



Universidad Científica del Perú - UCP
*Registrado en el Asiento N° A00010 de la Partida N° 11000318, Personas Jurídicas de Iquitos,
Superintendencia de los Registros Públicos - SUNARP*

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

“EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE DOS RESERVORIOS
ELEVADOS CON SOPORTE TIPO MARCO, CABALLOCOCHA
2018”

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

AUTORES :

Bach. DEINNER JOSE, TORRES FALCON

Bach. DARWIN ENRIQUE, MONTALVÁN MELENDEZ

ASESORES:

ING. ROBERTO IVAN, PEÑA TOLENTINO

ING. ERLIN GUILLERMO, CABANILLAS OLIVA

San Juan Bautista - Maynas - Loreto - Perú

2018

DEDICATORIA

A Dios por su gracia y bendiciones.
Igual, a mis queridos padres: Darío Juan Torres y María Olga Falcón, quien con sus consejos me han guiado para culminar mi carrera profesional
También a mis hermanos y en especial a mi hermana Mayra que desde el cielo me ilumina y cuida este logro es para ella.
Por otro lado, a mi compañero de tesis Darwin Enrique, por emprender juntos esta gran aventura en la investigación y como compañero de la hermosa carrera de ingeniería civil.
Así mismo a mis amigos y compañeros de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil en especial a mi promoción (2012), por compartir momentos únicos en nuestra casa de estudios la Universidad Científica del Perú.

DEINNER

En primer lugar, quiero dedicarle a Dios por su bendición.
Dedico de manera muy especial a mis queridos padres, pues ellos fueron el cimiento de esta etapa de mi vida profesional, con un gran corazón nos enseñaron la responsabilidad, la honestidad, y el deseo de superarnos cada día más, fueron las primeras personas que apostaron por nosotros y no les fallamos.
También dedico a mis catedráticos, quien se tomaron el tiempo necesario para poder brindarnos su tiempo, sus conocimientos con respecto a mi profesión.
Dedico también a toda mi familia y amigos, que estuvieron apoyando animándonos cuando a veces uno inclina la cabeza hacia abajo, pero ahí están los buenos amigos, la familia, los padres que nunca te quieren ver derrotado.

DARWIN

AGRADECIMIENTO

A Dios por ser guía y por sus bendiciones en la elaboración de este trabajo y en los años de estudiantes.

A la Universidad Científica del Perú, y en particular a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por habernos dado la oportunidad de encumbrar un peldaño más, en el campo del conocimiento.

Al jurado; por sus sabios consejos e inculcación de esfuerzo, respeto y disciplina.

A los asesores de Tesis, Ing. Roberto Iván Peña Tolentino e Ing. Erlin Guillermo Cabanillas Oliva, por el apoyo incesante en la elaboración y concepción de la investigación.

A los compañeros y amigos de promoción, por compartir sus conocimientos, experiencias y anécdotas con nosotros. Y a todos los demás colaboradores que de forma directa e indirecta ayudaron en el desarrollo del presente trabajo de investigación.

Deinner José, Torres Falcón.

Darwin Enrique, Montalván Meléndez.



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP
 "Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional"

FACULTAD
 CIENCIAS E
 INGENIERÍA

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA
 PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

Con Resolución Decanal N°092-2018-UCP-FCEI del 19 de febrero de 2018, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador y Dictaminador de la Sustentación de Tesis a los Señores:

- Ing. Mario A. Vela Rodríguez Presidente
- Ing. Miguel Ángel Robalino Osorio Miembro
- Ing. Luis E. Macedo Sías Miembro

En la ciudad de Iquitos, siendo las 19:00 horas del día martes 08 de mayo de 2018, en las instalaciones de la UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa de la Tesis: **"EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE DOS RESERVORIOS ELEVADOS CON SOPORTE TIPO MARCO, CABALLOCOCHA 2018"**

Presentado por los sustentantes:

DEINNER JOSÉ TORRES FALCÓN

Y

DARWIN ENRIQUE MONTALVÁN MELÉNDEZ


Como requisito para optar el título profesional de: **Ingeniero Civil**

Luego de escuchar la Sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: ...A.B.I.V.E.L.T.A.S...


El jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

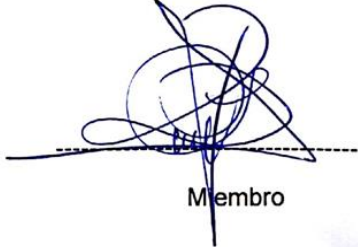
La Sustentación es: ...APROBADO... CUM LAUDE...

En fe de lo cual los miembros del jurado firman el acta.



 Presidente



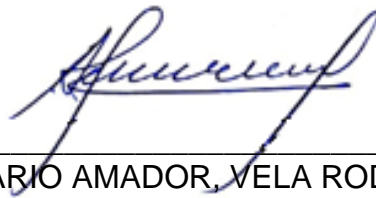
 Miembro

 Miembro

CALIFICACIÓN:	Aprobado (a) Suma Cum Laude	: 19 - 20
	Aprobado (a) Magna Cum Laude	: 17 - 18
	Aprobado (a) Cum Laude	: 15 - 16
	Aprobado (a)	: 13 - 14
	Desaprobado (a)	: 00 - 12

APROBACIÓN

Tesis sustentada en acto público el día 08 de Mayo a las 19:00 horas de
2018



ING. MARIO AMADOR, VELA RODRÍGUEZ
PRESIDENTE DEL JURADO



ING. MIGUEL ÁNGEL, ROBALINO OSORIO
MIEMBRO DEL JURADO



ING. LUIS ENRIQUE MACEDO SIAS
MIEMBRO DEL JURADO

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
APROBACIÓN.....	v
ÍNDICE DE CONTENIDO	vi
ÍNDICE DE CUADROS	x
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	xii
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT	xvii
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	1
1.1 Introducción	1
1.2 Problema general.....	4
1.3 Problemas específicos.....	4
1.4 Hipótesis	5
1.4.1 Hipótesis General	5
1.4.2 Hipótesis Derivadas.....	5
1.5 Objetivos.....	5
1.5.1 Objetivo General.....	5
1.5.2 Objetivos Específicos	5
1.6 Justificación	6
1.6.1 En el carácter Social.....	6
1.6.2 En el carácter Científico.....	6
1.7 Antecedentes de Estudio	7
1.7.1 Internacionales:	7
1.7.2 Nacionales:.....	9
1.8 Bases Teóricas	11
1.8.1 Evaluación sísmica basada en desempeño.....	11
1.8.2 Capacidad de respuesta estructural	21

1.8.3	Análisis estático no lineal “Pushover”	22
1.8.4	Demanda sísmica.	25
1.8.5	Punto de desempeño.....	27
1.8.6	Criterios de desempeño.....	30
1.8.7	Reservorios elevados	32
1.8.8	Definición de Términos Básicos.....	35
1.9	Variables.....	37
1.9.1	Identificación de las Variables	37
1.9.2	Definición de las Variables	37
1.9.3	Operacionalización de las Variables.....	38
	CAPÍTULO II: MATERIALES Y MÉTODOS	39
2.1	Tipo y diseño de Investigación.....	39
2.2	Población y muestra	39
2.2.1	Población.....	39
2.2.2	Muestra.....	40
2.3	Técnica, instrumentos y procedimientos de recolección de datos	40
2.3.1	Técnicas de recolección de Datos.	40
2.3.2	Instrumentos de Recolección de Datos	40
2.3.3	Procedimientos de Recolección de Datos	42
2.4	Procesamiento y Análisis de la Información	43
2.4.1	Localización.....	43
2.4.2	Características no lineales de los materiales.....	44
2.4.3	Objetivo de desempeño.....	45
2.4.4	Metrado de cargas.....	46
2.4.5	Configuración Estructural	47
2.4.6	Modelo estructural	47
2.4.7	Análisis estático no lineal.....	48

2.4.8	Relación momento – curvatura	49
2.4.9	Diagrama Momento- Curvatura y Momento- Giro.....	51
2.4.10	Generación de Rótulas Plásticas.....	60
2.4.11	Análisis Pushover	63
2.4.12	Presentación de resultados	66
	CAPÍTULO III RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	69
3.1	Resultados.....	69
3.1.1	Análisis sísmico estático (RNE E-030-16)	69
3.1.2	Análisis sísmico dinámico (RNE E-030-16)	71
3.1.3	Curva de capacidad estructural	75
3.1.4	Punto de desempeño.....	76
3.1.5	Sectorización de la curva de capacidad	83
3.2	Discusión	87
	CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	90
4.1	Conclusiones	90
4.2	Recomendaciones	92
	CAPITULO V: BIBLIOGRAFÍA.....	93
	CAPITULO VI: ANEXOS.....	95
6.1	Matriz de Consistencia.....	95
6.2	Normativas aplicadas a la investigación	97
6.2.1	Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”	97
6.2.2	Diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos (ACI 350.3-06) y comentarios (350.3r-06).....	99
6.2.3	COMITÉ VISION 2000 – SEAOC	105
6.2.4	ATC – 40	106
6.3	Metrado de cargas	107
6.3.1	Metrado de cargas reservorio R-2	107

6.3.2	Metrado de cargas reservorio R-3	114
6.4	Instrumento de recolección de datos.	122
6.4.1	Lista de comprobación R-2	122
6.4.2	Lista de comprobación R-3	123
6.4.3	Libreta de inspección	124
6.4.4	Prueba con Diamantina.	125
6.5	Diseño sísmico norma técnica E.030 “Diseño sismorresistente”	126
6.5.1	Reservorio R-2 (165 m ³)	126
6.5.2	Reservorio R-3 (300 m ³)	133
6.5.3	Construcción del espectro de diseño	141
6.6	Análisis y evaluación por norma ACI 350.3-06	142
6.6.1	Reservorio R-2, 165 m ³ de acuerdo a la norma ACI 350.3-06..	142
6.6.2	Reservorio R-3, 300 m ³ de acuerdo a la norma ACI 350.3-06..	155
6.7	Análisis modal espectral	168
6.7.1	Reservorio R2-165 m ³	168
6.7.2	Reservorio R3-300 m ³	170
6.8	Formación de rotulas plásticas	173
6.8.1	Secuencia de formación de rótula en el reservorio R2.	173
6.8.2	Secuencia de formación de rótula en el reservorio R3.	176
6.9	Panel fotográfico	179
6.10	Planos	180

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Estados de daño y niveles de desempeño (SEAO C Visión 2000, 1995)	13
Cuadro 2. Niveles de desempeño ATC-40 (1996)	16
Cuadro 3. Niveles de sismo de diseño (SEAO C VISION 2000, 1995)	17
Cuadro 4. Objetivos del desempeño sísmico (SEAO C Vision 2000, 1995)	20
Cuadro 5. Objetivos de seguridad para estructuras convencionales (ATC, 1996).	21
Cuadro 6. Límites de deformación lateral (Tabla 11-2 en ATC-40)	30
Cuadro 7. Elementos estructurales y daños frecuentes	41
Cuadro 8. Selección de objetivo de evaluación de reservorios	45
Cuadro 9. Metrados de cargas en el programa sap2000 v19, R2	46
Cuadro 10. Metrados de cargas en el programa sap2000 v19, R3	46
Cuadro 11. Calculo de Coeficiente sísmico reservorio R-2	69
Cuadro 12. Resumen de cortantes basal según criterios aplicados, R2	70
Cuadro 13. Calculo de Coeficiente sísmico, R2	70
Cuadro 14. . Resumen de cortante basal según criterios aplicados, R-3	71
Cuadro 15. Valores del espectro E-030 2016	71
Cuadro 16. Desplazamientos laterales del reservorio R-2.	72
Cuadro 17. Desplazamientos laterales del reservorio R-3	73
Cuadro 18. Periodos obtenidos por criterios, R2	74
Cuadro 19. Periodos obtenidos por criterios, R2	74
Cuadro 20. Desplazamientos obtenidos, reservorio R2	83
Cuadro 21. Desplazamientos obtenidos, reservorio R3	85
Cuadro 22. Cuadro comparativo de espectros de sismos ACI 350.3-06 Y NTE.030.	88
Cuadro 23. Modelo de resortes para la masa convectiva.	91
Cuadro 24. Factores de zona, NTE-030 de Diseño Sismorresistente.	97
Cuadro 25. Factor de Uso (U); NTE-030 de Diseño Sismorresistente.	97
Cuadro 26. Factor de suelo "S (NTE-030 de Diseño Sismorresistente.)	97
Cuadro 27. Período de suelo "T _p " y "T _L " (NTE-030 de Diseño Sismorresistente)	98
Cuadro 28. Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (NTE-030)	98
Cuadro 29. coeficientes de reducción según ACI 350.3-06.	104

Cuadro 30. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. ATC40 (1996)	106
Cuadro 31. Libreta de inspección. (ATC-40)	124
Cuadro 32. Valores de los tipos de perfiles de suelos (Tabla N° 2 NTE.030), R- 2.	127
Cuadro 33. Valores del factor de amplificación del suelo reservorio R-2.	127
Cuadro 34. Categorías de edificación (Tabla N° 5, NTE0.30).	128
Cuadro 35. Sistema estructural (Tabla N° 6, NTE0.30)	129
Cuadro 36. Sistema de estructuración sismorresistente (Tabla N° 7, NTE.030)	130
Cuadro 37. Valores típicos de los tipos de perfiles de suelos (Tabla N° 2 NTE.030)	134
Cuadro 38. Valores del factor de amplificación del suelo reservorio R-3	134
Cuadro 39. Categorías de edificación (Tabla N° 5, NTE0.30).	135
Cuadro 40. Sistema estructural (Tabla N° 6, NTE0.30)	136
Cuadro 41. Sistema de estructuración sismorresistente (Tabla N° 7, NTE.030)	137
Cuadro 42. Factor de reducción sísmica (tabla 4.1.1 ACI 350.3-06)	150
Cuadro 43. Factor de reducción sísmica (tabla 4.1.1 ACI 350.3-06)	163
Cuadro 44. Formación de rótulas en reservorio R2.	175
Cuadro 45. Formación de rótulas en reservorio R3.	178

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Esquema de ingeniería de sistema construido(SIMA)	2
Gráfico 2. Espectro de respuesta elástico para el Sismo de Servicio	18
Gráfico 3. Espectro de respuesta elástico para el sismo de diseño	19
Gráfico 4. Espectro de respuesta elástico para el sismo máximo	19
Gráfico 5. Espectros de respuesta elásticos recomendados por el ATC40	20
Gráfico 6. Patrones de carga lateral distribución vertical	22
Gráfico 7. Respuesta lineal y no lineal para fuerzas y desplazamientos (elaboración propia)	23
Gráfico 8. Esquema de proceso para análisis pushover (Elaboración propia)	24
Gráfico 9. Cortante Vs Desplazamiento en el punto de control.	24
Gráfico 10. Curva Bilineal para el cálculo de ATC-40.	25
Gráfico 11. Espectro de sismo de diseño Sa/g (10/50)	26
Gráfico 12. Espectro de pseudoaceleración en el reservorio (Llusa Funes, 2011)	27
Gráfico 13. Punto de Desempeño en el Rango Elástico (SOTO, 2015)	27
Gráfico 14. Estimación Incorrecta del Punto de Desempeño (SOTO, 2015)	28
Gráfico 15. Grafica método espectro de capacidad (ATC40)	28
Gráfico 16. Curva de capacidad ATC-40 (1996)	29
Gráfico 17. Conversión a espectro de capacidad	30
Gráfico 18. Límites de derivas para cada nivel de desempeño	31
Gráfico 19. Criterios típicos de aceptación carga-deformación	32
Gráfico 20. Modelos idealizados, tipos de reservorios (Quispe Apaza, 2011)	32
Gráfico 21. Modelo de Housner; (Elaboración propia).	34
Gráfico 22. Modelo de cilindro equivalente de Housner	34
Gráfico 24. Reservorios elevados existentes de la investigación.	39
Gráfico 25. Fotografía de ensayos de diamantina del reservorio R-3	42
Gráfico 26. Fotografía Extracción de núcleo de Columna de Reservorio R-2	43
Gráfico 23. Localización geográfica del proyecto en estudio.	43
Gráfico 27. Curvas Esfuerzo-Deformación del Concreto $f'_c=175 \text{ kg/cm}^2$	44
Gráfico 28. Curvas Esfuerzo-Deformación del Acero ASTM A - 615 - Grado 60.	44
Gráfico 29. Modelo estructural reservorio R3-	48

Gráfico 30. Modelo estructural reservorio R2.	48
Gráfico 34. Ubicación del punto de control en ultimo nivel de pórtico. (R2)	49
Gráfico 35. Ubicación del punto de control en último nivel de pórtico. (R3)	49
Gráfico 36. Puntos en el diagrama momento-curvatura	51
Gráfico 37. Diagrama Momento-Curvatura de una sección de Concreto reforzado	52
Gráfico 38. Definición de sección de columna en el software.	53
Gráfico 39. Diagrama de Momento — Curvatura en columnas	53
Gráfico 40. Definición de sección de viga en el software.	54
Gráfico 41. Diagrama de Momento — Curvatura en vigas	54
Gráfico 42. Definición de sección de columnas de reservorio R3	55
Gráfico 43. Superficie de interacción 3d para columna	55
Gráfico 44. Diagrama de Momento — Curvatura en columnas; 0°	56
Gráfico 45. Diagrama de Momento — Curvatura en columnas; 90°	57
Gráfico 46 . Definición de sección de viga en los softwares .	58
Gráfico 47. Diagrama de Momento — Curvatura en vigas	58
Gráfico 48. Definición de sección de viga en los softwares	59
Gráfico 49. Diagrama de Momento — Curvatura en vigas	59
Gráfico 50. Generación de rótulas plásticas en vigas	60
Gráfico 51. Generación de rótulas plásticas para columnas	61
Gráfico 52. Asignación de rótula plástica en vigas	62
Gráfico 53. Asignación de rótulas plásticas para columnas	63
Gráfico 54. Definición de carga gravitacional	64
Gráfico 55. Asignación de carga lateral, PUSHOVER	64
Gráfico 56. Parámetros Pushover según ATC-40.	65
Gráfico 57. Figura de distribución de carga lateral, R2	65
Gráfico 58. Aplicación patrón de cargas en el reservorio R3	66
Gráfico 59. Colores que establece el software en niveles de desempeño	66
Gráfico 60. Curva de capacidad en la dirección de Sismo transversal. R2 – ATC-40	67
Gráfico 61. Curva de capacidad en la dirección de Sismo transversal. R3 – ATC-40	67
Gráfico 62. Generación del Espectro de Diseño en Sap2000 v19	68
Gráfico 63. Comparativo cortante basal, R2	70

Gráfico 64. Comparativo cortante basal, reservorio R-3	71
Gráfico 65. Desplazamientos laterales del reservorio R2	72
Gráfico 66. Desplazamientos laterales del reservorio R-3	73
Gráfico 67. Curva de capacidad del reservorio R2	75
Gráfico 68. Curva de capacidad del reservorio R3	76
Gráfico 69. Curva de capacidad R3, FEMA 356	77
Gráfico 70. Curva de capacidad bilineal FEMA-356	77
Gráfico 71. Curva de capacidad R2,	78
Gráfico 72. Curva de capacidad bilineal FEMA-356	79
Gráfico 73. Conversión de curva capacidad a espectro capacidad (ATC-40)	80
Gráfico 74. Punto de desempeño de reservorio R3	81
Gráfico 75. Conversión de curva capacidad a espectro capacidad (ATC-40)	82
Gráfico 77. Sectorización de curva de capacidad R2..	84
Gráfico 78. Sectorización de curva de capacidad R3.	85
Gráfico 79. Configuración estructural reservorio.	100
Gráfico 80. Espectro de diseño de acuerdo a los parámetros de diseño acoplados	104
Gráfico 81. Vista 3d de reservorio R-2, y sus elementos.	107
Gráfico 82. Vista en planta de vigas perimetrales, reservorio R-2.	108
Gráfico 83. Vista en planta de vigas de arriostre reservorio R-2	111
Gráfico 84. Vista 3D, reservorio R-3 y sus elementos estructurales.	114
Gráfico 85. Vista en planta vigas perimetrales, reservorio R-3	115
Gráfico 86. Vista en planta, vigas de arriostre, reservorio R-3.	119
Gráfico 87. Características para periodo fundamental, reservorio R-2.	131
Gráfico 89. Características para periodo fundamental, reservorio R-3.	138
Gráfico 91. Vista frontal, reservorio R-2 y sus elementos.	142
Gráfico 92. Geometría del reservorio, R-3.	143
Gráfico 93. Sistema mecánico equivalente simplificado	144
Gráfico 92. Representación de las fuerzas y alturas de aplicación, R-2.	153
Gráfico 93. Verificación por volteo, reservorio R-2.	153
Gráfico 94. Vista 3D, reservorio R-3 y sus elementos.	155
Gráfico 95. Geometría del reservorio, R-3.	156
Gráfico 96. Sistema mecánico equivalente simplificado	157
Gráfico 99. Representación de las fuerzas y alturas de aplicación, R-2.	166

Gráfico 100. Verificación por volteo, reservorio R-2.	166
Gráfico 31. Modos de vibración R2 (modos 1-4)	168
Gráfico 32. Modos de vibración R2 (5-6)	169
Gráfico 33. Modos de vibración R3	172
Gráfico 96. Fotografía de reservorio R-2	179
Gráfico 97. Fotografía de reservorio R-3	179

RESUMEN

El propósito de la presente investigación es la evaluación del comportamiento estructural de dos reservorios elevados de concreto armado, pertenecientes al sistema de agua potable de la localidad de Caballococha, construido en el año 1980 aproximadamente el reservorio R2 y el año 2011 el reservorio R3, con la finalidad de predecir su desempeño sismorresistente y con ello identificar zonas críticas que requieran reforzamiento estructural, con el propósito de evitar hechos lamentables, como daños estructurales y pérdidas económicas de gran magnitud, considerando el tipo de estructura y su clasificación según su uso y categoría del Reglamento Nacional de Edificaciones.

