONSTRUCTOR (EL CONTRATISTA).
  - PARA SÍMBOLOS, DE SELECCIÓN DE STEEL DECK O REJILLA METÁLICA VER S-001.



REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISION	REV. POR	VERIF. POR
04	24/07/20	WP2.1 IFC REV 2	GA	NE
03	19/05/20	WP2.1 IFC REV 1	GA	NE
02	09/12/19	ISSUE FOR CONSTRUCTION	GA	NE
01	05/12/19	ISSUE FOR BID	GA	NE
00	28/11/19	EMISION INICIAL REV 00	GA	NE

RESPONSABLE DE DISEÑO:

CONCESIONARIO:

AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

Rodolfo Humberto Montoro Llamas  
Ingeniero Civil  
CIP N° 193412

Jorge Napoleon Cardenas Maldonado  
REPRESENTANTE LEGAL  
AECOM

CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:

OSITRAN

PLANO CLAVE

PROYECTO:

PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

SUB-PROYECTO:

1210-TORRE DE CONTROL (ATCT)

DISCIPLINA:

ESTRUCTURAS

TÍTULO:

PLANTA DE CUBIERTA - CABINA

PROYECTO:

NL

FASE:

FD

TIPO DOC:

DRW

ORIGINADOR:

ACM

FECHA:

24/07/2020

PLANO N°:

1210-SS21C-A11130-021

ESCALA:

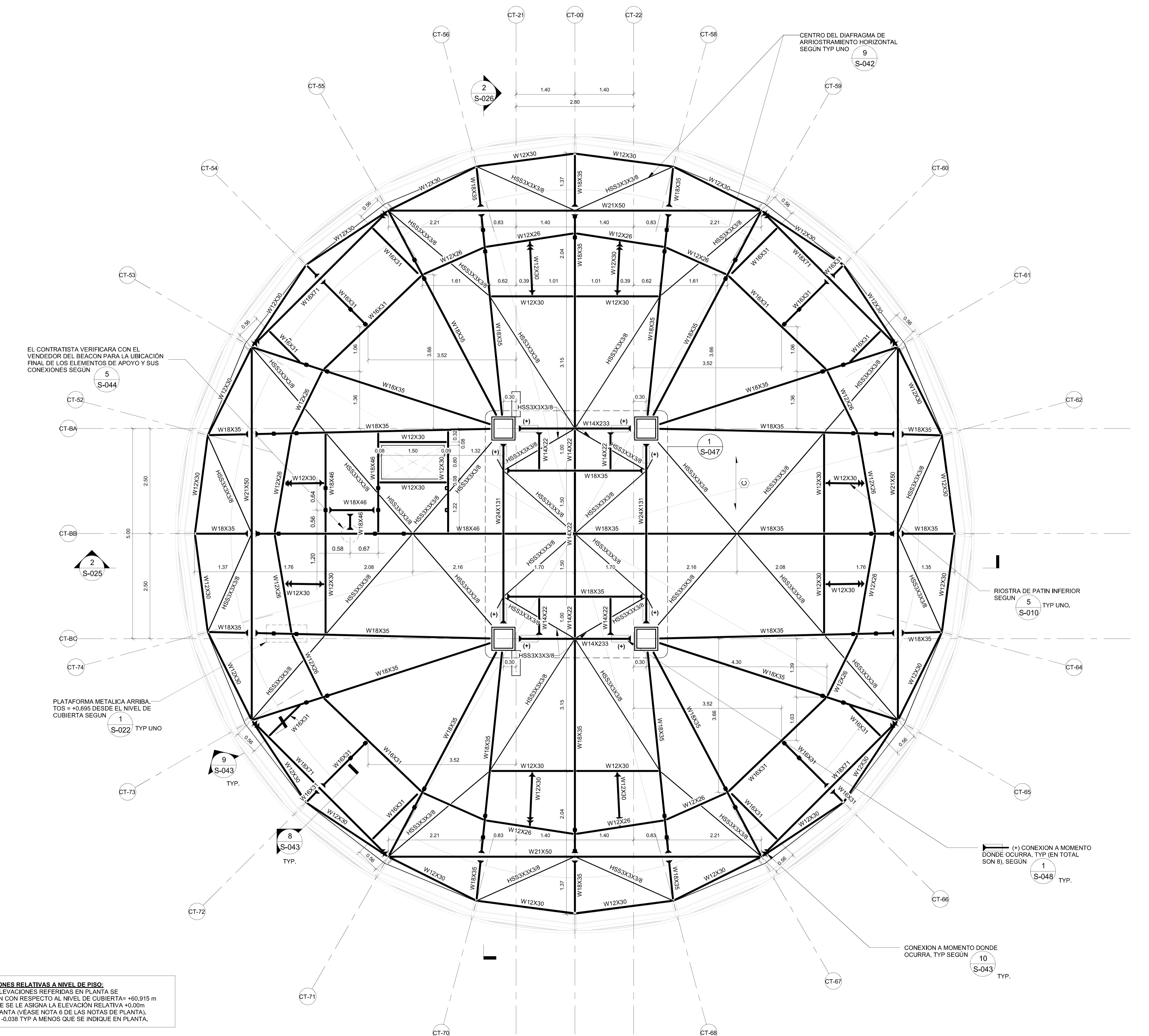
1:50

N° REVISIÓN:

04

FACILITY	DISC./SUB-DISC./TIPO/NIVEL	PLANO CLAVE	NÚMERO SERIAL

ISSUE FOR CONSTRUCTION



EL CONTRATISTA VERIFICARÁ CON EL VENDEDOR DEL BEACON PARA LA UBICACIÓN FINAL DE LOS ELEMENTOS DE APOYO Y SUS CONEXIONES SEGUN

PLATAFORMA METALICA ARRIBA. TOS = +0.695 DESDE EL NIVEL DE CUBIERTA SEGUN

RIOSTRA DE PATIN INFERIOR SEGUN TYP UNO.