A su vez, al no existir, en el país, normas específicas sobre esta metodología de evaluación estructural; se procedió a establecer el desempeño estructural por niveles o parámetros de diseño de normas como el ATC (Applied Technology Council) y el documento del comité Visión 2000 SEAOC (Structural Engineers Association Of California). Cabe señalar que se tomó datos de la zona de estudio.

El modelamiento matemático se realizó en el software SAP2000 V19, previa consideración de las propiedades reales de los materiales y elementos estructurales; luego se procedió a realizar el análisis estático no lineal (PUSHOVER) determinándose las fuerzas actuantes y desplazamientos producidos por estas.

Asimismo, a través de este análisis se obtuvo la curva de capacidad de los reservorios señalados, los desplazamientos de fluencia y de colapso; para luego asociarlos a los niveles de desempeño. Es así que, a través de la intersección de la curva de capacidad y los espectros de diseño se encontró el punto de desempeño, ambos puntos se establecieron en la zona elástica, del espectro de demanda. Al concluir se obtuvo niveles de desempeño excelentes que garantizan la vida útil de los reservorios analizados.

Palabras claves:

Pushover, ATC-40, Desempeño, VISSION 2000, ACI 350.3-06.

ABSTRACT

The purpose of the present investigation is the evaluation of the structural behavior of two elevated reservoirs of reinforced concrete, belonging to the drinking water system of the location of Caballococha, constructed in the year 1990 approximately the R2 reservoir and the year 2011 the R3 reservoir, in order to predict its seismic performance and identify the critical areas that require structural reinforcement. With the purpose of avoiding unfortunate events, such as structural damage and economic losses of great magnitude, considering the type of structure and its classification according to its use and category of the National Building Regulations.

At the same time, there are no specific regulations on this methodology for structural evaluation in our country, We proceeded to establish the structural performance by levels or design parameters of such as the ATC (Council of Applied Technology) and the document of the committee Vision 2000 SEAOC (Association of Structural Engineers of California). It should be noted that it took the data from our study area.

Mathematical modeling was carried out in the SAP2000 V19 software, after considering the real properties of the materials and structural elements; then proceeded to perform the static nonlinear analysis (PUSHOVER) determining the acting forces and displacements produced by these.

Also, through this analysis, the capacity curve of the indicated reservoirs, the creep and collapse displacements were obtained. to then associate them with performance levels. Thus, through the intersection of the capacity curve and design designs is at the point of performance, both points are established in the elastic zone of the demand spectrum. At the end, the results are the best performance levels that guarantee the useful life of the reservoirs.

Keywords:

Pushover, ATC-40, Performance, VISSION 2000, ACI 350.3-06

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

El objetivo principal de la investigación es la de evaluar el comportamiento estructural de dos reservorios elevados de concreto armado que se encuentran en la categoría de edificaciones esenciales de acuerdo a la normativa nacional de diseño sismorresistente que por la naturaleza y uso pertenece al sistema de agua potable de la localidad de Caballococha, provincia de Mariscal Ramón Castilla, región Loreto a través de una evaluación sísmica basada en desempeño, asimismo proporcionar propuestas de reforzamiento de posibles puntos críticos, encontrados en las estructuras a través del análisis.

Como parte de los modernos métodos de ingeniería sismorresistente, a nivel mundial, se promueve la evaluación basada en el desempeño sísmico, que representa una comprobación para los principios fundamentales de la ingeniería sismorresistente, con su firme propósito de proteger la vida, la economía y el bienestar social.

Por lo tanto, se estudió el comportamiento y respuesta de estas dos estructuras de concreto armado, para diversas condiciones de carga, en servicio y operación, y en condiciones extremas por sismo. Además, debido a su naturaleza en el estudio de los tanques de almacenamiento se necesita considerar los efectos hidrodinámicos que actúan sobre las paredes y el fondo del recipiente, para eso la investigación se fundamenta en; Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente", Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary (ACI 350.3-06), E.060 Concreto Armado del reglamento nacional de edificaciones.

Se realizaron modelos matemáticos aplicando el software SAP 2000 V19, asimismo se hizo aplicación de un análisis estático no lineal (PUSHOVER) para utilizar la metodología de diseño basado en desempeño, que muestra nuevos estándares de calidad frente a normas con prescripciones o convencionales como la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente", y otros.

Dentro de estructuras esenciales los reservorios elevados son de vital importancia para la distribución de agua potable en la localidad de Caballococha, que garantizan el abastecimiento y almacenamiento de agua potable.

En la investigación se presenta y propone un método para evaluar sísmicamente edificaciones de concreto, fundamentado en conceptos de ingeniería basada en desempeño; en la validez de la curva de capacidad como una propiedad del sistema estructural, introducida en el procedimiento mediante tasas de amortiguamiento equivalente en un sistema simplificado de un grado de libertad (tipo péndulo invertido).

En la década del 60, mediante una caseta de captación, se dotaba agua a la localidad de Caballococha, y a través del reservorio R2. Fue la primera infraestructura de saneamiento que se instaló en esta localidad.

En la década del 80, la municipalidad provincial de Ramón Castilla, firma un convenio con el Instituto Nacional de Urbanismo (INADUR), para elaborar el estudio que permita contar con un sistema eficiente de agua potable, el cual se concluyó, pero el proyecto y su ejecución se truncó por falta de presupuesto y decisión política.

En el año 2001, la Municipalidad Provincial de Ramón Castilla, desarrolla el estudio para la dotación del servicio de agua potable a la localidad de Caballococha, obras construidas por el SIMA, cuyo esquema de ingeniería se muestra a continuación:



Gráfico 1. Esquema de ingeniería de sistema construido(SIMA)

La Municipalidad Provincial de Ramón Castilla encarga la ejecución de esta obra al Servicio Industrial de la Marina (SIMA). El proyecto consistía en la

instalación de una caseta de captación de agua en la quebrada Pucacunga, la que trasladaría el agua por una red de impulsión hacia un reservorio de estructura metálica. En el grafico N°1 se muestra en la fotografía el reservorio metálico construido por el SIMA el año 2001. su capacidad es de 150 m³ y a la fecha presenta signos severos de oxidación. se plantea no evaluar esta estructura debido a que a la fecha se encuentra en litigio arbitral entre el SIMA y la municipalidad provincial de Ramón Castilla.

Por otro lado, de acuerdo a información proporcionada, este reservorio no se puede intervenir en vista que a la fecha se encuentra en litigio arbitral entre el SIMA y la municipalidad provincial de Ramón Castilla

Mientras la Municipalidad seguía un proceso judicial con el SIMA, la población de Caballococha seguía perjudicándose con el deficiente servicio de agua que presta la Municipalidad actualmente y, que consiste en captar agua del Caño Caballococha y destinarla por impulsión al reservorio de 165 m³ construido en los años 60, que luego es distribuida en la población sin ningún tratamiento de potabilización, es decir el agua del río se destinaba directamente al reservorio para el consumo humano; solo se entrega casa por casa una dotación de cloro para los pozos y recipientes de almacenaje.

Estas nuevas obras fueron contratadas por el Gobierno Regional de Loreto con el Consorcio Ramón Castilla a través de una licitación tipo concurso – oferta. Una vez iniciado el contrato, pronto se trunció y terminó en un litigio arbitral.

Una vez que este contrato entró en litigio arbitral, el Gobierno Regional de Loreto dispuso que la obra se ejecute bajo la modalidad de Administración Directa, manteniendo la propuesta técnica de ingeniería del Consorcio Ramón Castilla.

Es así que el año 2010 el Gobierno Regional de Loreto dispuso concluir las obras mediante la modalidad de Administración Directa, pero estas obras quedaron nuevamente paralizadas esta vez por incumplimiento de los proveedores y por falta de materiales. Sin embargo, a diferencia del intento hecho anteriormente por el Consorcio Ramón Castilla, esta vez sí se lograron avances físicos relativamente importantes.

El reservorio R-2 actualmente viene siendo utilizado por la Municipalidad Provincial de Ramón Castilla para almacenar agua y distribuirla a la población. Es de concreto armado. Su volumen es de 165 m³. No se efectúa ningún tipo de tratamiento al agua cruda, por lo que en este estado es distribuida a la población.

Se cuenta también con el reservorio R-3 de 300 m³ que es también de concreto armado. Es prácticamente nuevo, se encuentra en buen estado de conservación y nunca ha entrado en operación.

1.2 Problema general

- ¿Cuál es el desempeño sísmico del comportamiento estructural de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballo Cocha 2018?

1.3 Problemas específicos

- ¿Cuáles son las cargas actuantes que afectan al comportamiento estructural, de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018?
- ¿Cuál es la capacidad resistente de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018?
- ¿Cuáles son las características estructurales de los dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018?

1.4 Hipótesis

1.4.1 Hipótesis General

- Determinar el desempeño sísmico mejora significativamente la evaluación del comportamiento estructural de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha.

1.4.2 Hipótesis Derivadas

- Al determinar las cargas actuantes que afectan al comportamiento estructural, se consideran estrategias de reforzamiento de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018.
- Al aplicar la evaluación por desempeño sísmico se determina el nivel de desempeño de dos reservorios elevados, con soporte tipo marco, Caballo Cocha 2018.
- Al aplicar la evaluación al comportamiento estructural, es posible proponer un reforzamiento que mejore el nivel de desempeño de los dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

- ✓ Evaluar el desempeño sísmico del comportamiento estructural, de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018.

1.5.2 Objetivos Específicos

- ✓ Determinar las cargas actuantes que afectan al comportamiento estructural, de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018.
- ✓ Determinar la capacidad resistente de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018.
- ✓ Revisar las características estructurales que presentan los dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018.

1.6 Justificación

El proyecto de investigación tiene dos caracteres fundamentales:

1.6.1 En el carácter Social

El aporte será vital para la sociedad y en particular para los proyectistas de la región y del país, para diseñar futuras estructuras similares a las evaluadas en este estudio y así cumplir de manera objetiva con la filosofía de la ingeniería sismorresistente.

Conviene subrayar el hecho que los dos reservorios en estudio desempeñan un papel importante en los sistemas de distribución de agua de la localidad, desde el punto de vista económico, así como del funcionamiento hidráulico del sistema y del mantenimiento de un servicio eficiente. Al mismo tiempo los tanques elevados tienen dos principales funciones: compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día y mantener las presiones de servicio en la red de distribución.

1.6.2 En el carácter Científico

La presente investigación aporta a la comunidad investigadora una nueva propuesta de evaluación estructural en ingeniería antisísmica con parámetros justificados para la correcta evaluación del desempeño sísmico, que puede ser aplicada no solo a reservorios elevados, pues es aplicable a cualquier edificación construida o proyectada.

Además, este método proporciona una forma de plantear los criterios de aceptación, para el análisis y diseño de estructuras, haciendo énfasis en el comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales y los niveles de seguridad establecidos.

Al concluir la investigación se tendrá la posibilidad de aportar con los resultados obtenidos para otras investigaciones en el rubro, asimismo los organismos y normas de diseño podrán acoplarse a los nuevos conocimientos.

1.7 Antecedentes de Estudio

1.7.1 Internacionales:

- ✓ Pérez Cruz, José Luis (2013), en tesis “DISEÑO SISMO RESISTENTE POR DESEMPEÑO Y SUS EFECTOS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL”, AMBATO – ECUADOR, Universidad Técnica de Ambato, afirma que los procedimientos de diseño establecidos en la mayoría de normas sismorresistentes en el mundo están orientados a evitar el colapso de las edificaciones ante sismos severos. Además, propone el uso de la nueva tendencia del diseño sismo resistente que consiste en cuantificar el comportamiento no lineal que se espera de una edificación y esto entre otras cosas significa, calcular el índice de daño a nivel de sección de los elementos, a nivel de piso y a nivel de la estructura.
- ✓ José Arturo Martínez Contreras (Veracruz, 2008); en su artículo denominado “VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DE TANQUES ELEVADOS PARA ALMACENAMIENTO”, concluye:

Las formas geométricas más eficientes, empleadas para tanques elevados de almacenamiento, son aquellos que tienen por lo menos 1 eje de simetría y el eje vertical del centroide del recipiente coincide con el eje vertical del centroide de la estructura de apoyo, ya que no se presentaran excentricidades debidas a las acciones verticales.

Es conveniente emplear un método dinámico para determinar la respuesta de este tipo de estructuras, es decir al emplear un método de análisis dinámico podemos determinar el periodo y el modo fundamental de vibración del tanque elevado obteniendo la información necesaria para decidir si los materiales y la geometría son los adecuados.

Al obtener una adecuada respuesta de la estructura ante la acción de fuerzas sísmicas logramos cumplir con los objetivos de estructuras seguras y económicas, además de lograr la operación después de un evento sísmico. Una estructura no presenta fallas cuando se mantiene dentro de los límites aceptados por los reglamentos, estos pueden ser los estados límite de servicio y de resistencia, es decir cuando la estructura no presenta distorsiones que pongan en peligro la estabilidad

de la misma, además cuando el comportamiento de los materiales se encuentra alejado de la falla.

- ✓ Luis Esteva Maraboto (2001); DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO: TENDENCIAS Y RETOS, Revista de Ingeniería Sísmica No. 63 36-54 (2001), concluye al mostrar un panorama de las tendencias en el desarrollo de normas de diseño sísmico capaces de conducir a niveles de desempeño óptimo y confiable. Los nuevos criterios implicarán un control más directo de las variables significativas que afectan el comportamiento esperado de las construcciones para sismos de diversas intensidades. El desarrollo de normas y recomendaciones implicará un serio desafío: por una parte, determinar valores óptimos de las propiedades de diversos tipos de sistemas, dentro de un marco de referencia que incluye las acciones probables que puedan experimentar durante su ciclo de vida y, por otra, formular criterios de diseño capaces de producir sistemas que poseen dichas propiedades óptimas; todo esto, manteniendo formatos de diseño suficientemente simples para ser aplicados con éxito en condiciones prácticas.

1.7.2 Nacionales:

- ✓ Ing. Oscar Llasa Funes, en su artículo titulado “ANÁLISIS SÍSMICO DE RESERVORIOS”, concluye lo siguiente:

Durante un movimiento sísmico las aceleraciones que se generan en el terreno, son transmitidas a la estructura (Reservorio) de tal manera que las aceleraciones de las paredes del tanque inducen a un impacto de la masa de agua inferior confinada contra las paredes del tanque provocando presiones impulsivas y éstas últimas inducen a su vez movimientos en el borde libre del agua que se traducen en movimientos oscilatorios que a su vez ejercen presiones convectivas, todo este fenómeno se denomina Interacción hidrodinámica Líquido – Estructura.

La interacción Hidrodinámica Líquido-Estructura puede fácilmente contemplarse utilizando modelos dinámicos presentados en el Código ACI 350.3R-01, basados en el Sistema Mecánico Equivalente de George W. Housner (1963), que utiliza un modelo con la ayuda de masas y resortes.

La determinación del espectro de Pseudoaceleración puede obtenerse utilizando las recomendaciones del Código ACI 360.3R-01, compatibilizando algunos factores con el Reglamento Peruano NTE-030.

- ✓ Ing. Julio Rivera Feijoo (1991), DISEÑO SÍSMICO DE RESERVORIOS ELEVADOS CON ESTRUCTURA TUBULAR DE SOPORTE, propone una metodología para el diseño sísmico de reservorios elevados y presenta una serie de ayudas de diseño. La masa de agua en un reservorio se puede modelar se usa un Sistema Mecánico Equivalente, que consiste en una masa fija y una serie de masas puntuales ligadas a las paredes del reservorio, por medio de resortes con una rigidez determinada.
- ✓ Núñez E, “PROPUESTA TECNOLÓGICA PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE RESERVORIO ELEVADO CON ESTRUCTURA DE SOPORTE TIPO MARCO”, Diplomado Especializado en Diseño Estructural III, UPC, Lima, 2011. Luego de haber tomado las normas de ACI 350.3-06, y con la utilización el SAP 2000, se concluye que:

No existen parámetros o valores exclusivos para el análisis sísmico de reservorios elevados o estructuras tipo péndulo invertido, en las normas E.030 de diseño sismorresistente que se utilizan en el Perú.

Incertidumbre en la adopción del valor del coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R), el rango oscila entre 1 – 8, Las estructuras de soporte no presentan un adecuado comportamiento sísmico, presentando excesivos desplazamientos con respecto a los límites indicados por la norma E.030 – 2006.

- ✓ Ing. MARIBEL BURGOS NAMUCHE (2007), a través de su tesis de maestría titulada; “ESTUDIO DE LA METODOLOGIA “DISEÑO POR CAPACIDAD EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO PARA SER INCORPORADA A LA NORMA PERUANA E-060 COMO ALTERNATIVA DE DISEÑO” define:

El “Diseño por capacidad” ha sido adaptado a los requerimientos mínimos de la norma de concreto E-060 y de la norma del ACI-2005 (combinaciones de carga, acero mínimo, espaciamientos mínimos del refuerzo transversal, procedimiento de redistribución de momentos, etc) con la finalidad de presentar una propuesta para introducir esta metodología a la norma peruana de concreto armado E-060 como alternativa de diseño para los sistemas de pórticos.

Esta metodología se aplica a una edificación aporticado de cuatro pisos, la misma que se diseña por resistencia, según la norma E-060, con el fin de hacer un análisis comparativo. Para ambos casos, se evalúa las máximas demandas en el rango no-lineal a través del análisis no lineal estático “Pushover” y el análisis no lineal dinámico incremental (Incremental Dynamic Non linear Analyses, IDA).

Debido a que muchos códigos no precisan la rigidez efectiva que se debe considerar en los elementos de concreto armado para el análisis sísmico, se considera muchas veces la sección no agrietada de los elementos para el cálculo de la rigidez de la estructura; siendo esto inapropiado debido a que el agrietamiento puede ocurrir sólo bajo cargas de gravedad en los elementos críticos como las vigas.

1.8 Bases Teóricas

1.8.1 Evaluación sísmica basada en desempeño

En este caso para las evaluaciones de edificaciones existentes se impulsa la metodología, por desempeño sísmico, en la cual se aceptan niveles de daño de acuerdo a la frecuencia de sismo seleccionada, asimismo los daños y consecuencias que tienen sobre los ocupantes o usuarios.

Por otro lado, las impulsoras de estas propuestas de evaluación sísmica son; Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) y ATC-40.

El objetivo principal de la evaluación nos permitirá determinar la respuesta sísmica de las edificaciones que nos proveerá de información para la toma de decisiones respecto del comportamiento esperado durante un sismo.

Además, el diseño sísmico basado en desempeño puede ser usado para:

- ✓ Evaluar el desempeño sísmico de estructuras existentes y estimar las pérdidas para el momento que se presente un eventual sismo.
- ✓ Evaluar el potencial de las normativas o reglamentos nacionales para edificaciones nuevas y construidas.

A. De acuerdo al comité VISION 2000; *“La ingeniería basada en el desempeño considera todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.”*

B. La norma ATC-40 (1996): *“La metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en el cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza cortante aplicado.”*

1.8.1.1 Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño se definen como daños aceptables que la estructura diseñada nos proporciona como respuesta estructural ante una actividad sísmica, en condición de los elementos estructurales como también no estructurales, su contenido y ocupantes.

Al mismo tiempo estos niveles representan una condición límite fundada en función de tres aspectos fundamentales:

1. Los daños estructurales y no estructurales que se pueden presentar.
2. La seguridad de los ocupantes ante los daños presentados
3. La respuesta estructural después del evento sísmico, con su funcionalidad total.

A continuación, los niveles de desempeño establecidos por los trabajos más completos de investigación.

A. Propuesta del Comité VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- ✓ Operacional: corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. En general no se requieren reparaciones.
- ✓ Inmediatamente Operacional: en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales.

En general se requieren algunas reparaciones menores.

- ✓ Seguridad de Vida: está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación.
- ✓ Prevención del colapso: la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes.

Cuadro 1. Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Visión 2000, 1995)

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Inmediata operaciona	Agrietamientos en elementos estructurales.. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Prevención del colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

B. Propuesta del APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC-40)

i. Niveles para los elementos estructurales:

Esta metodología desarrolla tres niveles de desempeño: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural, las cuales pueden usarse para definir criterios de evaluación y reforzamiento de estructuras existentes, como es el caso de estudio.

Además, esta metodología establece dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los que permiten separar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Finalmente, también desarrolla un nivel no considerado.

A continuación, se describen estos 6 niveles de desempeño.