(+) CONEXION A MOMENTO DONDE OCURRA, TYP EN TOTAL SON 8, SEGUN

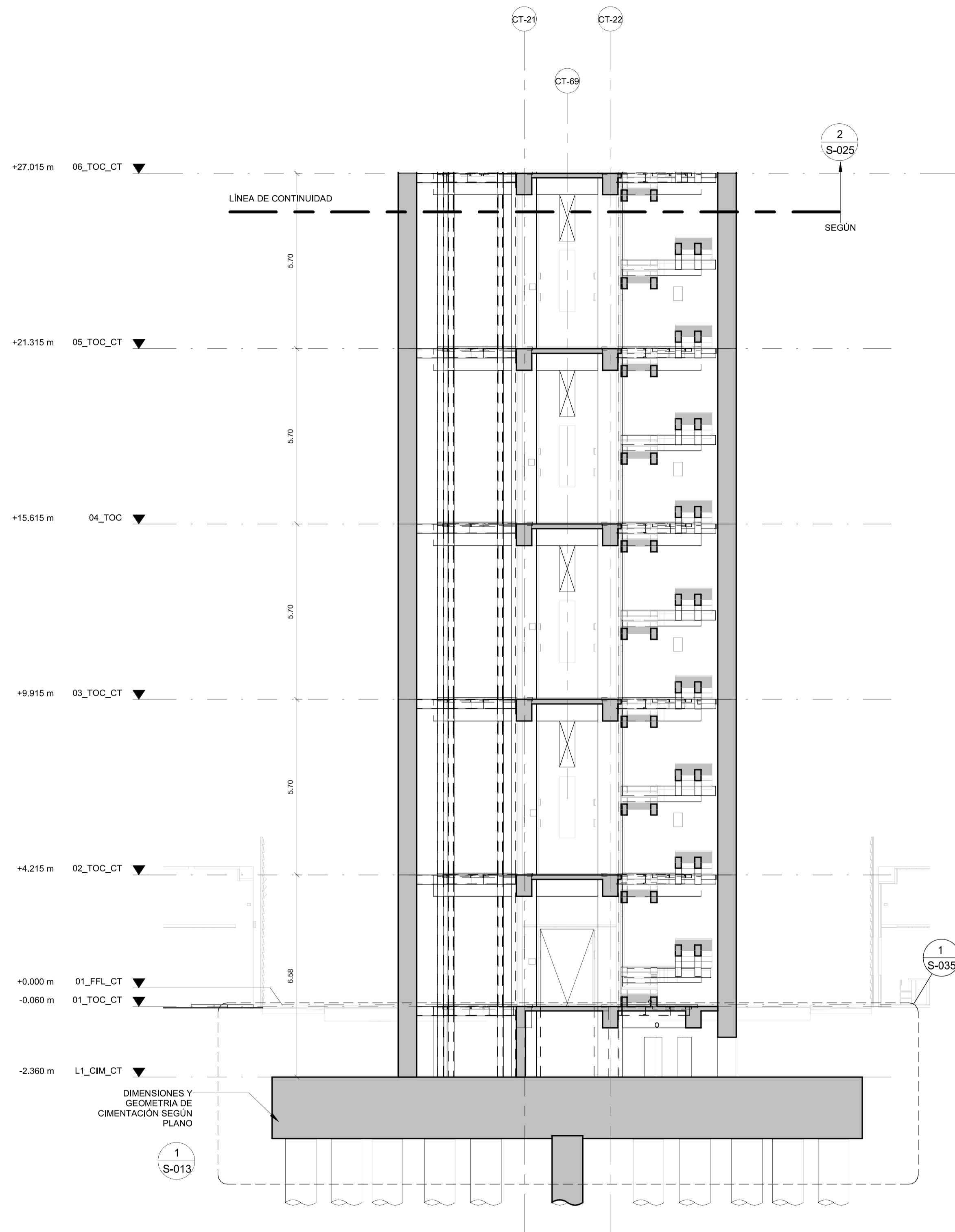
CONEXION A MOMENTO DONDE OCURRA, TYP SEGUN

**ELEVACIONES RELATIVAS A NIVEL DE PISO:**

- LAS ELEVACIONES REFERIDAS EN PLANTA SE HACEN CON RESPECTO AL NIVEL DE CUBIERTA = +0.915 m AL QUE SE LE ASIGNA LA ELEVACION RELATIVA = 0.00m EN PLANTA (VEASE NOTA 6 DE LAS NOTAS DE PLANTA).
- TOS = -0.038 TYP A MENOS QUE SE INDIQUE EN PLANTA.