- ✓ Ocupación inmediata, SP-1: los daños son limitados tal es así que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones que antes del eventual sismo, puede haber

ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

- ✓ Daño controlado, SP-2: corresponde a un estado de daño que se encuentra entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos sean afectados.
- ✓ Seguridad, SP-3: los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.
- ✓ Seguridad limitada, SP-4: corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- ✓ Estabilidad estructural, SP-5: este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. A pesar de que al sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.
- ✓ No considerado, SP-6: éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

ii. Niveles para los elementos no estructurales:

A su vez, para elementos no estructurales contempla 4 niveles de desempeño.

Estos niveles se representan con la abreviación NP-n, en el ATC-40

- ✓ Operacional NP-A: los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- ✓ Ocupación inmediata NP-B: a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas

interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

- ✓ Seguridad NP-C: contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.
- ✓ Amenaza reducida NP-D: incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.
- ✓ No considerado NP-E: no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

iii. Niveles para las estructuras:

Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Las que se describen a continuación.

- ✓ Operacional 1-A: los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando. Las reparaciones no impiden la ocupación del edificio, este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
- ✓ Ocupación inmediata 1-B: corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- ✓ Seguridad 3-C: la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

- ✓ Estabilidad estructural 5-E: el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

El cuadro N° 2, muestra las posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados; operacional (1-A), inmediata ocupación (1-B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

Cuadro 2. Niveles de desempeño ATC-40 (1996)

Niveles de Comportamiento No estructural	Niveles de comportamiento Estructural					
	SP-1 Inmediata ocupación	SP-2 Daño controlado	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata ocupación	1-B Inmediata ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

1.8.1.2 Sismos de diseño

En cuanto a los sismos de diseño, se clasificó en diferentes tipos de amenazas sísmicas, las que tienen efectos directos (vibración y licuefacción de suelos) e

indirectos (maremotos, incendios entre otros) y a su vez producen daños que afectan directamente a los niveles de desempeño de la estructura.

Se establecen cuatro niveles de severidad en las sollicitaciones sísmicas, cada uno de los cuales se define por un sismo de diseño. Los sismos de diseño son: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro. A continuación, se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000, al ATC-40.

1.8.1.2.1 Propuesta del comité VISION 2000

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de una probabilidad de excedencia, expresados en el cuadro N° 3 a continuación:

Cuadro 3. Niveles de sismo de diseño (SEAOC VISION 2000, 1995)

Nivel sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10 % en 100 años

El intervalo de recurrencia medio, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. El período de retorno "TR" (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia "pe" para un número específico "t" de años, mediante la siguiente ecuación:

$$TR = \frac{t}{\ln(1 - Pe)}$$

Esta metodología rige de acuerdo a la norma norteamericana, por lo que no se adecua al reglamento nacional de edificaciones.

1.8.1.2.2 Propuesta del ATC-40

En este procedimiento se utiliza tres niveles de movimientos sísmicos:

- ✓ Sismo de servicio, SE:

Tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 75 años. Éste se califica como un sismo frecuente.

✓ Sismo de diseño, DE:

Movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa. Es el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, tiene un período de retorno de 500 años. Este sismo generalmente se establece los códigos para el diseño de estructuras.

✓ Sismo máximo, ME:

Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5 % de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 1000 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.

1.8.1.3 Peligro sísmico en el Perú

1.8.1.3.1 Sismo de Servicio

Es el sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de sismo es típicamente 0.5 veces el Sismo de Diseño.

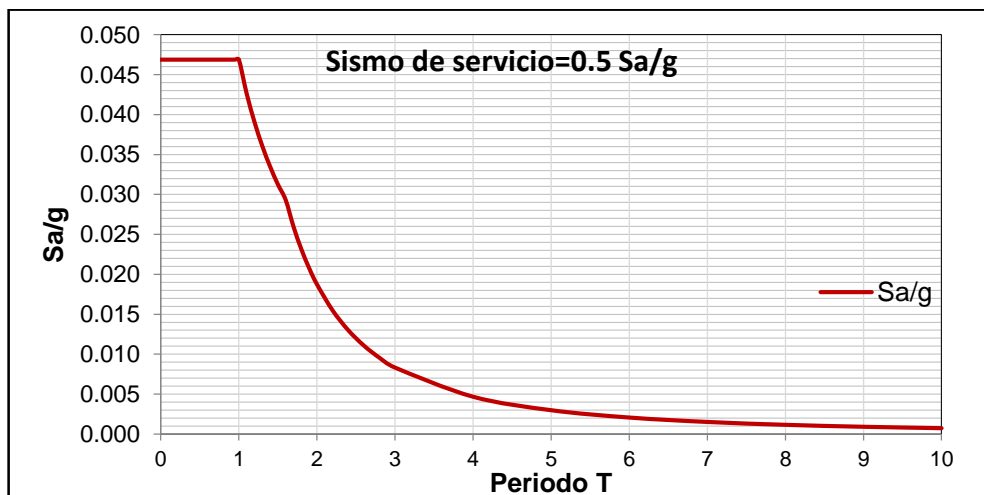


Gráfico 2. Espectro de respuesta elástico para el Sismo de Servicio

1.8.1.3.2 Sismo de Diseño

Es definido como el sismo que tiene 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, tiene un periodo de retorno medio de 475 años.

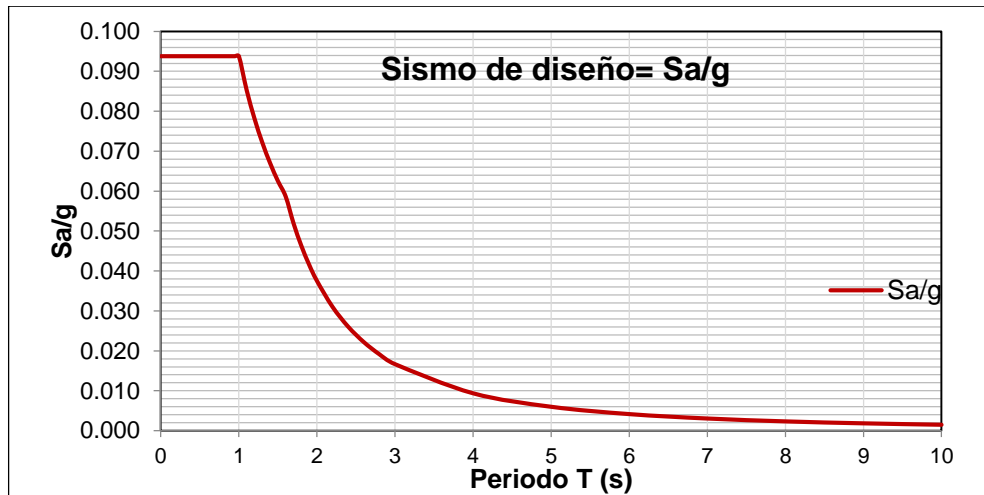


Gráfico 3. Espectro de respuesta elástico para el sismo de diseño

1.8.1.3.3 Sismo Máximo

Es definido como el máximo nivel sismo que se puede esperar en el lugar donde está situado el edificio dentro de un conocido marco geológico de trabajo. Esta intensidad de movimiento de suelo puede ser calculado como el nivel de sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de periodo. Este nivel de movimiento de la base es 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento de la base para un Sismo de Diseño. En términos probabilísticos, el Sismo Máximo tiene un periodo de retorno de aproximadamente 975 años.

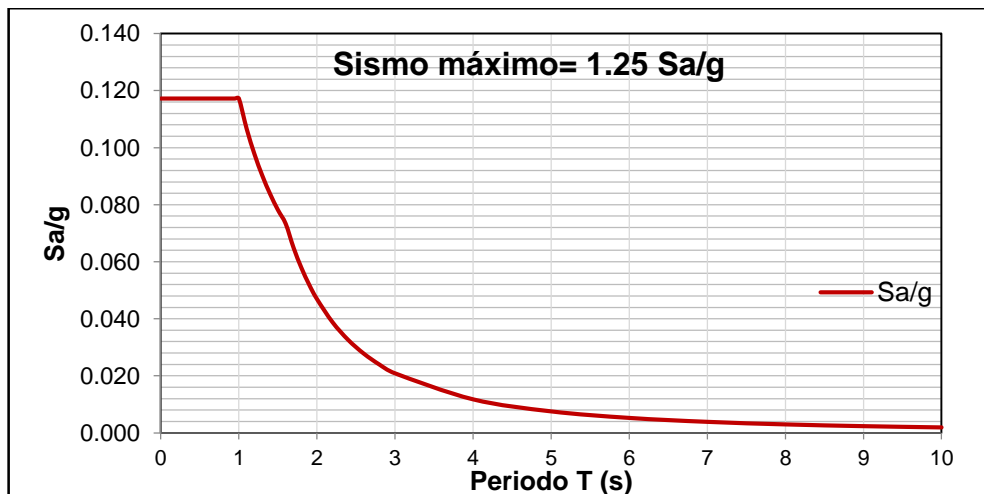


Gráfico 4. Espectro de respuesta elástico para el sismo máximo

Acoplando los tres gráficos anteriores, se obtienen los espectros de aceleración y demanda para los tres niveles de peligro sísmico.

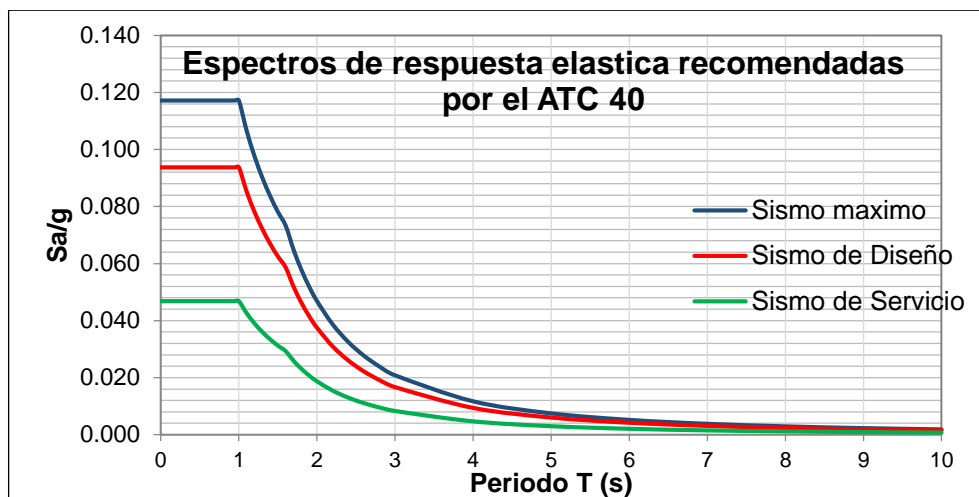


Gráfico 5. Espectros de respuesta elásticos recomendados por el ATC40

1.8.1.4 Objetivos de evaluación basado desempeño

La metodología en estudio se inicia con la selección de objetivos de desempeño sísmico para una estructura. Estos objetivos de desempeño expresan la relación que existe entre los niveles de desempeño deseados para la edificación y el nivel del movimiento sísmico esperado.

Para la selección de estos objetivos se tiene en cuenta factores como la importancia de la estructura, sus costos, los usos y otros.

A. Propuesta del comité VISION 2000

El comité VISION 2000, considera tres tipos de estructuras para su selección de objetivos de acuerdo a la importancia de estas en sus servicios.

El cuadro N° 4 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño.

Cuadro 4. Objetivos del desempeño sísmico (SEAO Vision 2000, 1995)

Movimiento sísmico de diseño	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	Operacional	Inmediata operacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1

Donde:

- 0: Desempeño inaceptable
- 1: Estructuras básicas
- 2: Estructuras básicas, esenciales.
- 3: Estructuras de seguridad crítica.

B. Propuesta del ATC-40

El comportamiento sísmico es descrito por el máximo estado de daño permitido, (expresado en la deformación de la rótula), para un nivel de demanda sísmica. Un objetivo de desempeño puede incluir varios niveles de comportamiento del edificio para varios niveles demanda sísmica y es denominado un objetivo de desempeño dual o múltiple.

Puede verse que, el cuadro N° 5 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que, para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Cuadro 5. Objetivos de seguridad para estructuras convencionales (ATC, 1996).

Movimiento sísmico de diseño	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN			
	operacional	Ocupación inmediata	Seguridad	Estabilidad estructural
SE				
DE			•	
ME				•

1.8.2 Capacidad de respuesta estructural

1.8.2.1 Capacidad estructural.

Toda estructura posee una capacidad estructural, la cual depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus componentes. Se puede describir la capacidad de una estructura de acuerdo al rango ya sea elástico o inelástico. La capacidad estructural puede ser representada a través de una curva de capacidad, la cual relaciona las fuerzas en la base de la estructura (cortante basal, V) y los desplazamientos en el nivel superior de la misma.

1.8.2.2 Comportamiento estructural

El comportamiento estructural está definido de acuerdo al uso y servicio que tendrá una estructura, tanto el comportamiento geométrico de la estructura y sus elementos como el comportamiento de las secciones y las uniones. 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.

1.8.3 Análisis estático no lineal "Pushover"

El análisis pushover es la técnica utilizada para investigar y determinar la capacidad estructural y las deformaciones que puedan producirse en estas, como resultado de la aplicación de fuerzas propias de la estructura y las que sean asignadas en el proceso de análisis.

Por lo tanto, nos permite determinar las derivas de entrepiso, modos de falla y el agrietamiento que puede sufrir los elementos estructurales.

1.8.3.1 Patrón de cargas

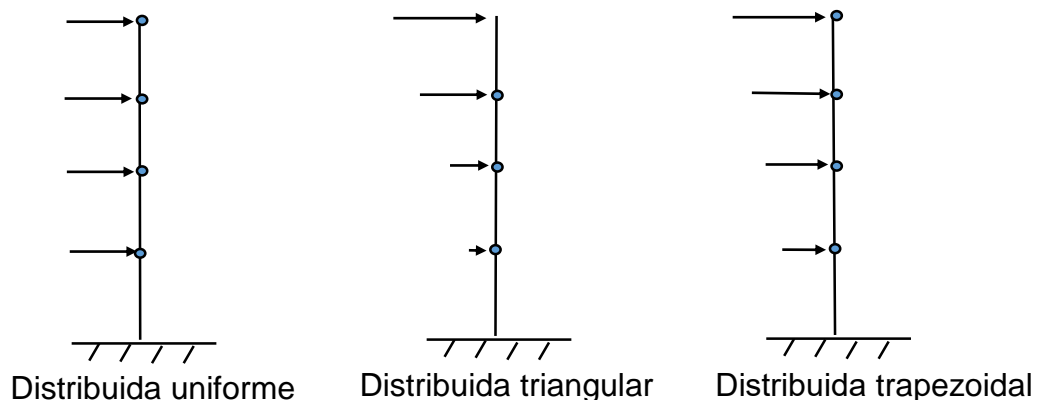


Gráfico 6. Patrones de carga lateral distribución vertical

En este caso se aplica un patrón de fuerzas a un modelo estructural que incluye propiedades no lineales. Este patrón se incrementa gradualmente en una dirección o combinación de estas hasta alcanzar la capacidad máxima. El patrón de cargas generalmente corresponde a la forma del primer modo de la estructura, aunque existen otros más. Las fuerzas se incrementan proporcionalmente a un factor de cargas. La fuerza total se grafica contra un desplazamiento de referencia que define la curva de capacidad (el comportamiento de la estructura ante las cargas). Esta puede combinarse con

una curva de demanda (que tiene típicamente la forma de un espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS). Este espectro esencialmente reduce el problema a un sistema de un grado de libertad (SDOF).

1.8.3.2 Curva de capacidad

Para el caso de los reservorios elevados de concreto armado, los factores de reducción son bajos y aún se siguen calibrando a medida que se verifica su desempeño frente a los eventos sísmicos.

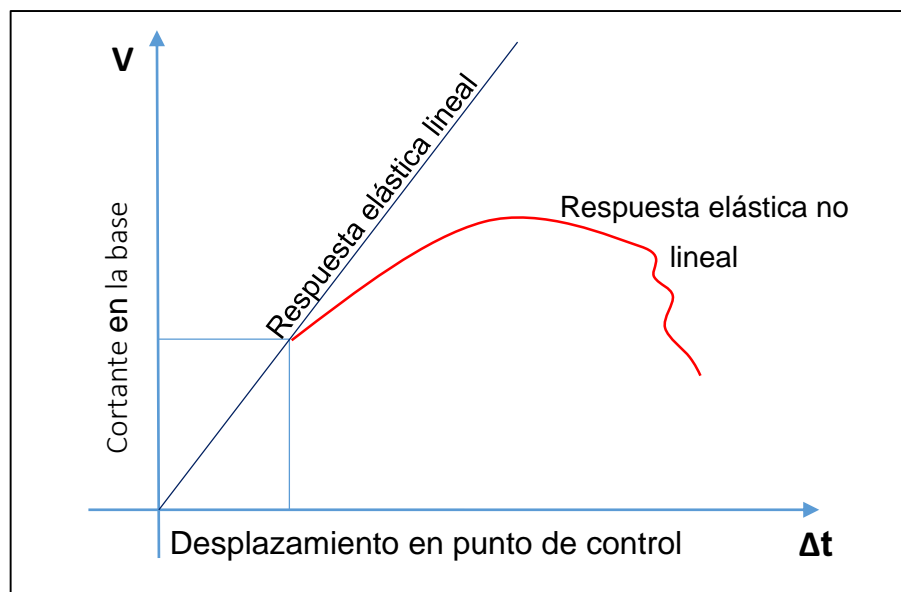


Gráfico 7. Respuesta lineal y no lineal para fuerzas y desplazamientos (elaboración propia)

La relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera el nivel superior se representa por medio de la curva de capacidad, el proceso es explicado en el gráfico 7:

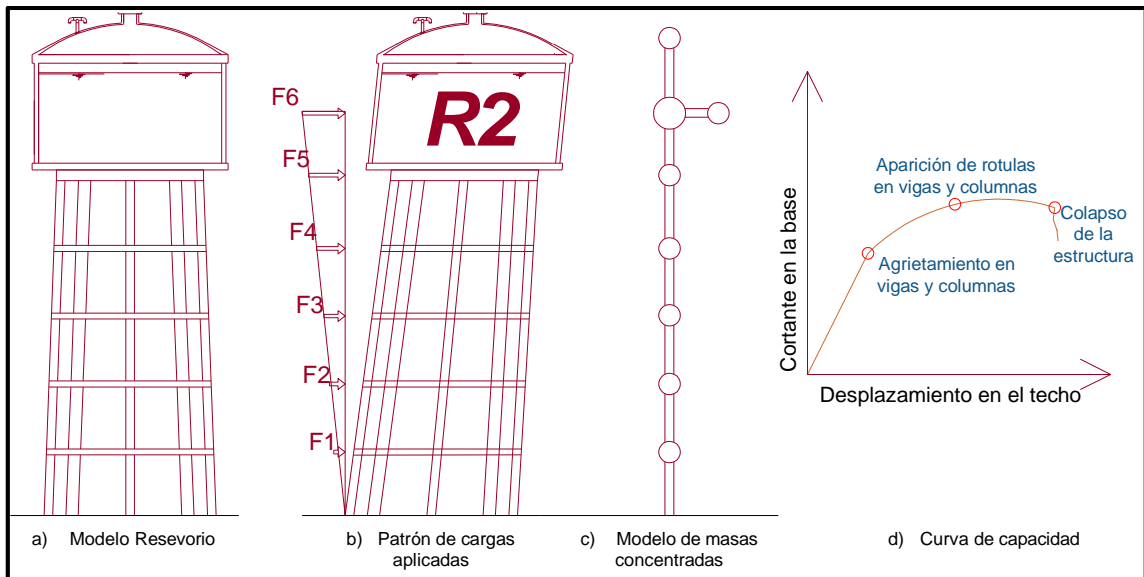


Gráfico 8. Esquema de proceso para análisis pushover (Elaboración propia)

1.8.3.3 Representación bilineal de la curva de capacidad

Se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de fluencia y el punto desempeño de la estructura.

En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así, por ejemplo, el desplazamiento de fluencia se puede definir como:

- El punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal.
- La intersección de la rigidez secante a través de la primera fluencia con la resistencia nominal.

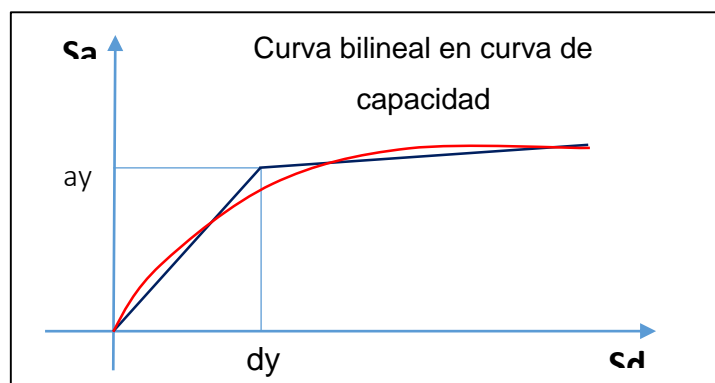


Gráfico 9. Cortante Vs Desplazamiento en el punto de control.

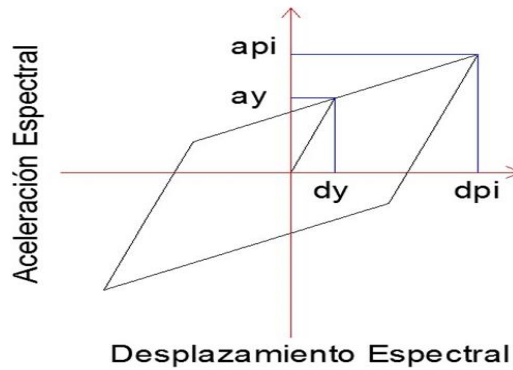


Gráfico 10. Curva Bilineal para el cálculo de ATC-40.

✓ Criterio de las rigideces tangentes

Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad, una en el rango elástico y otra que cruce el punto de cortante máximo, el punto de intersección de estas dos tangentes, origina el punto de Fluencia Efectiva de la estructura.

✓ Criterio de áreas iguales

Consiste en igualar las áreas internas y externas de la curva por medio de dos tangentes que concurren en un punto común, denominado: Punto de fluencia Efectiva.

1.8.4 Demanda sísmica.

Generalmente se representa la demanda sísmica por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de uno o más grados de libertad como una función de sus frecuencias.

1.8.4.1 Espectro de respuesta

El espectro de respuesta es la gráfica de los resultados de la demanda sísmica, que representa las máximas respuestas en función de las frecuencias.

Este espectro de aceleraciones es utilizado para procesos de diseño y análisis de estructuras basadas en fuerzas donde se representa en una gráfica aceleración espectral versus periodo.

De este modo la importancia central en ingeniería sísmica es comprender la respuesta de las estructuras deformadas dentro el rango inelástico durante un movimiento intenso del suelo.

1.8.4.2 Normativa sísmica para la localidad de Caballococha

La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente indica los parámetros para el cálculo del espectro de aceleraciones para edificaciones en función a la zona, tipo de suelo, uso de la edificación y tipo de la edificación. La aceleración espectral viene dada por la siguiente expresión:

$$SaD = ZUCSg/R$$

Donde:

Z: Factor de Zona

U: Factor de Uso

C: Factor de Amplificación Sísmica

S: Factor que depende del tipo de Suelo

R: Factor de Reducción

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m²/seg)

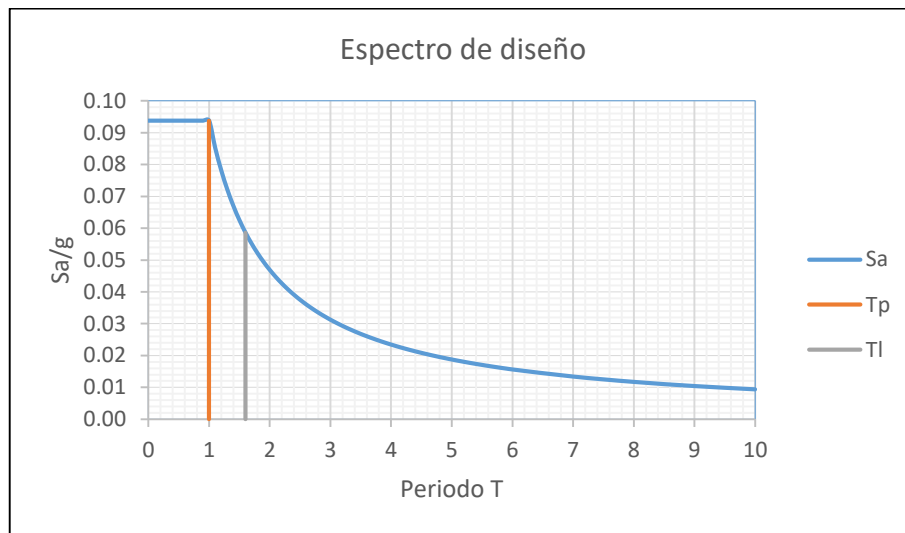


Gráfico 11. Espectro de sismo de diseño Sa/g (10/50)

Sin embargo, la Norma ACI 350.3-06 posee una propia metodología para el cálculo de la aceleración espectral de acuerdo a la importancia del Reservoirio, y a los factores de modificación de respuesta (R_{wi} y R_{wc}), por ello que las aceleraciones espectrales causantes del movimiento sísmico de la masa impulsiva y convectiva, tienen una distribución dividida en dos partes para los periodos correspondientes a cada una de las masas. El ACI 350.3-06 menciona que los primeros 2.4 segundos corresponden a la masa impulsiva y los siguientes a la masa convectiva.

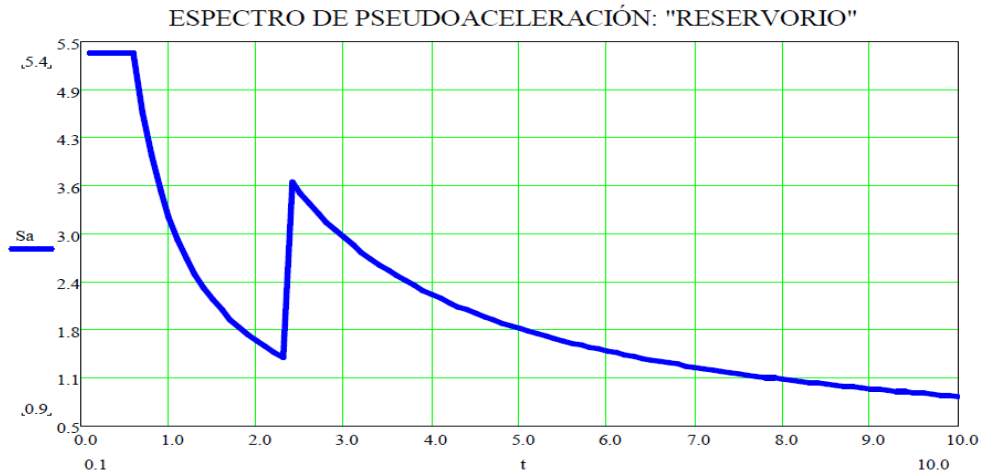


Gráfico 12. Espectro de pseudoaceleración en el reservorio (Llasa Funes, 2011)

1.8.5 Punto de desempeño

Con respecto al punto de desempeño sísmico de una estructura de concreto armado, se permite evaluar a través de la metodología del comité Vision 2000 o también la norma Applied Technology Council (ATC-40).

Así mismo, el método se fundamenta en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Este objetivo generalmente es relacionado al desplazamiento de un nudo de interés.

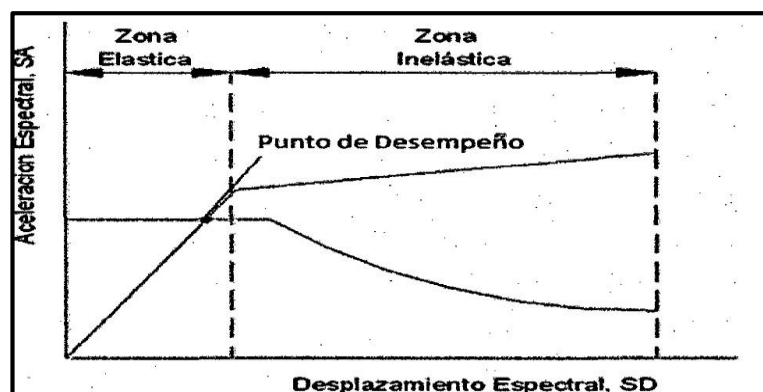


Gráfico 13. Punto de Desempeño en el Rango Elástico (SOTO, 2015)

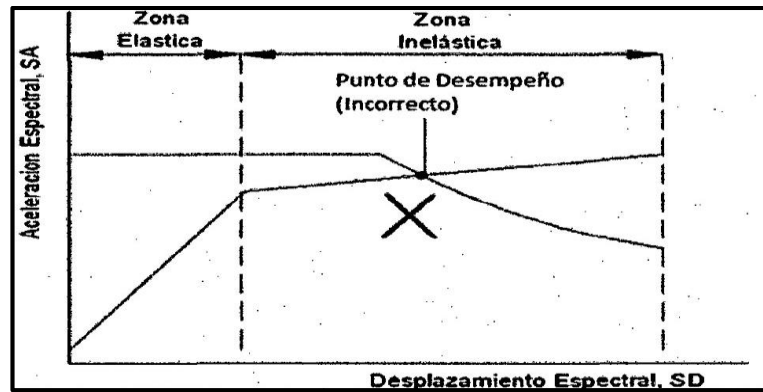


Gráfico 14. Estimación Incorrecta del Punto de Desempeño (SOTO, 2015)

1.8.5.1 Método del Espectro de Capacidad (MEC)

El método del espectro de capacidad fue propuesto inicialmente por Freeman (1975) para determinar la evaluación del riesgo sísmico, más tarde fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de edificaciones existentes (ATC, 1982). Este método es un procedimiento gráfico donde se compara la capacidad de una estructura con las demandas que le impone un determinado movimiento sísmico. La representación gráfica permite la evaluación visual de cómo la estructura se desempeñará cuando se somete a un movimiento sísmico. La capacidad de la estructura está representada por una curva fuerza desplazamiento (espectro de capacidad), obtenidos a partir de un análisis estático no lineal (Pushover); y la demanda sísmica por medio de un espectro inelástico.

Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica.

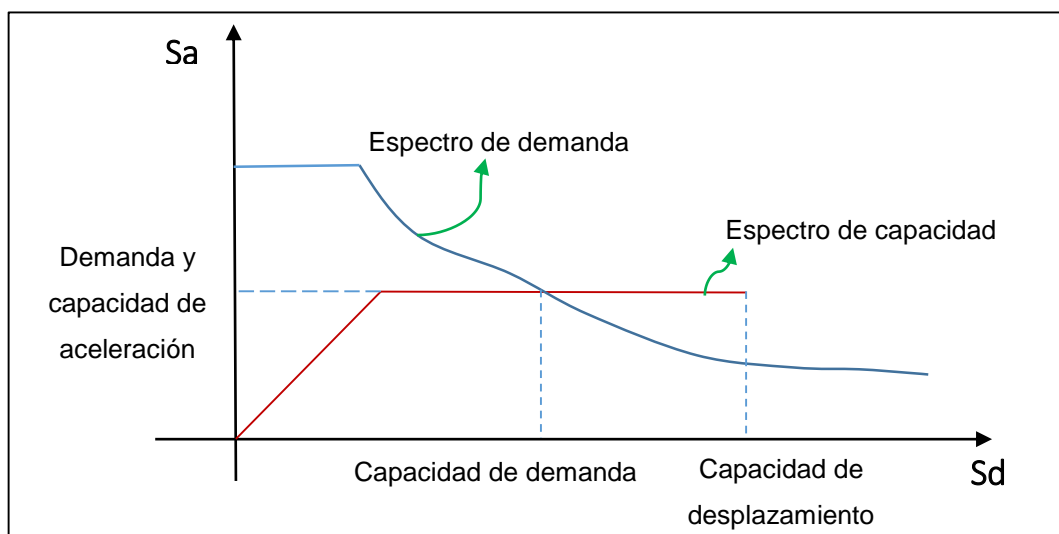


Gráfico 15. Grafica método espectro de capacidad (ATC40)

En el ATC-40 (1996) se describen tres procedimientos para determinar el punto de desempeño estructural de una edificación. Estos procedimientos son llamados: A, B y C. El primero se basa en determinar un punto desempeño supuesto que, a su vez, mediante una serie de pasos permita encontrar el punto de desempeño real.

1.8.5.1.1 Sectorización de la curva de capacidad

Con respecto a la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura se representan en la curva de capacidad para cada incremento. Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural. (ATC-40, 1996).

La sectorización de la curva de capacidad según ATC-40 se muestra a continuación en el gráfico 16;

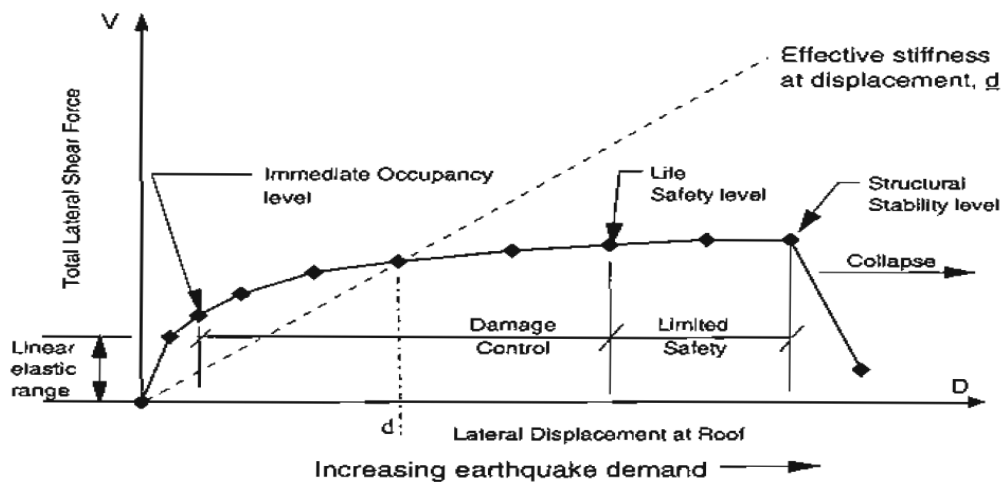


Gráfico 16. Curva de capacidad ATC-40 (1996)

Asimismo, esta curva de capacidad es convertida a un espectro de capacidad definido por la metodología ATC-40, como se menciona en el gráfico siguiente;

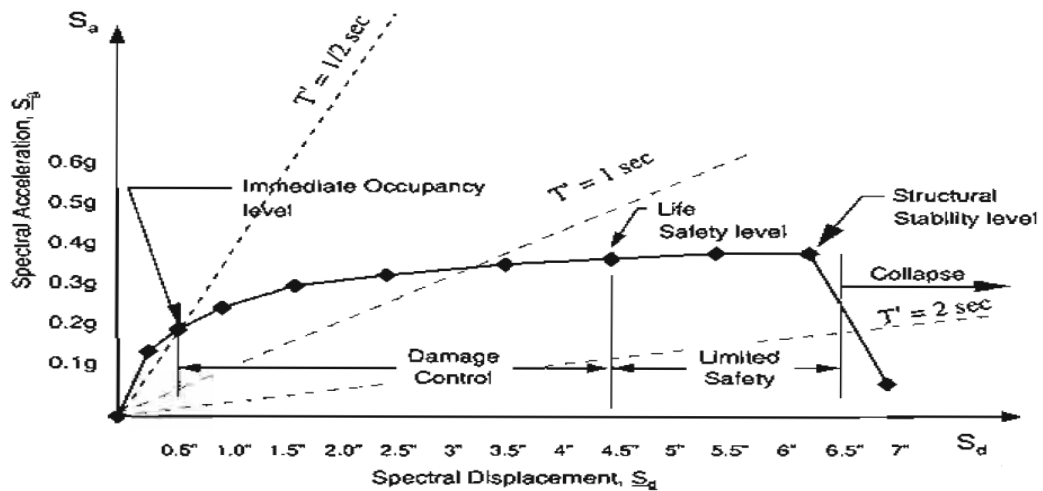


Gráfico 17. Conversión a espectro de capacidad

1.8.6 Criterios de desempeño

Los estudios realizados por las normas antes mencionadas (ATC - 40, FEMA-273/356, y VISION 2000) proponen límites de desempeño que son comparados con la respuesta estructural que se obtenga de la estructura para determinar si la edificación está dentro del rango de aceptación.

A continuación, se presentan los valores límites de desempeño propuestos por el ATC - 40 (1996), los cuales se plantean en función de la deriva máxima entre piso.

Cuando una edificación es sometida a cargas sísmicas responde desplazándose lateralmente, lo cual se representa con la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal (pushover). Para definir los límites de deformaciones laterales de cada nivel de desempeño se multiplican los valores adimensionales del cuadro 6 por la altura del edificio.

Límites de deriva de entrepiso	Nivel de desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de daños	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Deriva total máxima	0.01H	0.01H-0.02H	0.02H	$\frac{V_i}{P_i}$
Deriva inelástica máxima	0.005H	0.005H-0.015H	Sin limite	Sin limite

Cuadro 6. Límites de deformación lateral (Tabla 11-2 en ATC-40)

Dónde: H es la altura de la edificación.

En el siguiente grafico se muestra de manera gráfica como se establecen los límites de derivas laterales para cada nivel de desempeño de la estructura, de acuerdo a la metodología propuesta por la ATC-40 (1996) se tiene:

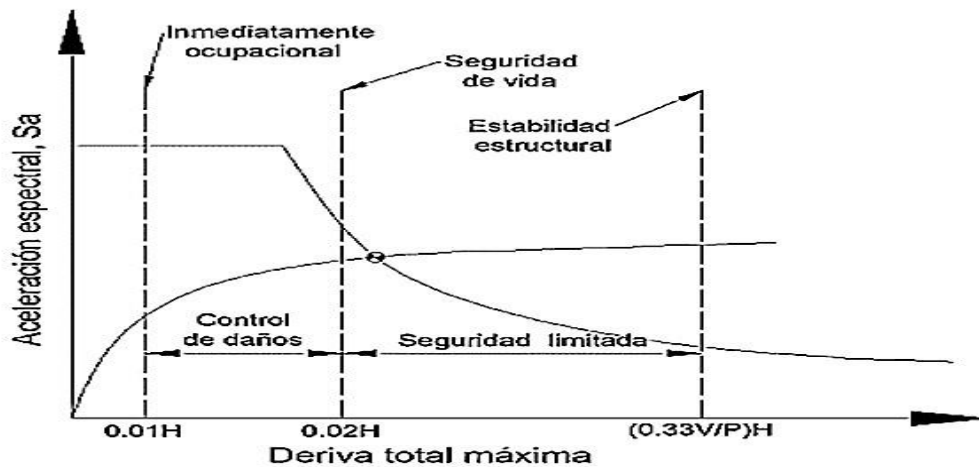


Gráfico 18. Límites de derivas para cada nivel de desempeño

1.8.6.1 Límites de aceptabilidad en elementos estructurales

Para determinar los criterios de aceptación de cada elemento, deberán clasificarse en primarios y secundarios, dependiendo su importancia en el sistema para soportar cargas laterales, o su influencia en la determinación del punto de desempeño.

En las tablas 11-3 y 11-4 del capítulo 11 del ATC-40 se proponen los parámetros que definen las rotaciones límites de las rótulas formadas en vigas y columnas respectivamente para cada nivel de desempeño (inmediatamente ocupacional, IO, seguridad de vida, LS, y prevención de colapso, CP) como se muestra en la grafico 18.

En este gráfico (grafico 18) el punto A es la condición sin carga lateral, el punto B representa la fluencia del elemento, en punto C define la máxima capacidad, D es el esfuerzo residual que representa la disminución de la resistencia que puede estar asociada a la fractura del refuerzo longitudinal y el punto E es el punto de máxima deformación.

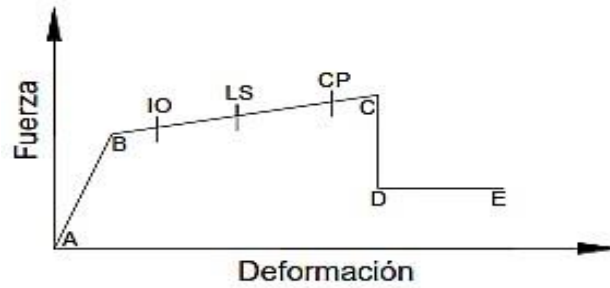


Gráfico 19. Criterios típicos de aceptación carga-deformación

1.8.7 Reservorios elevados

Los reservorios elevados son estructuras compuestas por un soporte y un tanque contenedor donde se almacena algún tipo de fluido, por ejemplo, agua o combustibles. Estas estructuras son importantes en zonas sísmicas ya que, debido a su función, se espera que después de un sismo sigan operando. En caso de falla no sólo importa el daño económico, sino también los posibles desastres que pueden llegar a provocar. En el caso de tanques con combustible, su caída puede provocar terribles explosiones y daños en propiedades aledañas.

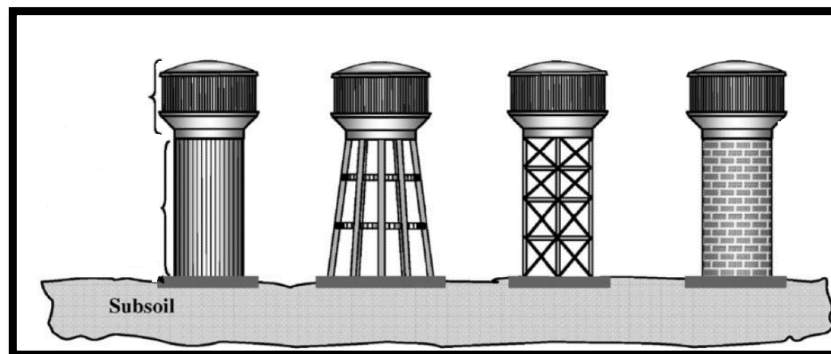


Gráfico 20. Modelos idealizados, tipos de reservorios (Quispe Apaza, 2011)

1.8.7.1 Tipos de reservorios de almacenamiento

Existen varios criterios para clasificar los tanques. Una de las formas más básicas es considerando su forma:

- ✓ Forma Rectangular
- ✓ Forma Cuadrada
- ✓ Forma Cilíndrica

Dependiendo de la elevación del fondo del tanque con respecto al nivel del terreno se obtiene la siguiente clasificación:

- ✓ Tanques enterrados

- ✓ Tanques superficiales
- ✓ Tanques elevados

1.8.7.2 Reservorio elevado con soporte tipo marco

La forma del reservorio tipo elevado con soporte tipo marco o aporticado, tiene una disposición geométrica de sus elementos estructurales procurando que todos los elementos trabajen a compresión, esto permite optimizar la capacidad de almacenamiento y espesores de los elementos.