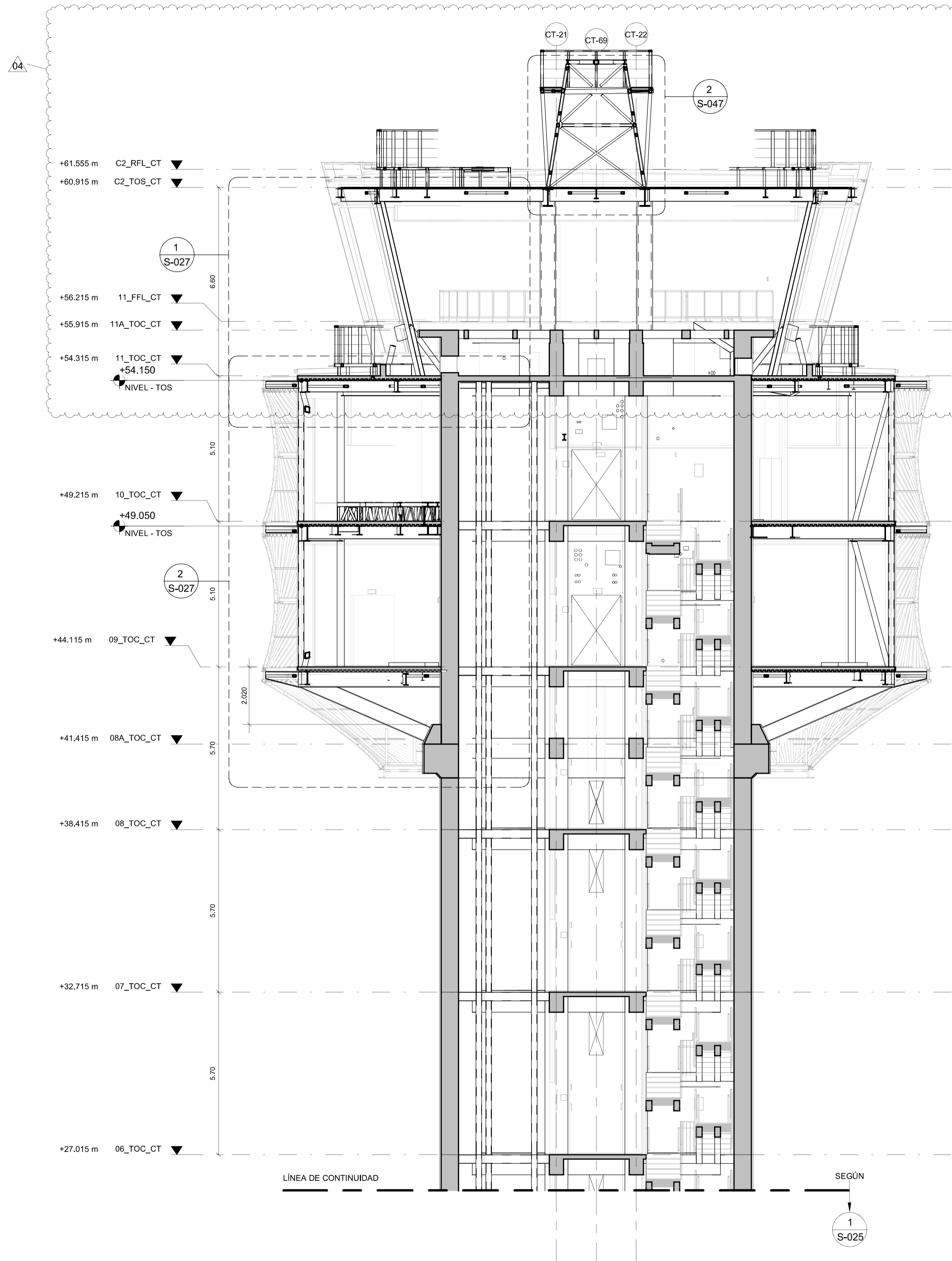
**PLANTA DE CUBIERTA**

1 C2\_TOS\_CT Escala 1:50



**CORTE TRANSVERSAL DE LA TORRE-A**  
Escala 1 : 100

1



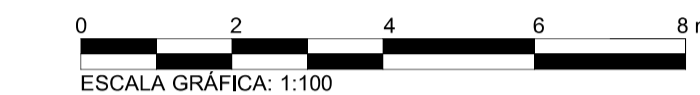
**CORTE TRANSVERSAL DE LA TORRE-B**  
Escala 1 : 100

2

NOTAS:

**NOTAS DEL PLANO**

1. VEASE LISTADO DE PLANOS EN PLANO S-001.
2. ELEVACION, NIVEL O COTA DE DATOS +0.00 QUE EQUIVALE AL NIVEL ARQUITECTÓNICO: 01\_FFL SEGUN ARQUITECTURA, QUE CORRESPONDE AL NIVEL 13.10 mm. OTROS NIVELES MOSTRADOS EN EL SET DE PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ATCT SON RELATIVOS AL NIVEL DE REFERENCIA +0.00 UNO.



REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISION	REV. POR	VERIF. POR
04	24/07/20	WP2.1 IFC REV 2	GA	NE
03	19/05/20	_WP2.1 IFC REV.1	GA	NE
02	09/12/19	ISSUE FOR CONSTRUCTION	GA	NE
01	05/12/19	ISSUE FOR BID	GA	NE
00	28/11/19	EMISION INICIAL REV 00	GA	NE

DISEÑADO POR:	JOSE GONZALEZ (JG)	07/12/2019
DIBUJADO POR:	NICOLAS ORTEGA (NO)	25/09/2019
VERIFICADO POR:	GABRIEL ACERO (GA)	06/11/2019
REVISADO POR:	NELSON ECHEVERRIA (NE)	08/12/2019
APROBADO POR:	RODOLFO MONTORO (RM)	09/12/2019
	NOMBRE (INICIALES)	FECHA
		FIRMA

RESPONSABLE DE DISEÑO:  
**AECOM**

CONCESIONARIO:  
**LAP**  
LIMA AIRPORT PARTNERS

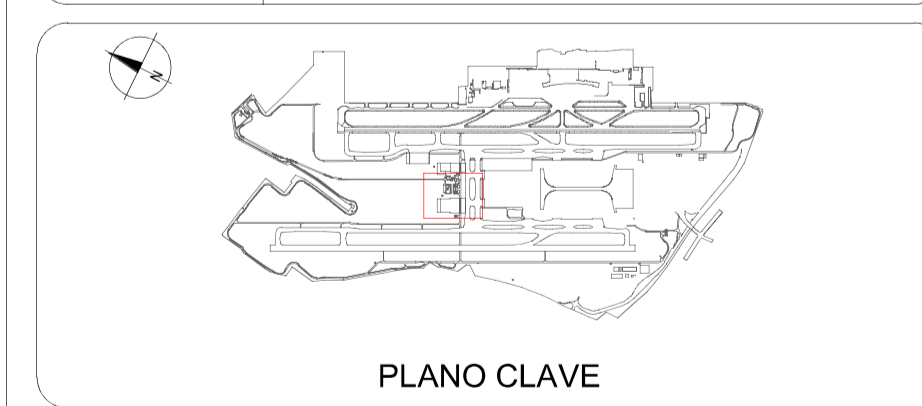
AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):  
Rodolfo Humberto Montoro Llamosas  
Ingeniero Civil  
CIP N°93412

Jorge Napoleon Cardenas Maldonado  
REPRESENTANTE LEGAL  
**AECOM**

CONTRATISTA:  
LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR:  
OSITRAN



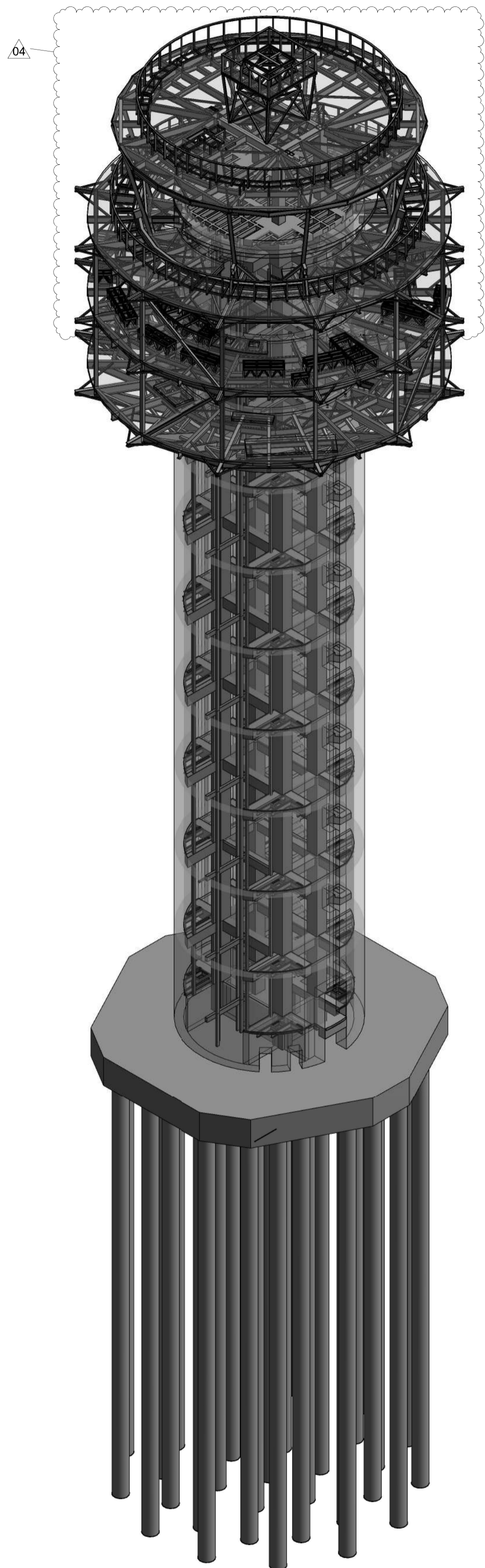
PROYECTO:  
PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

SUB-PROYECTO:  
1210-TORRE DE CONTROL (ATCT)

DISCIPLINA:  
ESTRUCTURAS

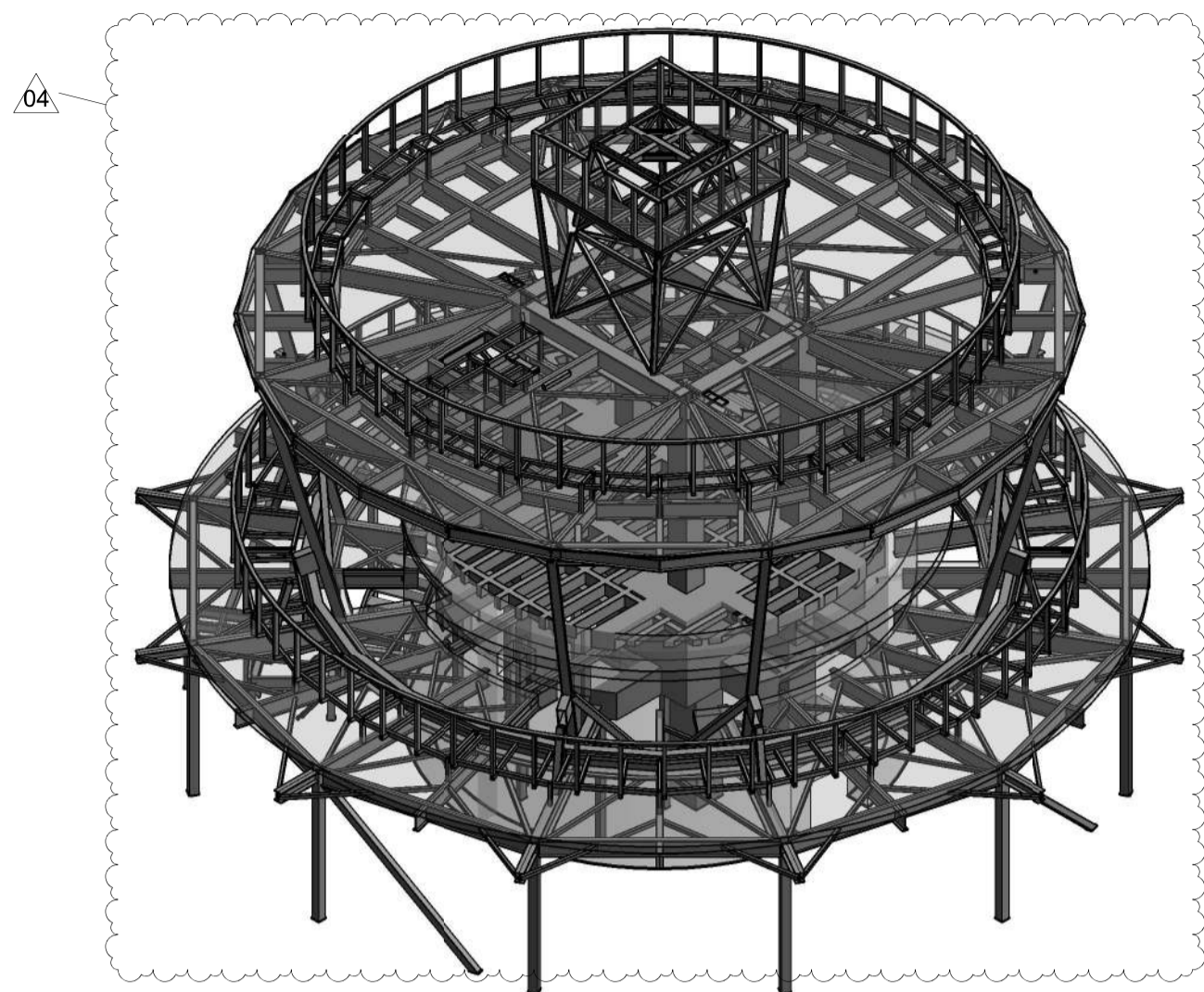
TÍTULO: CORTES				
PROYECTO: NL	FASE: FD	TIPO DOC: DRW	ORIGINADOR: ACM	FECHA: 24/07/2020
PLANO N°: 1210-SSZ3N-000000-025	ESCALA: 1:100	N° REVISIÓN: 04		
FACILITY	DISC./SUB-DISC./TIPO/NIVEL	PLANO CLAVE	NÚMERO SERIA	