1.8.7.3 Filosofía del análisis y diseño

El diseño de estos tanques no sólo requiere que el diseñador cumpla con requisitos mínimos de capacidad, sino que también hay que tomar en consideración requisitos mínimos de servicialidad; de esta manera el tanque debe ser capaz de resistir las cargas aplicadas sin que ocurran grietas mayores que puedan ocasionar filtraciones y pérdida de líquido.

Basándose en estos criterios se puede identificar los estados de carga para los cuales se podría analizar y diseñar un tanque, las cuales son:

- ✓ Las cargas gravitacionales son aquellas que constituyen el peso de la estructura.
- ✓ Las cargas de presión interna son las ocasionadas por el líquido o sustancia que se almacena en el tanque.
- ✓ Las últimas, más importantes son las cargas sísmicas.

1.8.7.4 Modelo del comportamiento hidrodinámico

1.8.7.4.1 HOUSNER (1963)

El modelo divide el agua en dos masas concentradas, una que acompaña el movimiento del reservorio, también llamada la masa impulsiva, y otra correspondiente al chapoteo, también conocida como la masa convectiva. Se trabaja un sistema equivalente: la masa impulsiva que está conectada rígidamente al reservorio, y la masa convectiva, cuyo movimiento oscilatorio es representado por el resorte equivalente $K/2$. Así también, en el gráfico 21, se observa los dos modos predominantes del reservorio elevado cuando la base se somete a una aceleración.

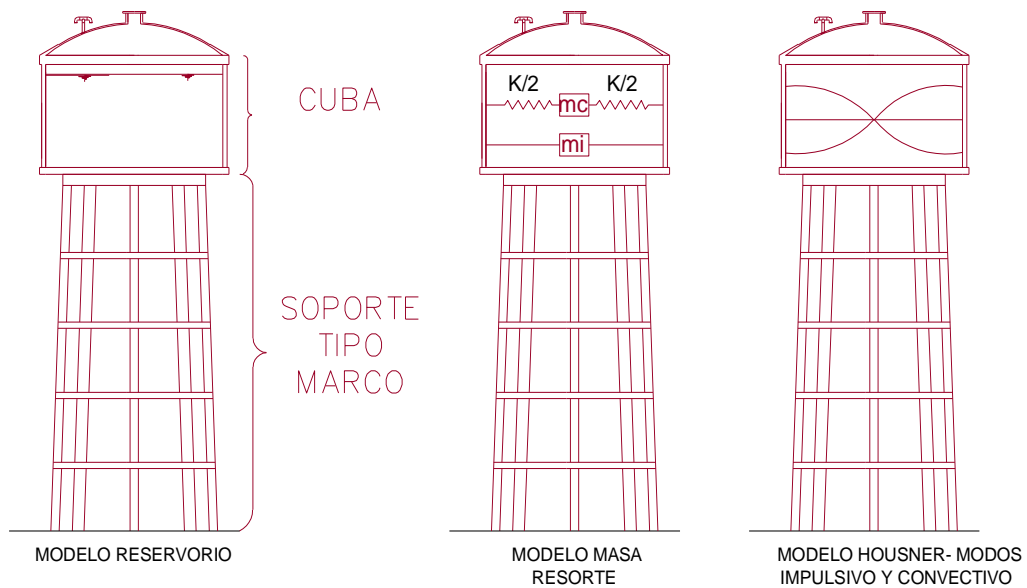


Gráfico 21. Modelo de Housner; (Elaboración propia).

El gráfico 21 representa el comportamiento dinámico del conjunto líquido–estructura durante una perturbación sísmica, una parte de la masa de agua queda impregnada rígidamente en las paredes del reservorio y además que esta se encuentra confinada y se ubica en la parte inferior contados a partir del piso del tanque. A esta masa se le conoce como *Masa Impulsiva (mi)*. A esta masa complementaria se le conoce como *Masa Convectiva (mc)*, es fácil observar que la cantidad de la masa impulsiva es mayor que la masa convectiva. Asimismo, para reservorios tipo fuste se recomienda usar el modelo de Housner, para el modelo de la cuba, por la sección troncocónica presente.

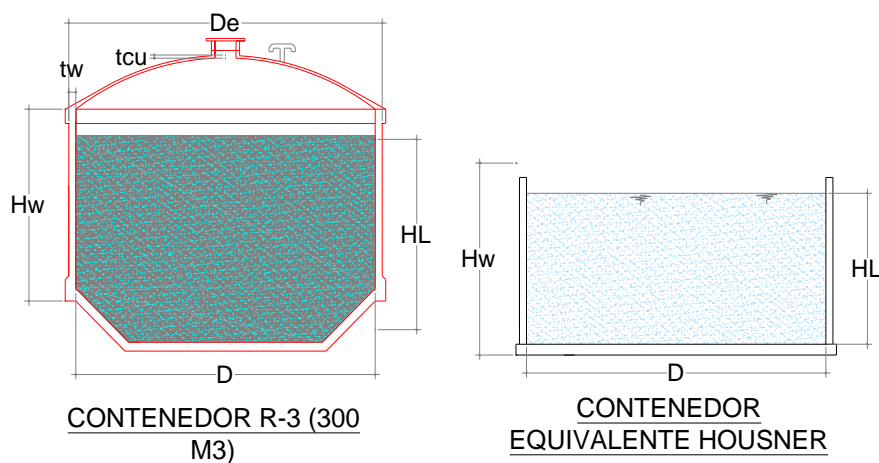


Gráfico 22. Modelo de cilindro equivalente de Housner

1.8.8 Definición de Términos Básicos

- **Desempeño estructural:** Es una expresión del objetivo de comportamiento que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico, debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural. **(SEAO, 1995).**
- **Diagrama momento giro:** Es una representación de los valores obtenidos de la relación Momento Curvatura de un elemento, en la que el giro está representado por la multiplicación del valor de la curvatura por la longitud (L_p) de la rótula plástica. **(ATC-40, 1996).**
- **Espectro de capacidad:** Es la gráfica de la aceleración espectral (SA) frente a la relación de desplazamiento espectral (S_o) basado en la curva de capacidad. **(FEMA 274, 1997).**
- **Espectro de Respuesta:** Es el espectro de respuesta reducido utilizado para representar el movimiento del suelo en un sismo en el método de espectro de capacidad. **(ATC-40, 1996).**
- **Nivel de desempeño:** Estado limite los daños o condición descrita por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes debido a los daños del edificio, y del servicio post-terremoto del edificio. **(ATC-40, 1996).**
- **Punto de desempeño:** Es la intersección del espectro de capacidad con el apropiado espectro de demanda en el método del espectro de capacidad (el desplazamiento del punto de desempeño es equivalente al desplazamiento tope en el método de coeficiente) **(ATC-40, 1996).**
- **Rótula plástica:** Una rótula plástica es la zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación inelástica. A la rótula plástica le corresponde una longitud L_p correspondiente a una aproximación de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento. **(Paulay y Priestley, 1992).**
- **Sistemas estructurales marcos o pórticos:** Este sistema conjuga elementos tipo viga y columna. Su estabilidad está determinada por la capacidad de soportar momentos en sus uniones. Pueden ser planos y espaciales.

- **Desempeño Sísmico:** el diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no Capítulo 6 debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (**Bertero, en SEAOC, 1995**).
- **Carga de servicio** — La carga (sin amplificar), (**RNE E.060, 2009**)
- **Carga amplificada o factorizada** — La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de esta Norma. (**RNE E.060, 2009**)
- **Concreto estructural** — Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo al concreto simple y al concreto reforzado. (**RNE E.060, 2009**)
- **Módulo de elasticidad** — Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material. (**RNE E.060, 2009**)
- **Masa impulsiva** — Es la masa que observándolo desde un plano de referencia estático esta firme y al producirse un movimiento sísmico esta se mueve con la misma frecuencia que las paredes del reservorio.
- **Masa convectiva** — Es la masa que observándolo desde un plano de referencia estático está en un movimiento desordenado que se mueve impactando contra las paredes del reservorio.

1.9 Variables

1.9.1 Identificación de las Variables

Variable independiente:

Evaluación por desempeño sísmico.

Variable dependiente:

Comportamiento estructural de los reservorios estudiados.

1.9.2 Definición de las Variables

La variable independiente se define conceptualmente como:

LA *Evaluación por desempeño sísmico* consiste en conocer los desplazamientos, distorsiones de piso y el comportamiento de cada uno de los elementos ante varios eventos sísmicos de diferente intensidad. Asimismo, selecciona esquemas de evaluación apropiados que permitan el reforzamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimientos del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límites. (BERTERO, 1997).

La variable dependiente; COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE DOS RESERVORIOS ESTUDIADOS SE DEFINE COMO:

Es la manera de responder de una estructura ante sollicitaciones externas como los eventos sísmicos de diferente intensidad y se la puede medir en magnitud de daños, muchos factores intervienen en el daño sísmico, como: intensidad, duración y frecuencia del movimiento, condiciones geológicas y de suelo, o calidad de la construcción. Los componentes estructurales poseen cierta forma en lo vertical como en lo horizontal, por lo que su capacidad de una estructura es muy dependiente de la resistencia, forma y distribución de estos elementos de la estructura en estudio, por el grado de dificultad para su análisis y así obtener los niveles de desempeño deseados.

1.9.3 Operacionalización de las Variables

- **VARIABLE INDEPENDIENTE: Evaluación por desempeño sísmico.**
- **VARIABLE DEPENDIENTE: Comportamiento estructural de los reservorios estudiados.**

OPERACIONALIZACION DE VARIABLES						
	VARIABLE	CONCEPTUALIZACION	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TECNICAS O INSTRUMENTOS
VARIABLE INDEPENDIENTE	EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO	La evaluación por desempeño sísmico consiste en conocer los desplazamientos, distorsiones de piso y el comportamiento de cada uno de los elementos ante varios eventos sísmicos de diferente intensidad.	1. Capacidad de carga máxima	Punto de colapso de la estructura	¿La estructura debe ser diseñada para un punto de colapso?	Uso de software (SAP2000 V19)
			2. Analisis lineal estático	Parámetros de diseño sísmico; ubicación, uso, tipo, de la estructura	¿Es factible un analisis estatico lineal de la estructura?	Normas: E-030, ACI 350.06 Software: Microsoft excell
			3. Analisis no lineal estático (PUSHOVER)	Diagramas de Momento Curvatura, Curvas de Capacidad, Espectro de Respuesta	¿Cuál es la importancia de una analisis no lineal estático de las estructuras en estudio?	Análisis en software SAP2000 V19
VARIABLE DEPENDIENTE	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE DOS RESERVORIOS ELEVADOS CON SOPORTE TIPO MARCO	Es la forma de respuesta de la estructura ante solicitaciones sísmicas y se la puede medir en magnitud de daños.	1. Diseño con Normatividad Nacional de Diseño Sismoresistente	comprobacion de Momentos de flexion, compresion y Torsion	¿Sera que la estructura soportara todos los tipos de momentos actuantes?	Normas: E-030 ATC -40 Pushover.
			2. Columnas y Vigas de hormigon y acero	Columnas y Vigas Hormigon Acero	<ul style="list-style-type: none"> •¿Que dimensiones debe tener las columnas y vigas? •¿Cual sera la resistencia del hormigon ? •¿Cual sera el limite de fluencia del acero? 	Interpretacion y observacion de informacion
			3. Modelo del comportamiento hidrodinámico del agua.	ACI350.3-06	<ul style="list-style-type: none"> •¿La verificacion por cortante y flexion por la norma ACI 350.06 sera util para el análisis sísmico de reservorios elevados en el Perú? 	Modelo de HOUSNER

CAPÍTULO II: MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Tipo y diseño de Investigación

La investigación es de tipo:

TIPO CORRELACIONAL; Se midió el grado a asociación entre las variables: Evaluación por desempeño sísmico y el comportamiento estructural.

TIPO EXPLORATORIO; La investigación tuvo su proceso de exploración en el análisis de la problemática de los daños estructurales posibles en los reservorios que serán estudiados ante eventos sísmicos de diferente magnitud.

TIPO EXPLICATIVO; Realizado los procedimientos de análisis necesarios se plantea una solución para el presente trabajo, como el rediseño estructural de ser necesario, mejorando y apoyando la investigación en ingeniería estructural en el país.

El diseño general de la investigación es EXPERIMENTAL (cuasi-experimental).

2.2 Población y muestra

2.2.1 Población

En la presente investigación la población de estudio estuvo constituida por los dos reservorios elevados en la localidad de Caballococha, que tienen una infraestructura de soporte tipo marco.

Los reservorios tienen características comunes, son edificaciones de 5 niveles con un sistema estructural aporticado, tradicional, con columnas y vigas rectangulares y una viga circular en la base de la cuba.

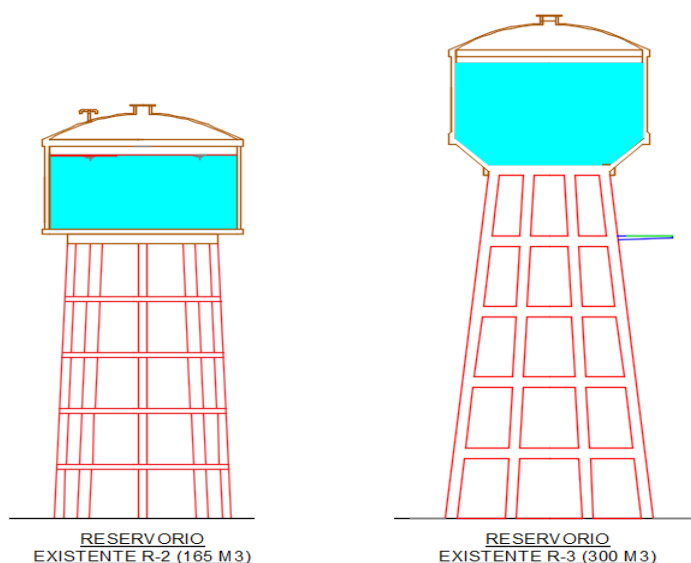


Gráfico 23. Reservorios elevados existentes de la investigación.

2.2.2 Muestra

La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia y está constituida por los componentes estructurales (columnas, vigas, losa de descanso) de los reservorios elevados, edificaciones asignadas para desarrollar labores de almacenamiento y abastecimiento de agua potable.

2.3 Técnica, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

2.3.1 Técnicas de recolección de Datos.

- **Información Directa.** Se obtuvo mediante la observación directa con la ayuda de una guía debidamente diseñada, mostrada en el anexo 6.4.1.
- **La Evaluación Visual.** A través de formulario como instrumento de recolección de datos en la muestra según el muestreo establecido.
- **La Investigación Documental.** Está fundamentada en artículos, libros y códigos relacionados, detallada en el anexo 6.4.

2.3.2 Instrumentos de Recolección de Datos

2.3.2.1 Revisión de planos y especificaciones técnicas de los materiales

Se realizó una revisión de los planos existentes tanto estructurales como arquitectónicos, así como, las especificaciones técnicas de los materiales de la estructura contenida en el expediente técnico del proyecto “Mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable y alcantarillado de Cabalcocha, Provincia de Mariscal Ramón Castilla – Loreto “, a nivel de Expediente Técnico – Código SNIP 287485.

La visita de campo a las estructuras es de vital importancia, para verificar si la representación en los planos del expediente está acorde a las condiciones existentes de las edificaciones, lo que nos servirá si los planos serán útiles para el análisis.

2.3.2.2 Observación:

Se realizó una evaluación de las dos estructuras, recogiendo información en la lista de comprobación de la evaluación sísmica basada en el desempeño, se evaluó el estado actual de estas edificaciones. Se verificó las dimensiones y usos de la estructura, con el objetivo de rectificar los planos.

Al momento de realizar una evaluación estructural, se debe recopilar la información existente de la edificación y verificar las condiciones actuales mediante visitas de campo y con la ayuda de un formato elaborado para el levantamiento de daños, en el cual se especifica información como localización del daño en la estructura y en el elemento estructural específicamente, así como un esquema del daño presentado y observaciones en caso de haberlas.

➤ **Análisis de daños del diseño estructural**

Para representar los daños detalladamente para cada elemento estructural, se hará referencia del siguiente cuadro que clasifica el daño de acuerdo al tipo de elemento estructural y los daños más comunes en ese elemento.

ELEMENTO	TIPO DE DAÑO	CAUSA
COLUMNAS	Grietas diagonales	Cortante o torsión
	Grietas verticales	Flexo-compresión
	Desprendimiento de recubrimiento	Flexo-compresión
VIGAS	Grietas diagonales	Cortante o torsión
	Rotura de estribos	Cortante o torsión
	Grietas verticales	Flexión
UNIÓN VIGACOLUMNA	Grietas diagonales	Cortante
	Falla por adherencia del refuerzo de vigas	Flexión
BASE Y TECHO DE CUBA	Grietas alrededor de columnas en losas o placas planas	Penetración
	Grietas longitudinales	Flexión
MUROS DE CUBA	Grietas diagonales	Cortante
	Grietas horizontales	Flexo-compresión
	Aplastamiento del concreto y pandeo	Flexo-compresión

Cuadro 7. Elementos estructurales y daños frecuentes

2.3.3 Procedimientos de Recolección de Datos

2.3.3.1 Cálculo estructural

El cálculo estructural se realizó en un modelamiento estructural en el software SAP2000 V19 que es mostrada en la sección 2.5.3 procesamiento de la información, previa revisión de planos de AutoCAD 2017 mostrados en los anexos 6.10, y su respectiva revisión de diseño en una hoja Excel, tratando los datos de las normas aplicadas detalladas en el anexo 6.5 y 6.6.

2.3.3.2 Revisiones bibliográficas.

La investigación está fundamentada en normativas como, Norma ACI 350.3-06, Norma ATC-40, NTE E.030 "Diseño Sismorresistente", que son explicados en el anexo, 6.2.

2.3.3.3 Ensayos:

Se programaron la ejecución de 06 ensayos Destructivos con Equipo Diamantina. Cada ensayo de Esclerometría consta de 10 disparos con equipo Esclerómetro y la Extracción de 18 núcleos de concreto de \varnothing 3". La finalidad de este ensayo es obtener una resistencia estimada de las estructuras.

Se evaluó la resistencia a compresión del concreto de los elementos estructurales (vigas y columnas), para lo cual se extrajeron testigos (diamantina) que fueron ensayados a rotura posteriormente en el laboratorio. Los resultados de estos análisis se muestran en el Anexo 6.4.4.



Gráfico 24. Fotografía de ensayos de diamantina del reservorio R-3



Gráfico 25. Fotografía Extracción de núcleo de Columna de Reservorio R-2

2.4 Procesamiento y Análisis de la Información

2.4.1 Localización

Las estructuras se encuentran situada en la localidad de Caballococha, distrito de Ramón Castilla, provincia de Mariscal Ramón Castilla, departamento de Loreto, región de Loreto, Perú.

La localidad de Caballococha, se encuentra georreferenciado en latitud sur $3^{\circ}45'58.65''$ my Longitud Oeste $73^{\circ}16'55.66''$. Asimismo, se encuentra a una altitud de 138.00 m.s.n.m. el clima es cálido, húmedo y lluvioso, con una temperatura promedio anual mínima de 22°C y máxima de 32°C . (Fuente: SENAMHI - LORETO).



Gráfico 26. Localización geográfica del proyecto en estudio.

2.4.2 Características no lineales de los materiales

Los principales materiales que intervienen en el análisis de la estructura son los correspondientes a concreto armado y al acero estructural, y cuyas características no lineales están determinados por modelos de comportamiento inelástico referentes a sus curvas de esfuerzo - deformación, donde se puede apreciar el comportamiento de fluencia, a partir de la degradación de la rigidez, esfuerzo máximo hasta alcanzar su capacidad ultima (falla).

2.4.2.1 Curva de Esfuerzo - Deformación de materiales.

Las curvas de esfuerzo- deformación para el concreto tanto confinado como sin confinar están determinados según el modelo de Mander, y las curvas correspondientes al acero de refuerzo y al acero estructural están dadas según consideraciones de las normas ASTM.