ISSUE FOR CONSTRUCTION



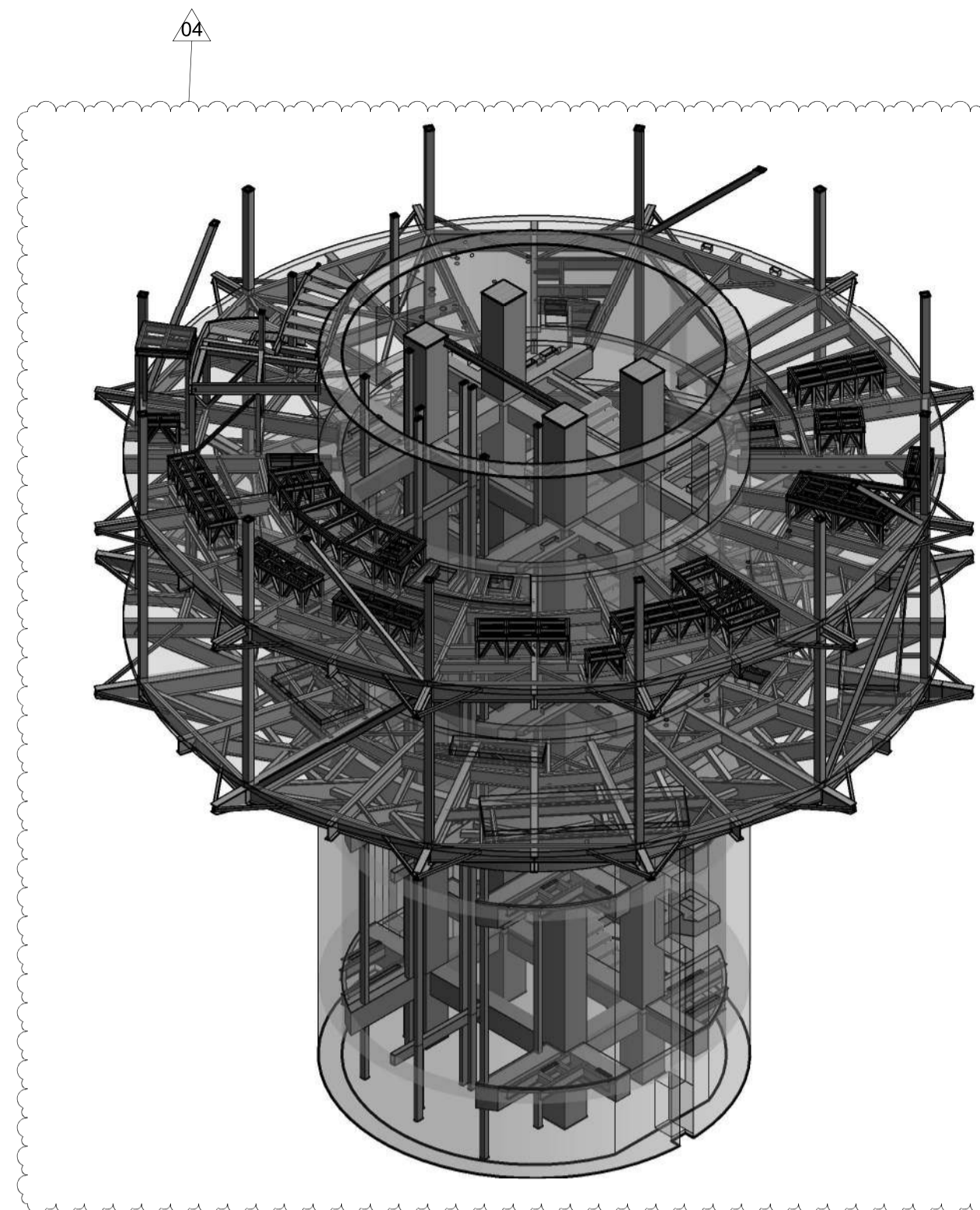
**3D VISTA GENERAL**  
ESCALA: N.A.

1



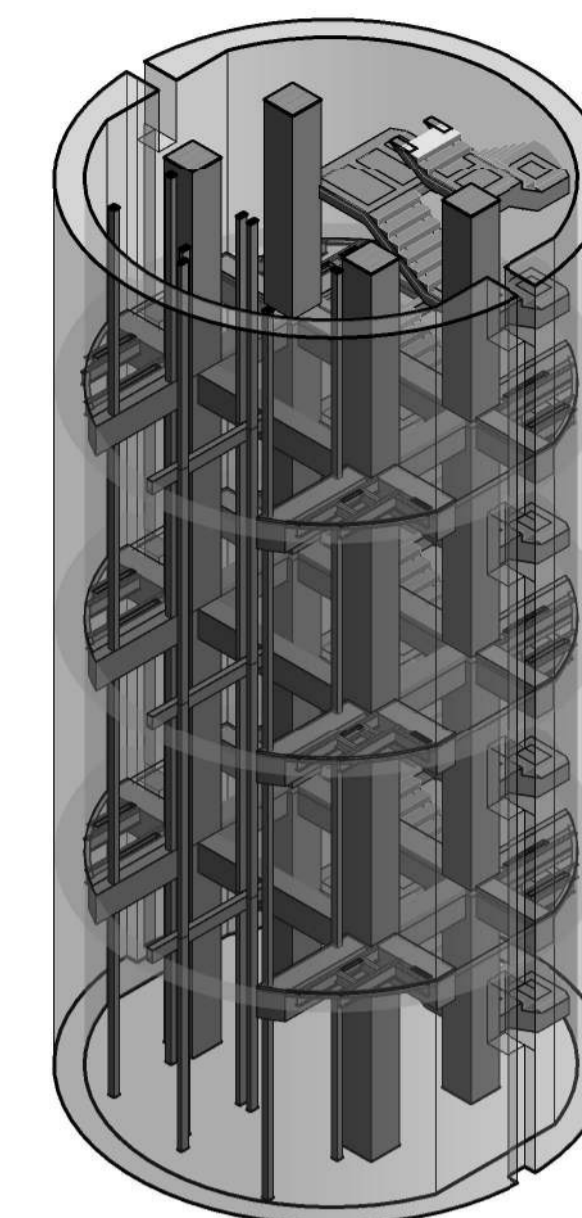
**3D VISTA CABINA Y CUBIERTA**  
ESCALA: N.A.