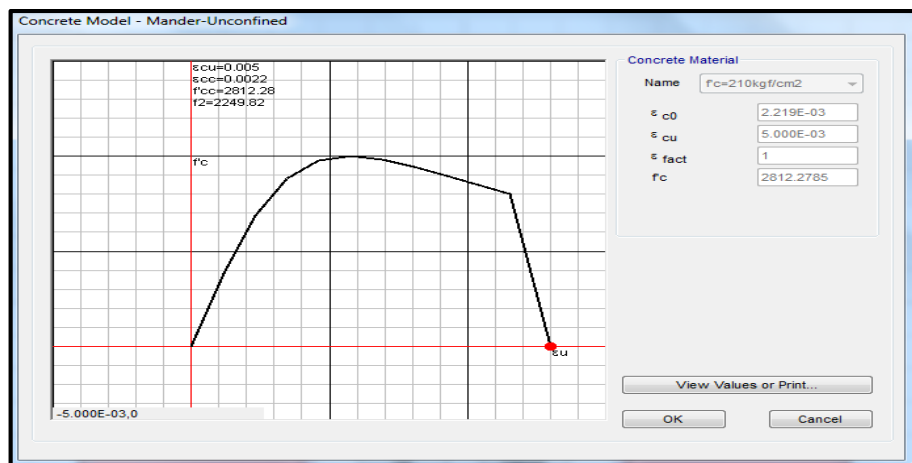


Gráfico 27. Curvas Esfuerzo-Deformación del Concreto $f'_c=175 \text{ kg/cm}^2$

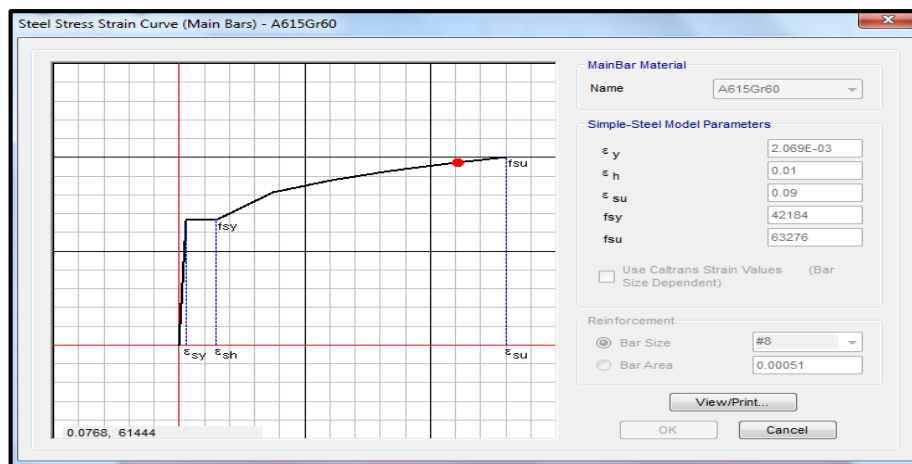


Gráfico 28. Curvas Esfuerzo-Deformación del Acero ASTM A - 615 - Grado 60.

2.4.3 Objetivo de desempeño

Para hacer la definición del objetivo de desempeño fue necesario conocer el uso y estado actual de los reservorios, y su demanda sísmica establecida. Los reservorios son parte del sistema de agua potable de la localidad de Caballococha, están en mantenimiento a la espera de un reforzamiento y puesta en marcha. Debido a su gran importancia como parte del sistema de agua potable, se requiere una ocupación inmediata después de un evento sísmico.

Los reservorios al estar considerado como una estructura esencial por la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”, es necesario que la estructura mantenga un margen de deformaciones antes del colapso tal que el peligro de vida sea despreciable y la edificación permanezca segura para mantenerse funcionando en su totalidad, por lo que según lo establecido en el ATC-40 y confirmado con su versión más reciente, el ASCE 41-13, para lograr este comportamiento de la estructura se debe establecer un objetivo de desempeño de ocupación inmediata como se muestra en el siguiente cuadro (ver cuadro N° 8).

	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Sismo de Diseño.		✓		

Cuadro 8. Selección de objetivo de evaluación de reservorios

2.4.4 Metrado de cargas

A continuación, se muestran los resultados de los metrados de carga muerta obtenidos para ambos reservorios.

Se muestran los datos obtenidos en el programa SAP 2000 v19:

- ✓ Para el reservorio R2:

Reservorio R2			
Section	Number Pieces	Total Length	Total Weight
Text	Unitless	m	Tf
Columna 0.40X0.40	48	150.13262	57.7175
Vigas 0.35X0.60	8	23.31912	11.7664
Vigas 0.35X0.28	80	189.86159	44.707
Vigas 0.40X0.80	32	20.01237	15.3872
Losa de fondo 0.30 m	1		42.5763
Anillo e=0.30m	1		13.769
Fuste e=0.20m	1		61.0236
CUBA e=0.07m	1		10.9772
		TOTAL	257.9242

Cuadro 9. Metrados de cargas en el programa sap2000 v19, R2

- ✓ Para el reservorio R3:

Reservorio R3			
Section	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Unitless	m	Tf
Columna 0.50x0.50	48	180.2460131	108.2724131
VIGA-0.25X0.50	58	130.5187421	39.20080927
Viga 0.30X0.60	100	136.8519288	59.18825937
Losa seccion troncoconica e=0.25m	1		12.79230834
Losa de fodo e=0.20m	1		57.18715825
Cúpula e=0.07m	1		11.013281
Fuste e =0.25m	1		32.3955705
Vigas de cuba	1		19.70361442
		TOTAL	339.7534143

Cuadro 10. Metrados de cargas en el programa sap2000 v19, R3

2.4.5 Configuración Estructural

El volumen de almacenamiento es de 165 m³ para el reservorio R2 y de 300 m³ para el reservorio R3. Ambos reservorios constan de un sistema de soporte tipo marco con columnas y vigas de arriostre de dimensiones variables. La cuba consta de paredes laterales de concreto armado con un diámetro y espesor variable, además, el fondo de la cuba y la cúpula de techo consta de un espesor variable de acuerdo al reservorio.

PARÁMETROS DE DISEÑO ADOPTADOS

Mortero estructural $f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$ vigas y columnas soporte

Mortero estructural $f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$ losa y paredes de cuba

Acero corrugado G-60 (ASTM 615) $F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

CARGAS Y SOBRECARGAS

Peso específico del agua: 1,000 Kg/m³

Peso específico del concreto armado: 2,400 Kg/m³

Sobrecarga en la losa del techo: 150 Kg/m²

Cabe señalar, que el esfuerzo máximo de compresión en el concreto, medido en carga por unidad de área. Se estimó en cilindros de concreto sometidos a carga de compresión, en los cilindros extraídos de diamantino.

2.4.6 Modelo estructural

La elaboración del modelo estructural corresponde a la idealización de los reservorios elevados, con respecto a sus elementos estructurales básicos: vigas, columnas, losas, mediante el software SAP2000 v19. Las vigas, columnas son generadas como elementos "frame", las losas y pared de cuba como elementos "shell", se considera que la cimentación brinda características de empotramiento a la base de la edificación.

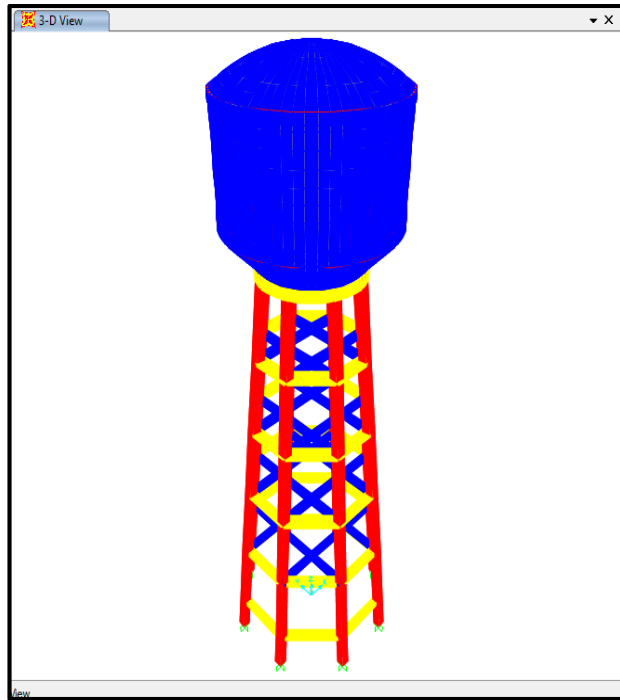


Gráfico 29. Modelo estructural reservorio R3-

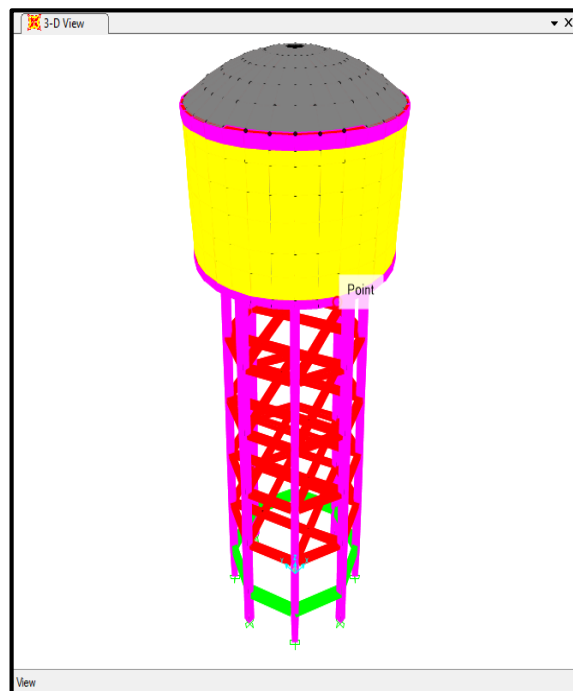


Gráfico 30. Modelo estructural reservorio R2.

2.4.7 Análisis estático no lineal

Para realizar un análisis estático no lineal, deben definirse los patrones de cargas que se aplicarán a los reservorios, así como los posibles modos de falla y su ubicación, para luego generar la curva de capacidad de la estructura.

Se definió el patrón de cargas lateral, el cual se incrementará en forma distribuida triangular en la altura del soporte de los reservorios.

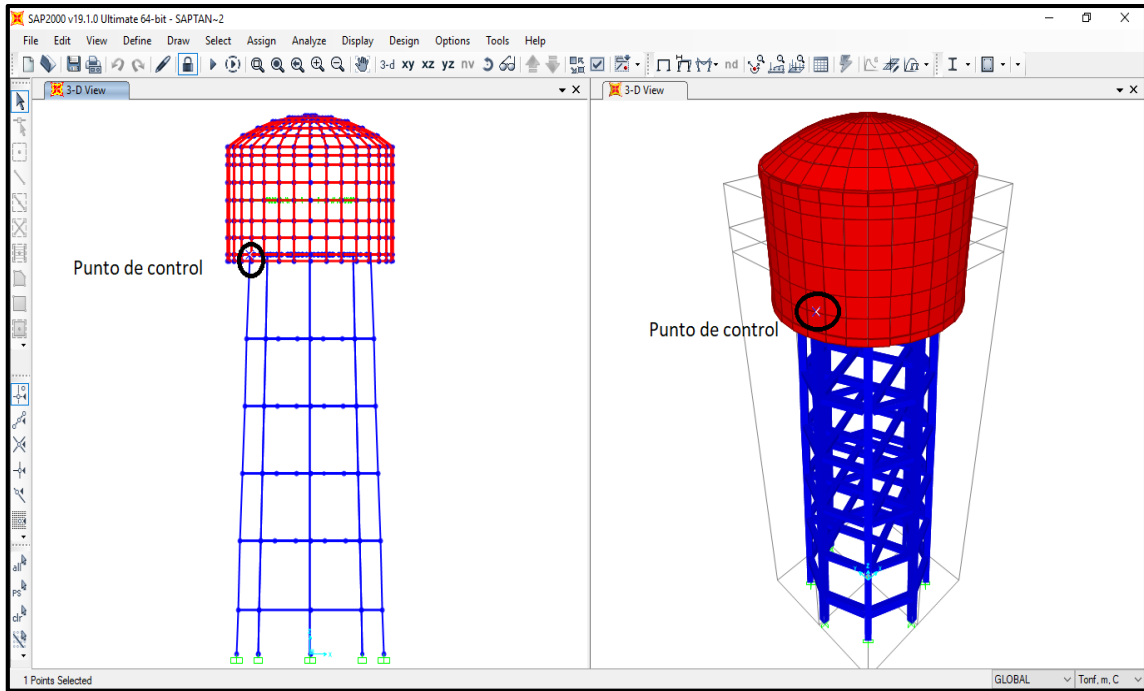


Gráfico 31. Ubicación del punto de control en ultimo nivel de pórtico. (R2)

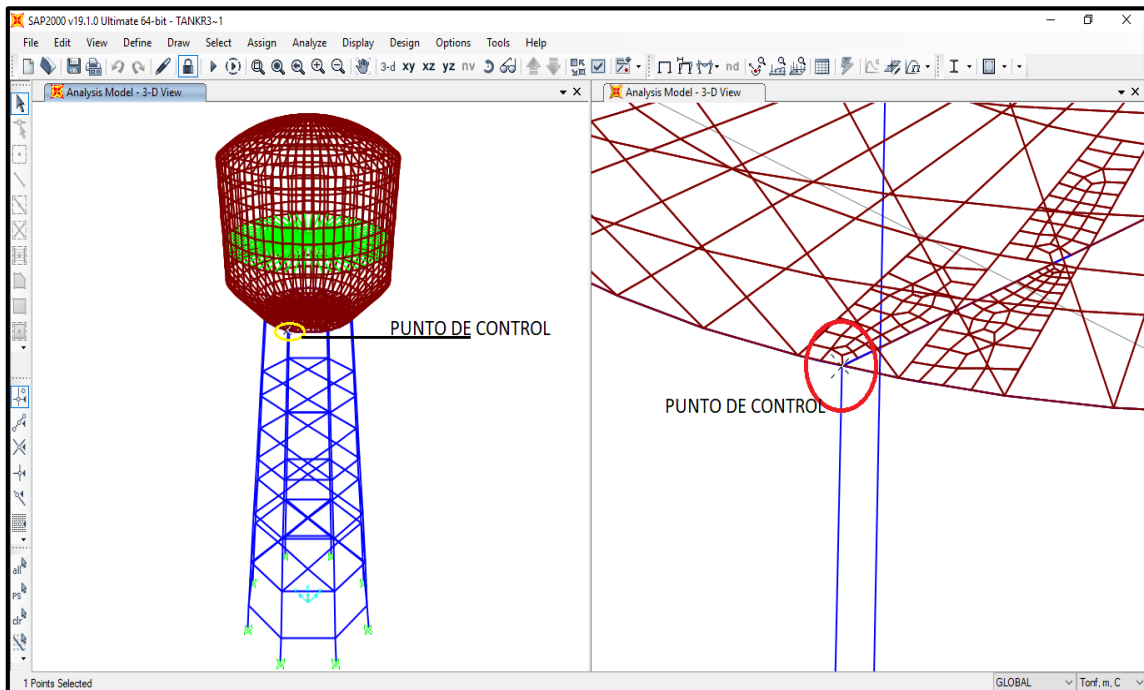


Gráfico 32. Ubicación del punto de control en último nivel de pórtico. (R3)

2.4.8 Relación momento – curvatura

Existen varios métodos de calcular el diagrama momento curvatura de una sección estructural, pero todas ellas se basan en los mismos principios que son: compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos. A continuación, se describe el procedimiento.

- 1) Seleccionar un valor de deformación máxima del hormigón, E_c , para obtener un punto del diagrama momento curvatura.
- 2) Imponerse una ubicación del eje neutro C , y en base a esta ubicación trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección. Se supone que la deformación varía linealmente. Por medio de la compatibilidad de deformaciones se determinan las deformaciones en cada fila de acero, E_s , y en cualquier punto del hormigón.
- 3) Con las deformaciones obtenidas, se obtienen los correspondientes esfuerzos del acero y el hormigón en base a las curvas constitutivas de los respectivos materiales.
- 4) En función de los esfuerzos, se calculan las fuerzas que actúan sobre la sección de acero y hormigón, multiplicando cada esfuerzo por su área respectiva.
- 5) La suma vectorial de las fuerzas representa la carga axial neta que gravita sobre la sección. Se ve que exista equilibrio de fuerzas, considerando la carga axial dada. Si no hay equilibrio se repite desde el paso 2) aumentando o disminuyendo la profundidad del eje neutro, según cual sea el caso. El cálculo es interactivo hasta tener equilibrio.
- 6) Por último, se obtiene el momento flector interno que, a la última posición del eje neutro, multiplicando cada fuerza por su brazo respectivo, medido desde el eje de referencia al centroide plástico de la sección.

La curvatura se calcula como la razón de la deformación del hormigón E_c , sobre la distancia al eje neutro. De esta forma se obtiene un punto del diagrama envolvente momento curvatura. Para encontrar otro punto se impone un nuevo valor de E_c y se repite del paso 2) al paso 6).

Otro método para desarrollar el diagrama momento curvatura es el de dovelas o fibras, propuesto por Kunnath et al (1992), Park et al (1987). A diferencia del método anterior, un punto del diagrama corresponde a una curvatura dada y lo que se va incrementando es la curvatura para hallar otros puntos.

Las ideas generales del método fueron propuestas por Mander (1984) y consiste en dividir la sección de hormigón en un número finito de elementos y las filas de refuerzo de acero estén completamente definidas.

Mediante la utilización de cualquiera de estos métodos se puede construir el diagrama de momento curvatura, el cual se caracteriza por tener 4 puntos de importancia (Figura II-9):

Punto A, se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a la tracción. Generalmente este punto en el diagrama es poco representativo y tiende a ser ignorado, pero estrictamente es el comienzo del rango elástico.

Punto Y, se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, definido por el esfuerzo f_y , y una deformación s_y . En varios estudios se considera el rango elástico a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y.

Punto S, se obtiene cuando el acero a tracción se encuentra al inicio de la zona de endurecimiento, es decir al final de la plataforma de fluencia.

Punto U, se halla cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión s_u . No es la falla de la sección del elemento. Existe un punto adicional que tiene menor capacidad a flexión y mayor deformación que corresponde al colapso, este punto de fallo F.

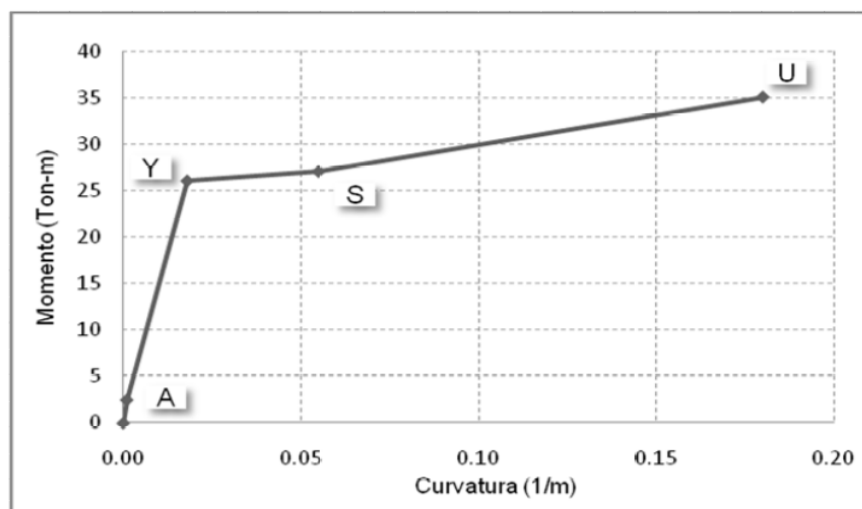


Gráfico 33. Puntos en el diagrama momento-curvatura

2.4.9 Diagrama Momento- Curvatura y Momento- Giro

En relación al inicio del cálculo de la capacidad estructural, se necesita realizar las gráficas de momento de giro, a partir de las gráficas de momento curvatura

que se obtienen a través del software SAP2000 v19, en su función de section designer, en la que se modeló la sección donde se ubicó las rótulas plásticas, en vigas y columnas. Para la obtención del giro en cada punto de del diagrama, se resolvió multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rótula plástica (LP), que está definida por la siguiente fórmula:

$$L_p = 0.5 \times h$$

Donde:

L_p =Longitud de rótula plástica.

h =Peralte del elemento

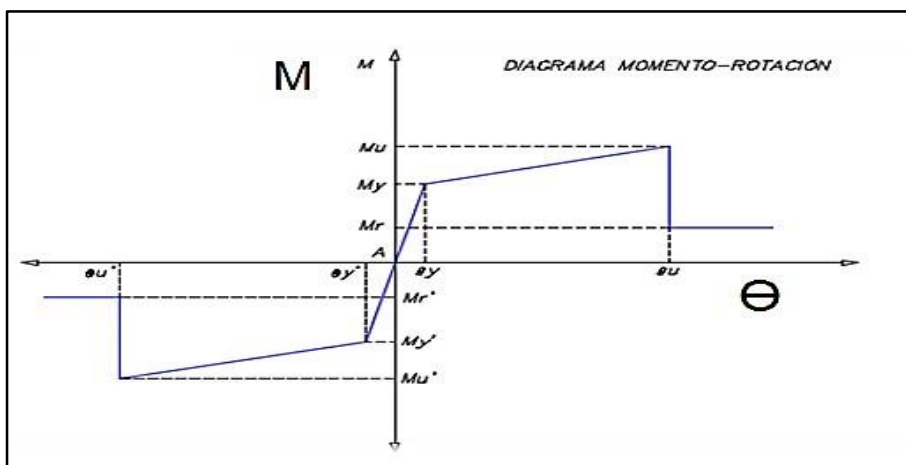


Gráfico 34. Diagrama Momento-Curvatura de una sección de Concreto reforzado

2.4.9.1 Reservorio R2 (165 m³)

✓ **COLUMNAS**

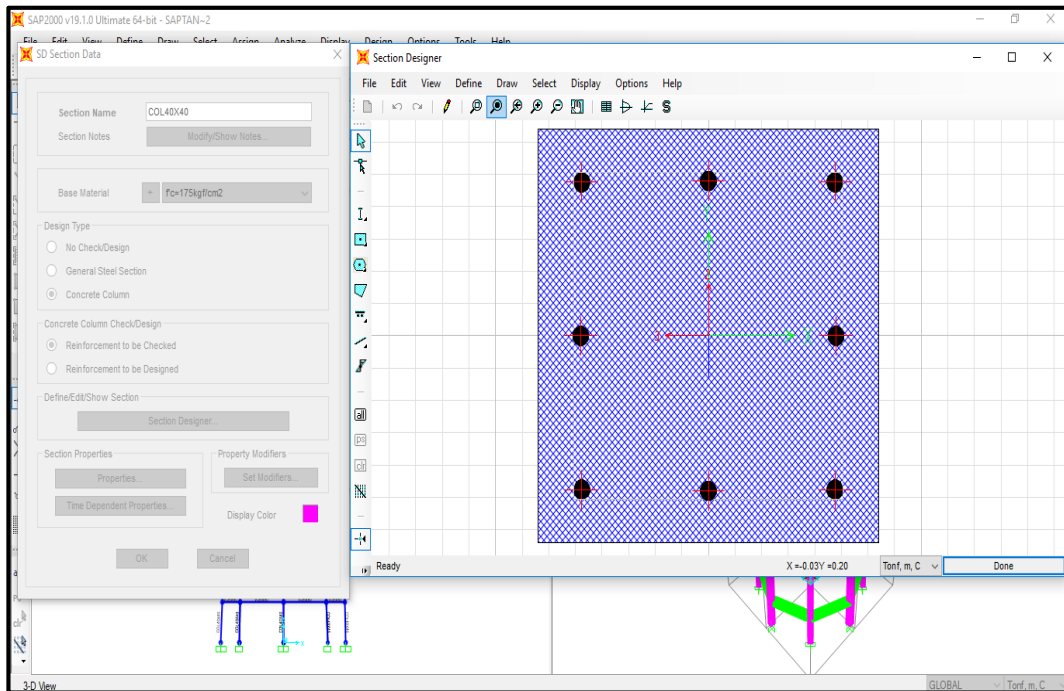


Gráfico 35. Definición de sección de columna en el software.