2



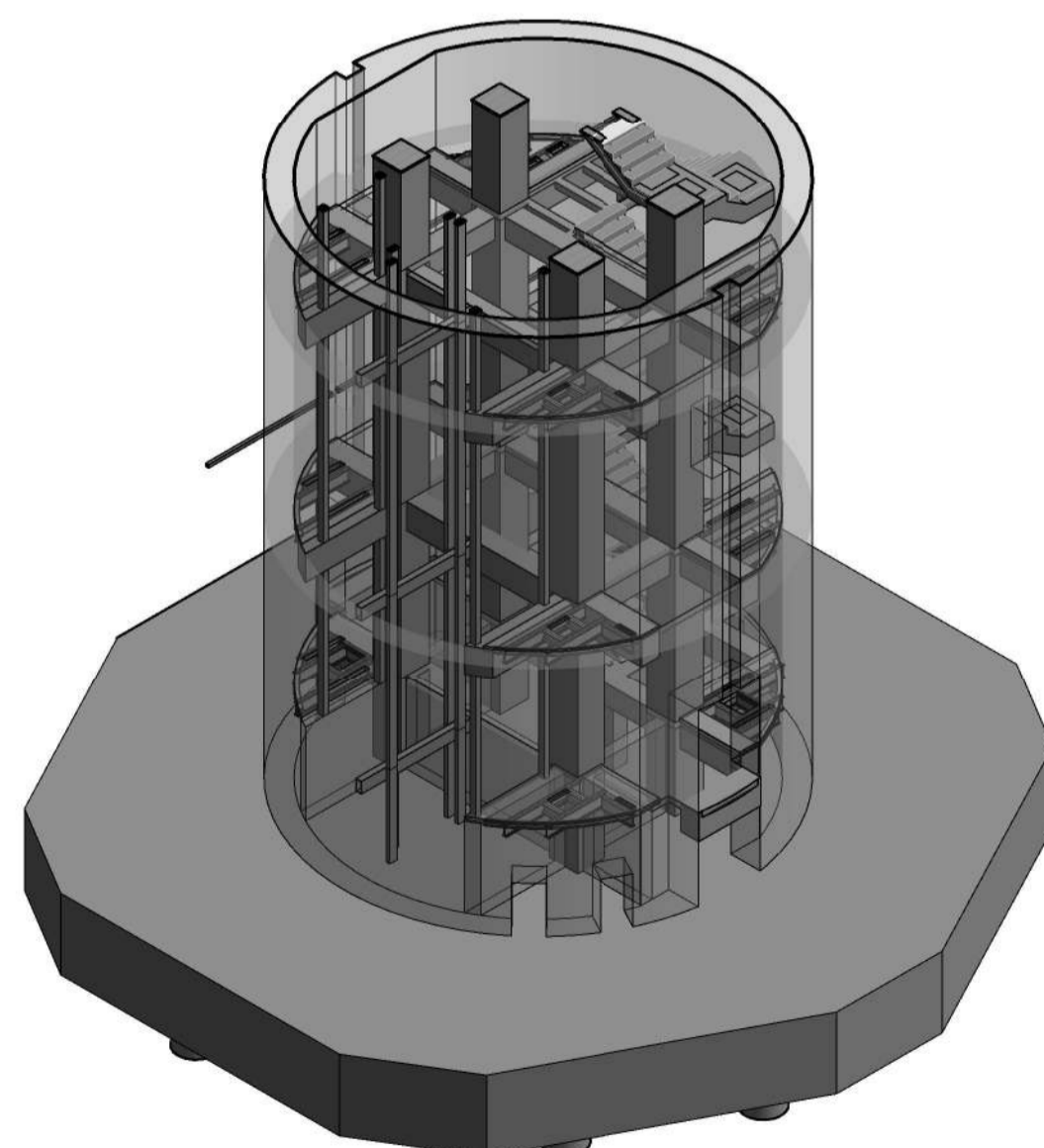
**3D VISTA PLANTAS SUPERIORES**  
ESCALA: N.A.

3



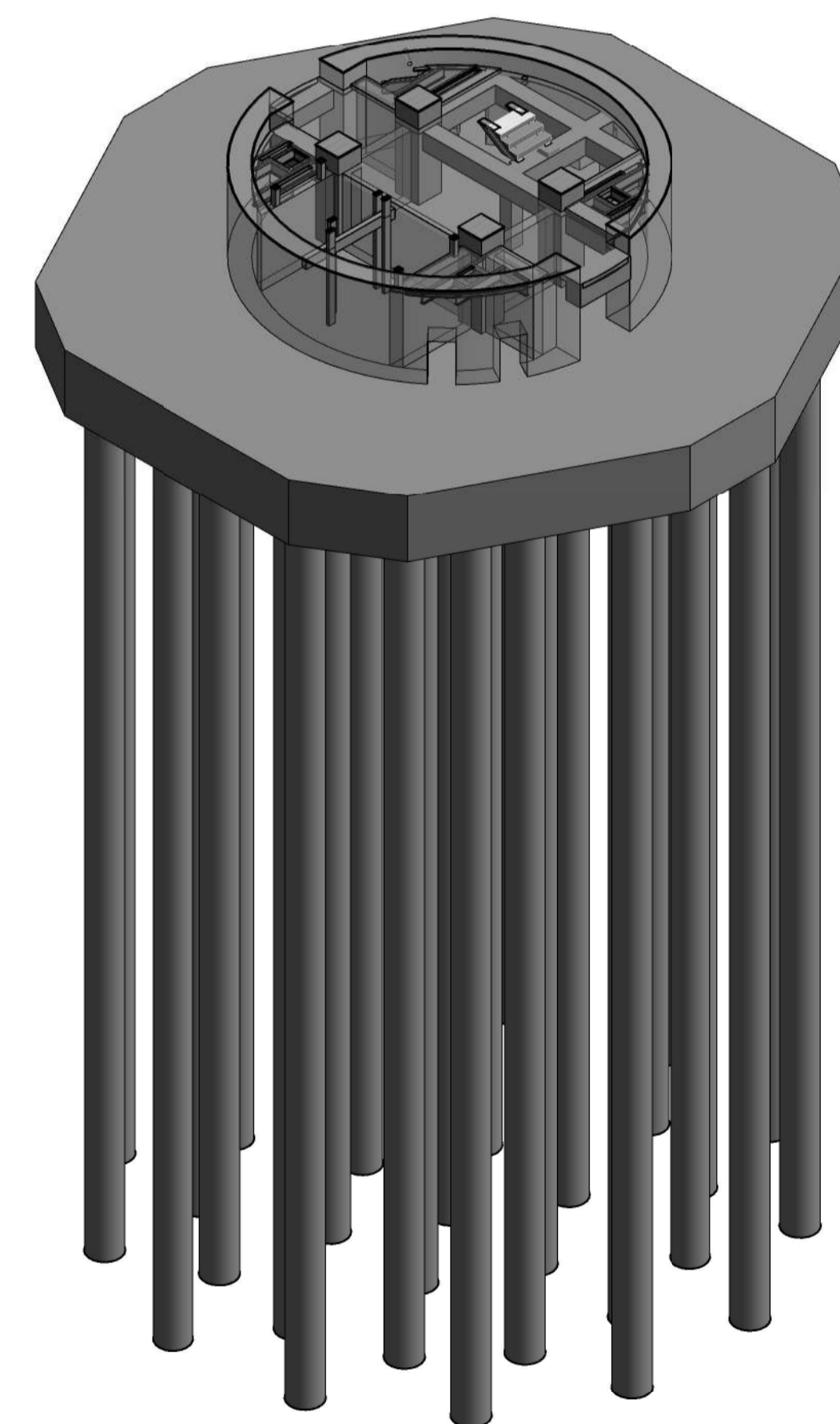
**3D VISTA PISOS INFERIORES**  
ESCALA: N.A.