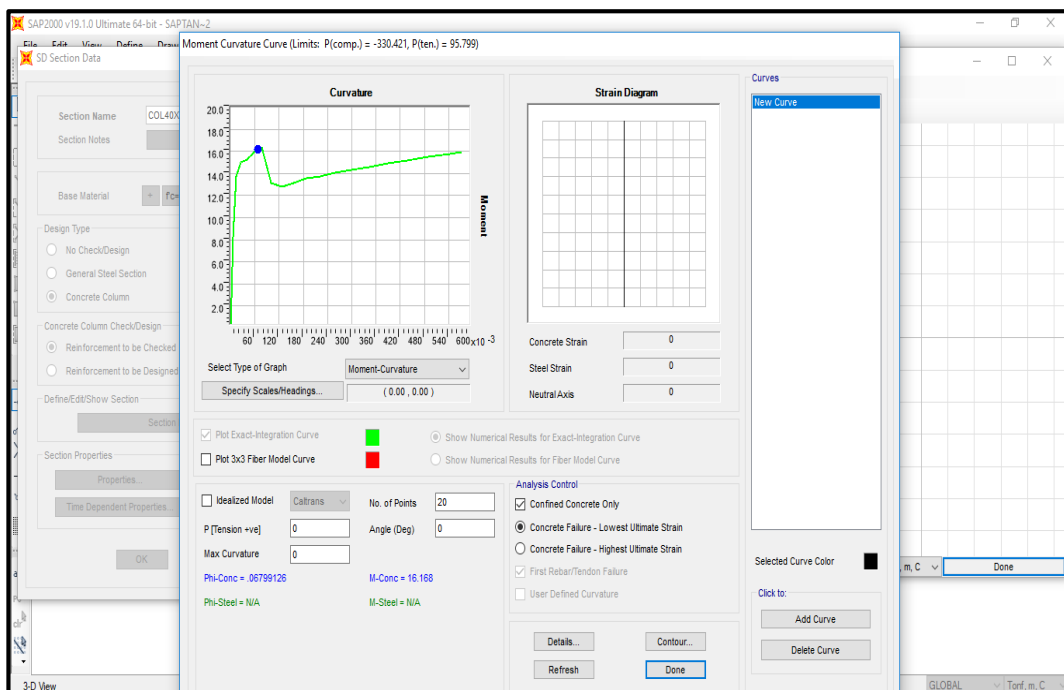


Gráfico 36. Diagrama de Momento — Curvatura en columnas

✓ **VIGAS**

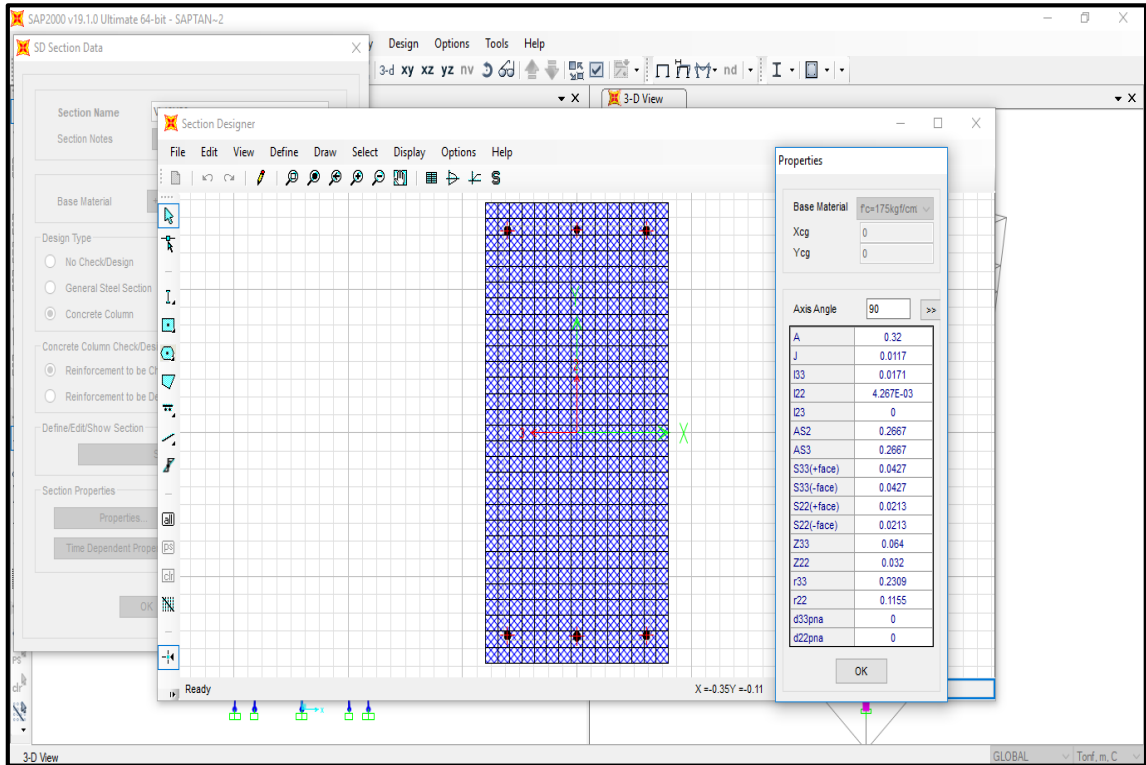


Gráfico 37. Definición de sección de viga en el software.

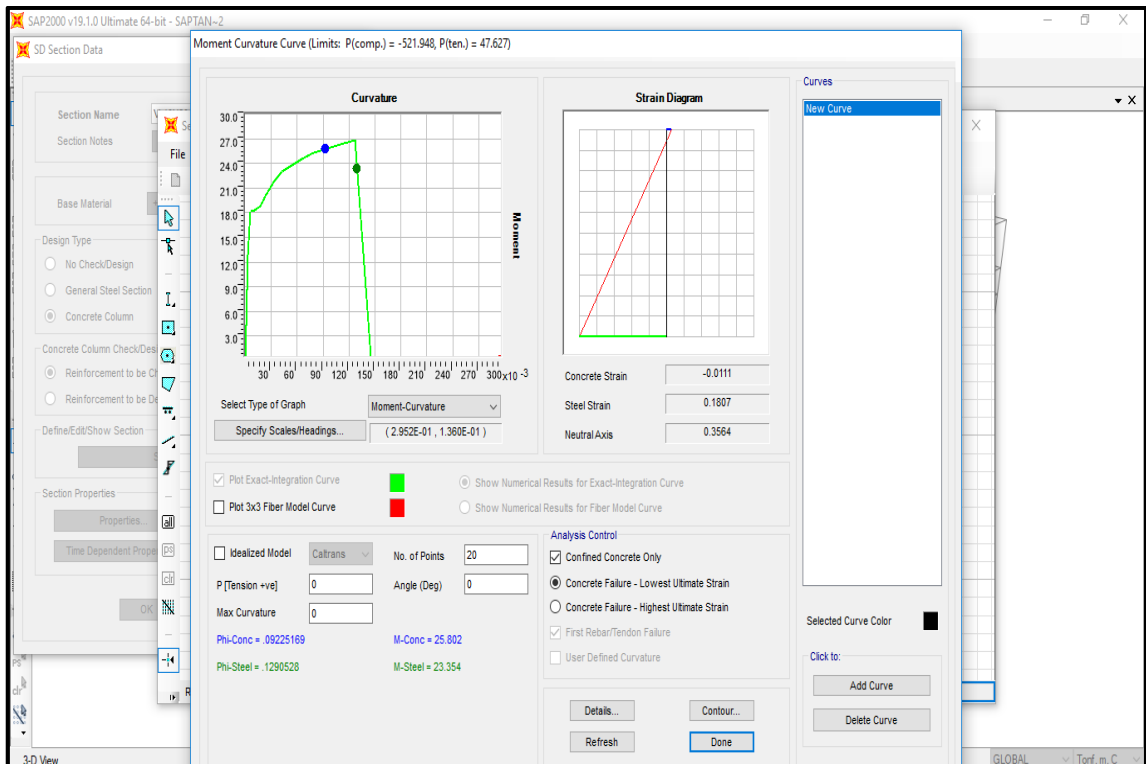


Gráfico 38. Diagrama de Momento — Curvatura en vigas

2.4.9.2 Reservorio R3 (300 m³)

✓ **COLUMNAS**

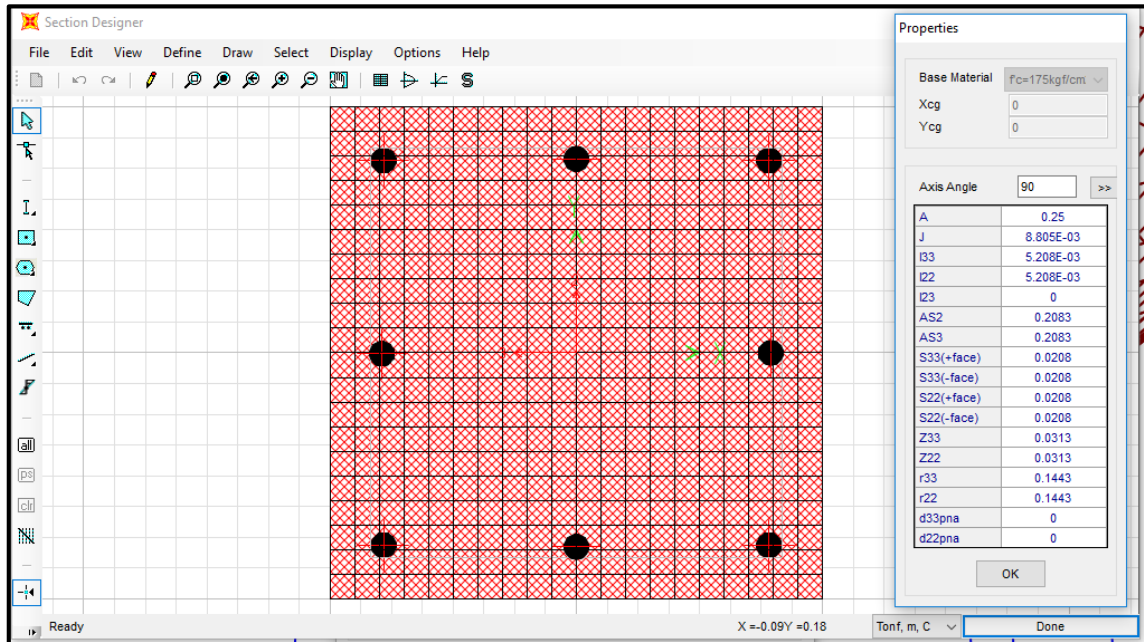


Gráfico 39. Definición de sección de columnas de reservorio R3

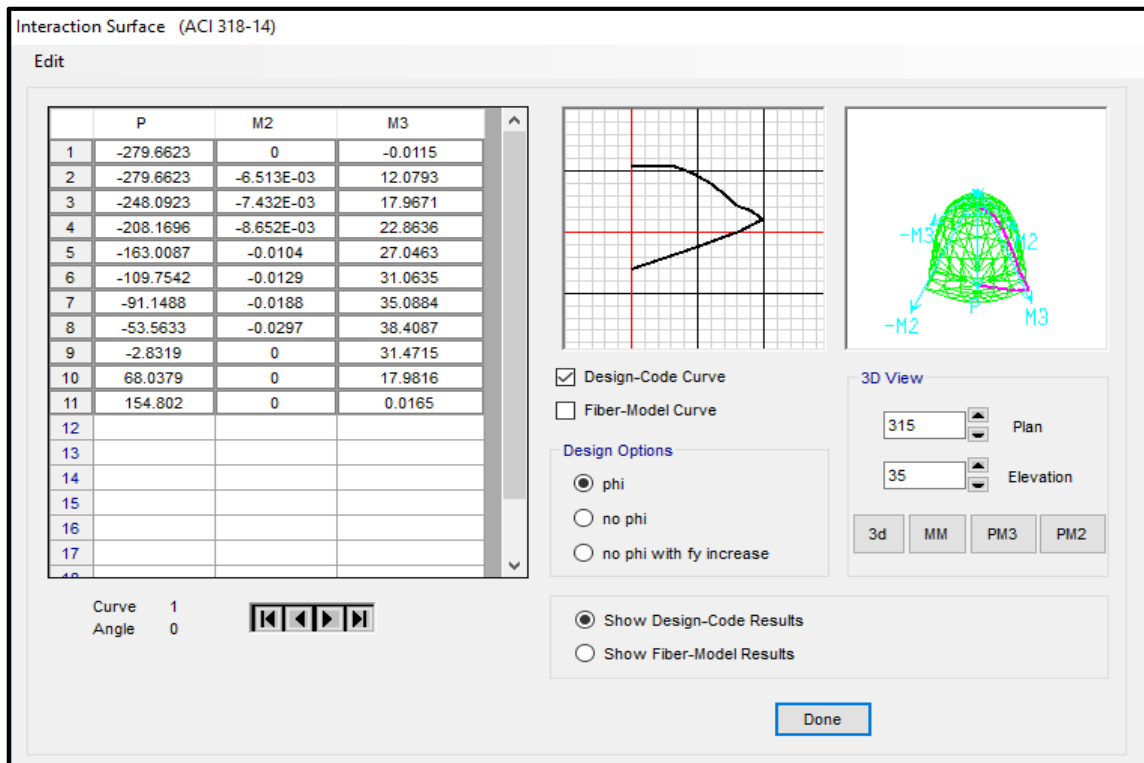


Gráfico 40. Superficie de interacción 3d para columna

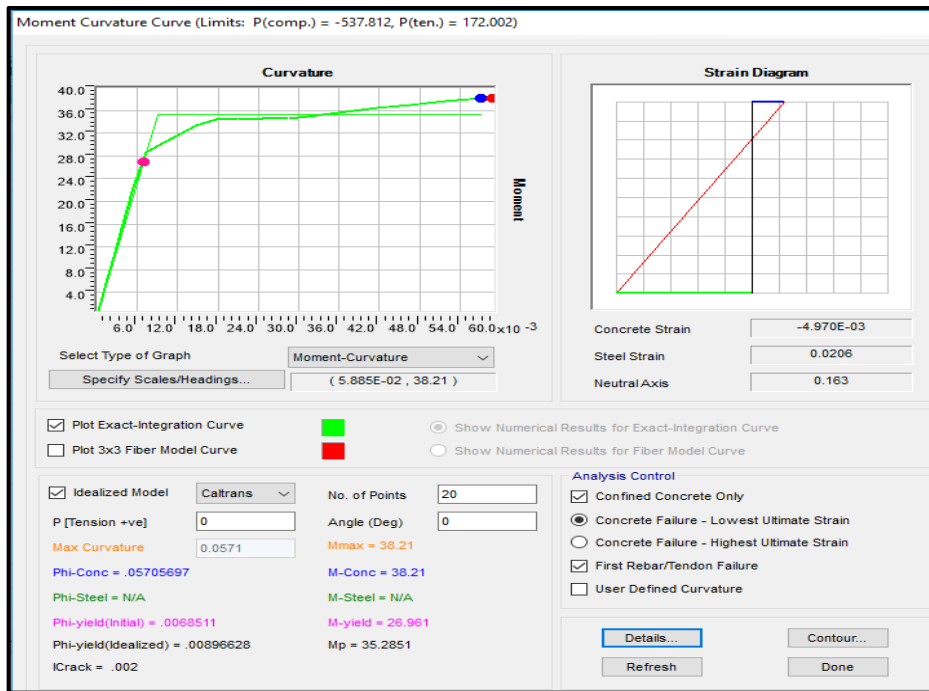


Gráfico 41. Diagrama de Momento — Curvatura en columnas; 0°

MOMENT CURVATURE ($M-\phi$) GRAPH - Tf, m, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

$\phi_{y(Initial)} = 6.851E-03$
 $M_y = 26.9612$
 $\phi_{y(Idealized)} = 8.966E-03$
 $M_p = 35.2851$
 $I_{crack} = 1.810E-03$
 $\phi_{concrete} = 0.0571$
 $M_{concrete} = 38.2097$
 $\phi_{steel} = N/A$
 $M_{steel} = N/A$

Punto	Curvature	Moment
1	0	0
2	0.0005464	2.3041
3	0.001366	5.7517
4	0.002459	10.3535
5	0.003825	16.0469
6	0.005464	22.5865
7	0.007377	28.6186
8	0.009562	30.1118
9	0.012	31.6971
10	0.0148	33.3635
11	0.0178	34.3231
12	0.021	34.46
13	0.0246	34.5589
14	0.0284	34.632
15	0.0325	35.1547
16	0.0369	35.7537
17	0.0415	36.3757
18	0.0464	37.0336
19	0.0516	37.7097
20	0.0571	38.2097



Gráfico 42. Diagrama de Momento — Curvatura en columnas; 90°

MOMENT CURVATURE ($M-\phi$) GRAPH - Tf, m, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

$\phi_{y(Initial)} = 6.850E-03$
 $M_y = 26.9425$
 $\phi_{y(Idealized)} = 8.966E-03$
 $M_p = 35.2667$
 $I_{crack} = 1.809E-03$
 $\phi_{concrete} = 0.0571$
 $M_{concrete} = 38.1914$
 $\phi_{steel} = N/A$
 $M_{steel} = N/A$

Punto	Curvature	Moment
1	0	0
2	0.0005464	2.3031
3	0.001366	5.749
4	0.002459	10.3488
5	0.003825	16.0397
6	0.005464	22.5767
7	0.007377	28.602
8	0.009562	30.0895
9	0.012	31.6686
10	0.0148	33.3283
11	0.0178	34.3048
12	0.021	34.4417
13	0.0246	34.5406
14	0.0284	34.6136
15	0.0325	35.1363
16	0.0369	35.7354
17	0.0415	36.3573
18	0.0464	37.0153
19	0.0516	37.6914
20	0.0571	38.1914

o

✓ **VIGAS 0.30 x 0.60**

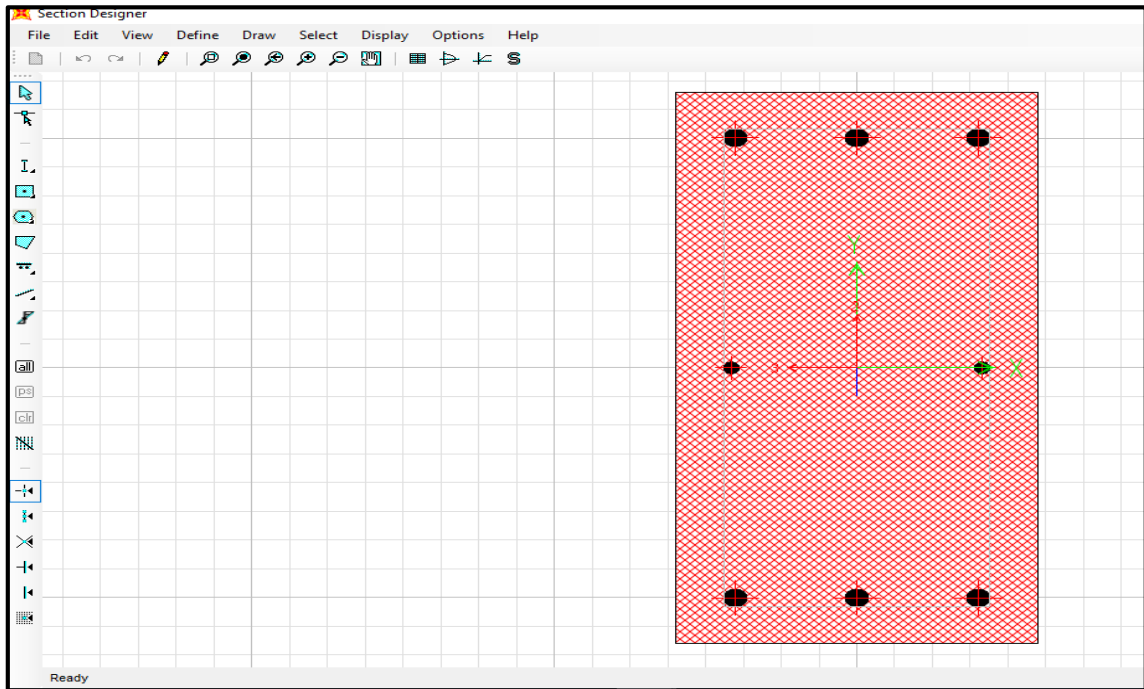


Gráfico 43 . Definición de sección de viga en los softwares .