4



**3D VISTA PISO DE ACCESO**  
ESCALA: N.A.

5



**3D VISTA DE CIMENTACIÓN**  
ESCALA: N.A.

6

NOTAS:

1. VÉASE LISTADO DE PLANOS EN PLANO S-001.

REV. N°	FECHA	MOTIVO DE LA REVISIÓN	REV. POR	VERIF. POR
04	24/07/20	WP2.1 IFC REV 2	GA	NE
03	19/05/20	WP2.1 IFC REV 1	GA	NE
02	09/12/19	ISSUE FOR CONSTRUCTION	GA	NE
01	05/12/19	ISSUE FOR BID	GA	NE
00	28/11/19	EMISIÓN INICIAL REV 00	GA	NE

DISEÑADO POR:	JOSE GONZALEZ (JG)	07/12/2019	
DIBUJADO POR:	NICOLAS ORTEGA (NO)	25/09/2019	
REVISADO POR:	GABRIEL ACERO (GA)	06/11/2019	
VERIFICADO POR:	NELSON ECHEVERRIA (NE)	08/12/2019	
APROBADO POR:	RODOLFO MONTORO (RM)	09/12/2019	
	NOMBRE (INICIALES)	FECHA	FIRMA

RESPONSABLE DE DISEÑO:

**AECOM**

CONCESIONARIO:



AECOM ESPECIALISTA(S) RESPONSABLE(S):

*Rodolfo Montoro*  
Rodolfo Humberto Montoro Llamosas  
Ingeniero Civil  
CIP N° 93412

*Jorge Cardenas*  
Jorge Napoleon Cardenas Maldonado  
REPRESENTANTE LEGAL  
AECOM

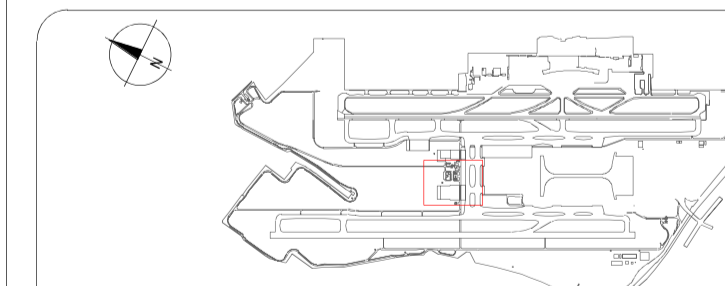
CONTRATISTA:

LAP:

SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS DE MEJORAS  
EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ

SUPERVISOR

OSITRAN



PLANO CLAVE

PROYECTO:

PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ - newLIM

SUB-PROYECTO:

1210-TORRE DE CONTROL (ATCT)

DISCIPLINA:

ESTRUCTURAS

TÍTULO:

VISTA 3D

PROYECTO:	FASE:	TIPO DOC:	ORIGINADOR:	FECHA:
NL	FD	DRW	ACM	24/07/2020
PLANO N°:	1210-SSZ9N-000000-050			ESCALA:
				N/A
				N° REVISIÓN:
				04
FACILITY	DISC. / SUB-DISC.	TIPO / NIVEL	PLANO CLAVE	NÚMERO SERIA

ISSUE FOR CONSTRUCTION

04



## ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

### ACTA N° 054-2023-FIMGC

En la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **RESOLUCIÓN DECANAL N° 303-2023-FIMGC-D**, siendo los nueve días del mes de agosto del 2023, a horas 8:00 am.; se reunieron los jurados del acto de sustentación, en el Auditorium virtual google meet del Campus Universitario de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.

Siendo el Jurado de la sustentación de tesis compuesto por el presidente el **Dr. Ing. Efraín Elías PORRAS FLORES**, Jurado el **MSc. Ing. José Ernesto ESTRADA CARDENAS**, Jurado el **MSc. Ing. Abner CURI VEGA**, jurado - Asesor el **MSc. Ing. Javier Francisco TAPE CARBAJAL** y secretario del proceso el **Mg. Ing. Christian LEZAMA CUELLAR**, con el objetivo de recepcionar la sustentación de la tesis denominada titulado: **"EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE LA TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO DEL PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ EMPLEANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER Y CONSIDERANDO LOS EFECTOS P- $\Delta$ "**, presentado por el/la Sr./Srta., **ALDAIR BARRIENTOS CISNEROS**, Bachiller en **Ciencias de la Ingeniería de Civil**.

El Jurado luego de haber recepcionado la sustentación de la tesis y realizado las preguntas, el sustentante al haber dado respuesta a las preguntas, y el Jurado haber deliberado; califica con la nota aprobatoria de **16 (dieciséis)**.

En fe de lo cual, se firma la presente acta, por los miembros integrantes del proceso de sustentación.



Firmado digitalmente por Dr.  
Ing. Efraín Elías Porras Flores  
Fecha: 2023.08.11 20:26:02  
-05'00'

**Dr. Ing. Efraín Elías PORRAS FLORES**  
Presidente

**MSc. Ing. José Ernesto ESTRADA CARDENAS**  
Jurado

**MSc. Ing. Javier Francisco TAPE CARBAJAL**  
Jurado Asesor

**MSc. Ing. Abner CURI VEGA**  
Jurado

**Mg. Ing. Christian LEZAMA CUELLAR**  
Secretario del Proceso  
Departamento Académico de Matemática y Física





UNSCH

FACULTAD DE  
INGENIERÍA  
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL



“Año de la unidad, la paz y el desarrollo”

## CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

### CONSTANCIA N° 051-2023-FIMGC

El que suscribe; responsable verificador de originalidad de trabajos de tesis de pregrado con el software Turnitin, en segunda instancia para las **Escuelas Profesionales** de la **Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil**; en cumplimiento a la **Resolución de Consejo Universitario N° 039-2021-UNSCH-CU**, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y **Resolución Decanal N° 281-2022-FIMGC- UNSCH-D**, deja constancia de originalidad de trabajo de investigación, que el/la Sr./Srta.

**Apellidos y Nombres** : BARRIENTOS CISNEROS, Aldair  
**Escuela Profesional** : INGENIERÍA CIVIL  
**Título de la Tesis** : “EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE LA TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO DEL PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ EMPLEANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER Y CONSIDERANDO LOS EFECTOS P- $\Delta$ ”  
**Evaluación de la Originalidad** : 13 % Índice de Similitud  
**Identificador de la entrega** : 2137126210

Por tanto, según los Artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, es **PROCEDENTE** otorgar la **Constancia de Originalidad** para los fines que crea conveniente.

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 26 de julio del 2023



UNIVERSIDAD NACIONAL DE  
SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil

**Mg. Ing. Christian LEZAMA CUELLAR**

Verificador de Originalidad de Trabajos de Tesis de Pregrado  
Departamento Académicos de Matemática y Física



Con depósito para Sustentación y Tramites  
Cc. Archivo

FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS, GEOLOGIA Y CIVIL  
Av. Independencia S/N Ciudad Universitaria  
Central Tel. 066 312510  
Anexo 151

EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE  
LA TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO  
AÉREO DEL PROYECTO DE  
AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO  
INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ  
EMPLEANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER  
Y CONSIDERANDO LOS EFECTOS P- $\Delta$

*por* Aldair Barrientos Cisneros

---

**Fecha de entrega:** 26-jul-2023 10:00a.m. (UTC-0500)

**Identificador de la entrega:** 2137126210

**Nombre del archivo:** Tesis\_BARRIENTOS\_CISNEROS,\_Aldair\_EPIC.pdf (33.56M)

**Total de palabras:** 35159

**Total de caracteres:** 170267

# EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE LA TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO DEL PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL JORGE CHÁVEZ EMPLEANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER Y CONSIDERANDO LOS EFECTOS P-Δ

## INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>13%</b>	<b>13%</b>	<b>3%</b>	<b>4%</b>
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>3%</b>
<b>2</b>	<b>Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga</b> Trabajo del estudiante	<b>1%</b>
<b>3</b>	<b>www.sinembargo.mx</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>4</b>	<b>vsip.info</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>5</b>	<b>repositorio.unsch.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>6</b>	<b>qdoc.tips</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>7</b>	<b>1library.co</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>
<b>8</b>	<b>docplayer.es</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>

9	<a href="http://idoc.pub">idoc.pub</a> Fuente de Internet	<1 %
10	<a href="http://repositorio.urp.edu.pe">repositorio.urp.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
11	<a href="http://repositorioacademico.upc.edu.pe">repositorioacademico.upc.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
12	<a href="http://doku.pub">doku.pub</a> Fuente de Internet	<1 %
13	<a href="http://nehrp.gov">nehrp.gov</a> Fuente de Internet	<1 %
14	<a href="http://repositorio.unc.edu.pe">repositorio.unc.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
15	<a href="http://repositorio.usmp.edu.pe">repositorio.usmp.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
16	Submitted to Universidad Catolica De Cuenca Trabajo del estudiante	<1 %
17	<a href="http://zaloamati.azc.uam.mx">zaloamati.azc.uam.mx</a> Fuente de Internet	<1 %
18	<a href="http://ribuni.uni.edu.ni">ribuni.uni.edu.ni</a> Fuente de Internet	<1 %
19	<a href="http://repositorio.unamba.edu.pe">repositorio.unamba.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
20	<a href="http://repositorio.ucv.edu.pe">repositorio.ucv.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %

21

Fuente de Internet

&lt;1 %

22

[cybertesis.uni.edu.pe](http://cybertesis.uni.edu.pe)

Fuente de Internet

&lt;1 %

23

[nehrpsearch.nist.gov](http://nehrpsearch.nist.gov)

Fuente de Internet

&lt;1 %

24

[www.scribd.com](http://www.scribd.com)

Fuente de Internet

&lt;1 %

25

Submitted to Universidad Continental

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

26

[repositorio.uca.edu.ni](http://repositorio.uca.edu.ni)

Fuente de Internet

&lt;1 %

27

[dspace.ucuenca.edu.ec](http://dspace.ucuenca.edu.ec)

Fuente de Internet

&lt;1 %

28

[noesis.uis.edu.co](http://noesis.uis.edu.co)

Fuente de Internet

&lt;1 %

29

[repositorio.upsjb.edu.pe](http://repositorio.upsjb.edu.pe)

Fuente de Internet

&lt;1 %

30

[repositorio.upao.edu.pe](http://repositorio.upao.edu.pe)

Fuente de Internet

&lt;1 %

31

[preguntasprincipales.com](http://preguntasprincipales.com)

Fuente de Internet

&lt;1 %

32

[repositorio.espe.edu.ec](http://repositorio.espe.edu.ec)

Fuente de Internet

&lt;1 %

33

Submitted to Universidad Cesar Vallejo

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

34	Submitted to Submitted on 1690213505756 Trabajo del estudiante	<1 %
35	Submitted to Universidad Tecnológica Centroamericana UNITEC Trabajo del estudiante	<1 %
36	bibliotecavirtual.dgb.umich.mx:8083 Fuente de Internet	<1 %
37	cybertesis.uach.cl Fuente de Internet	<1 %
38	europub.co.uk Fuente de Internet	<1 %
39	pirhua.udep.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
40	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 30 words

Excluir bibliografía

Activo