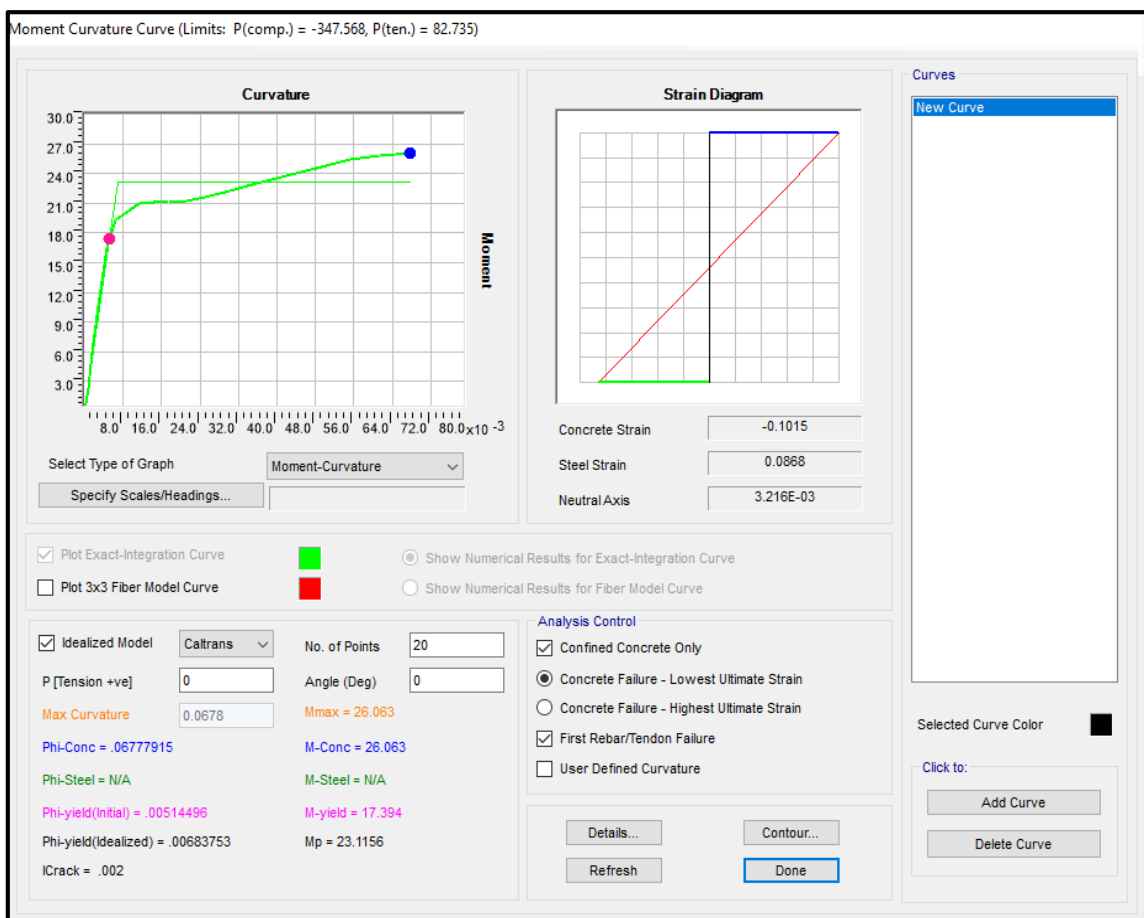


Gráfico 44. Diagrama de Momento — Curvatura en vigas

✓ **VIGAS 0.25 x 0.50**

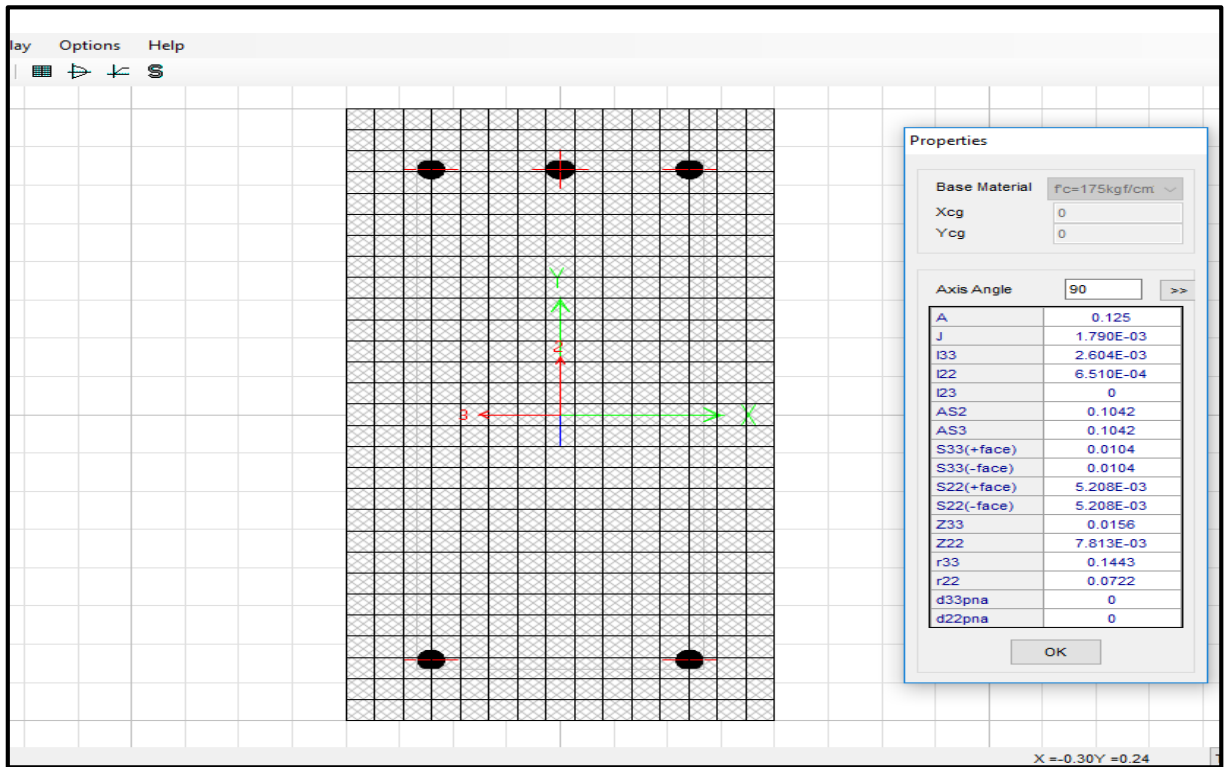


Gráfico 45. Definición de sección de viga en los softwares

Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -226.634, P(ten.) = 42.184)

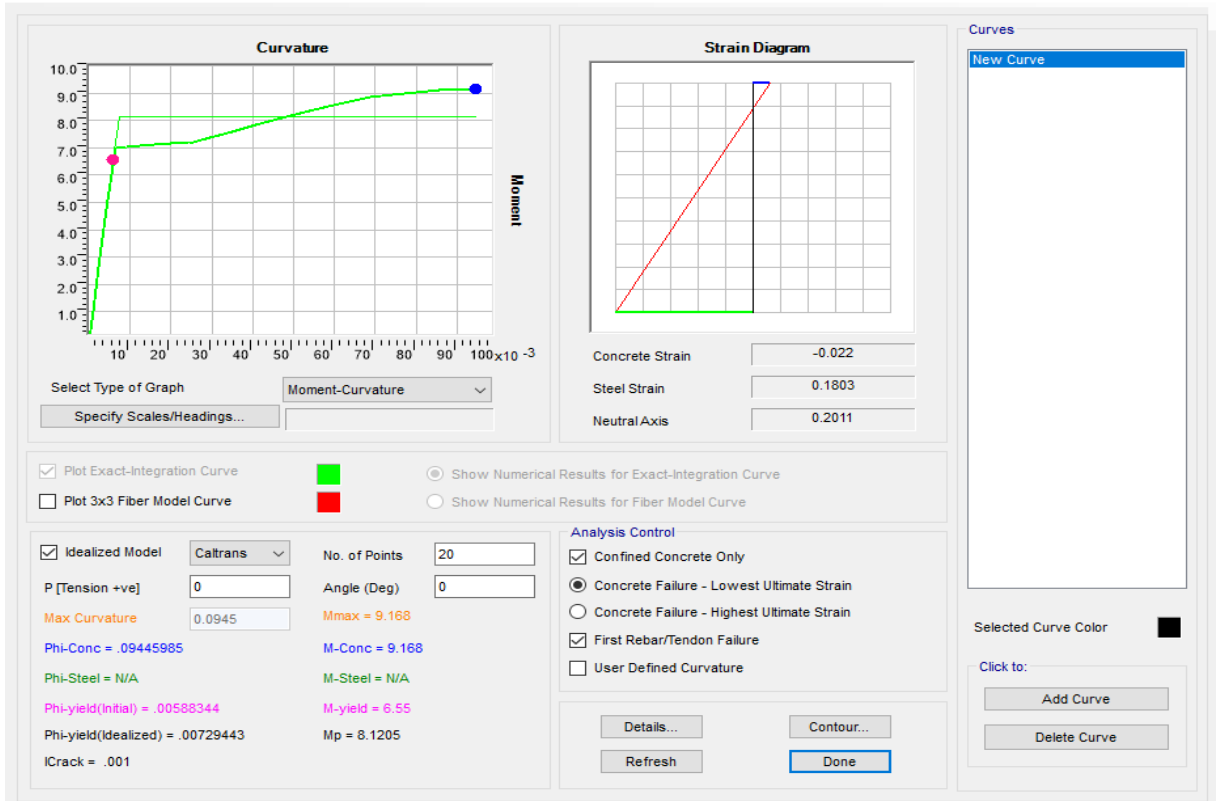


Gráfico 46. Diagrama de Momento — Curvatura en vigas

2.4.10 Generación de Rótulas Plásticas

El software que se usó en el modelamiento, nos permite modelar los estados de fluencia y de post fluencia en rótulas que el diseñador puede crear, permitiendo insertar rótulas plásticas en múltiples ubicaciones, en toda la longitud del elemento analizado.

Cada rótula plástica es modelada como un punto discreto. Todas las deformaciones plásticas, ya sea desplazamientos o rotaciones, ocurren en el punto donde fue asignada la articulación (CSI, 2011).

Así pues, las rótulas se definen a través de curvas de esfuerzo-deformación, tal como se muestra a continuación:

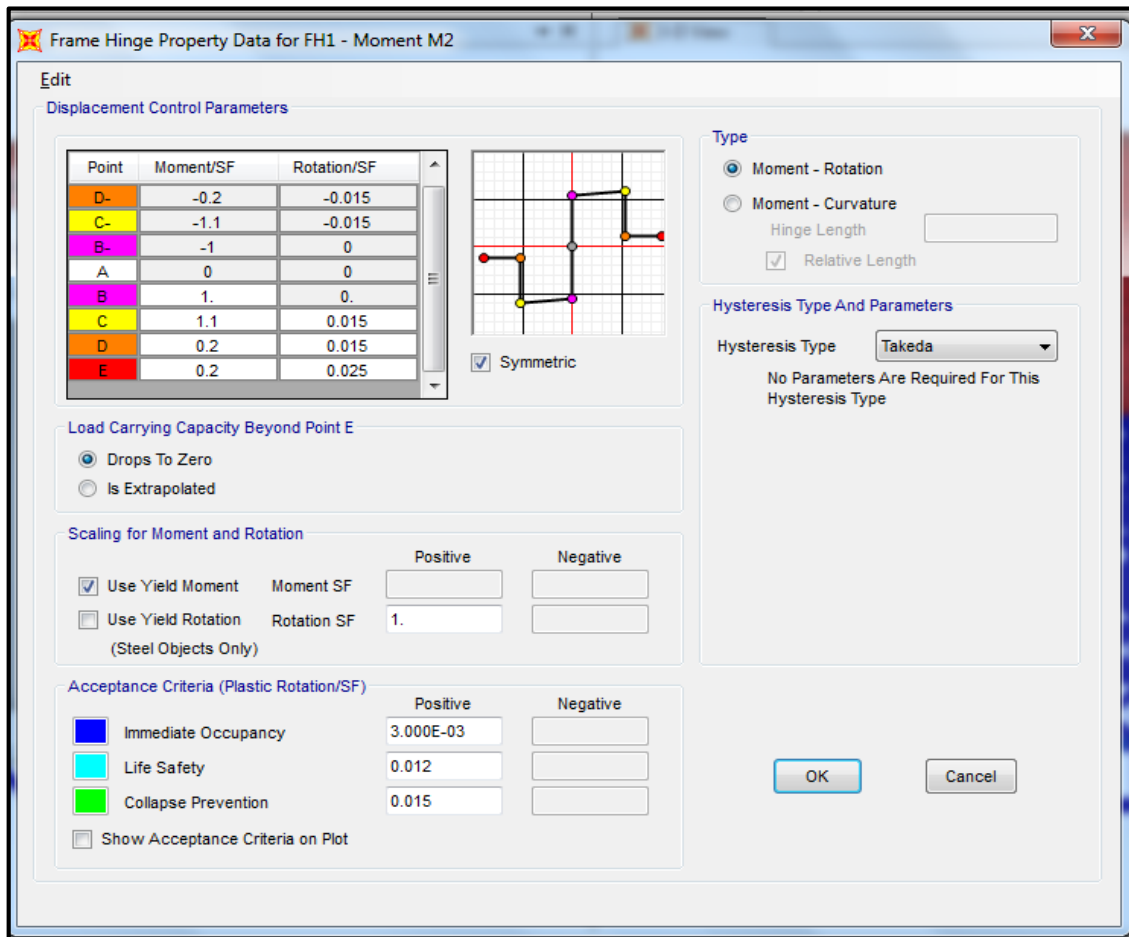


Gráfico 47. Generación de rótulas plásticas en vigas

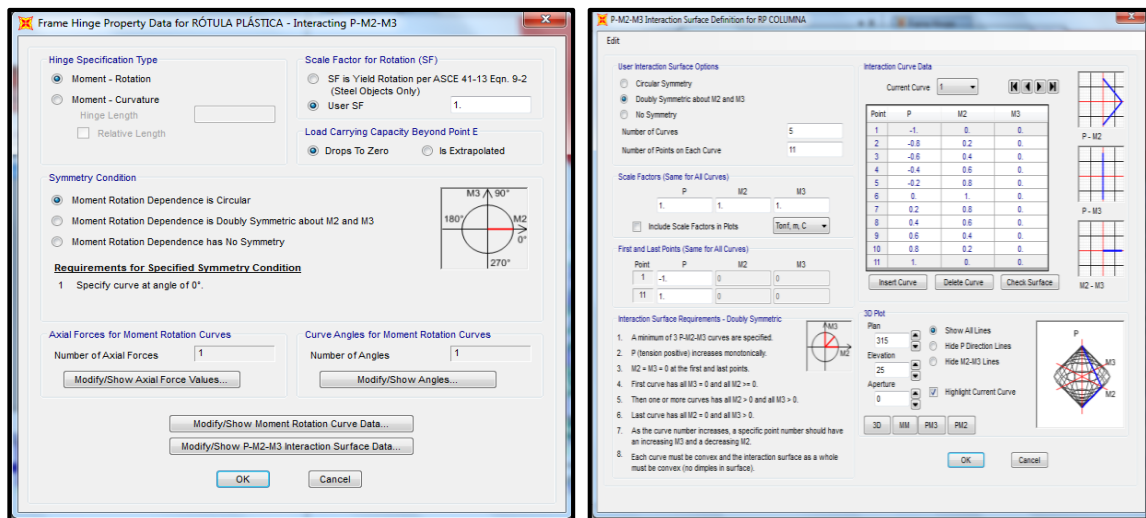
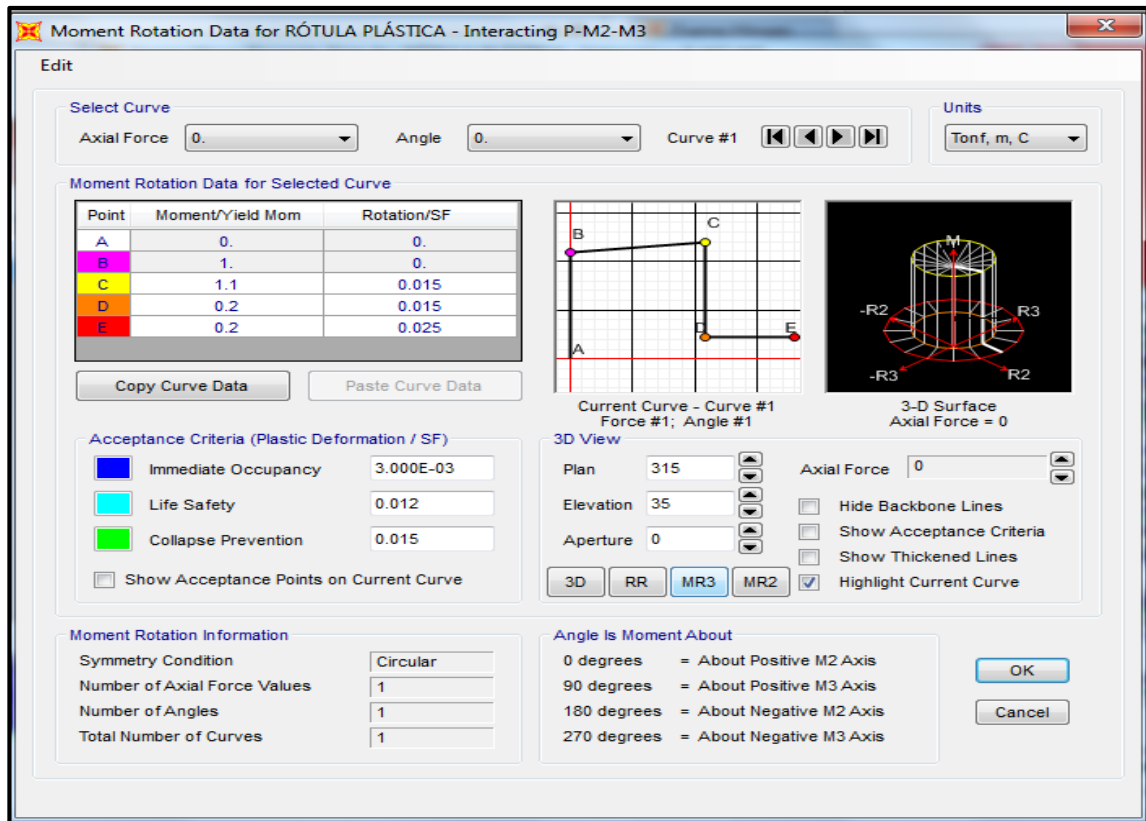


Gráfico 48. Generación de rótulas plásticas para columnas

2.4.10.1 Asignación de Rótulas plásticas en vigas.

Se definen un solo tipo de articulación plástica, la que predomina a flexión (M3), y son asignadas al principio y final de la luz de cada viga.

Los valores de los parámetros numéricos A, B, C y D; y de aceptación 10, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son extraídos según los diagramas de Momento-giro calculados y que son normalizados según los valores de fluencia (M_y) de las secciones de cada elemento estructural.

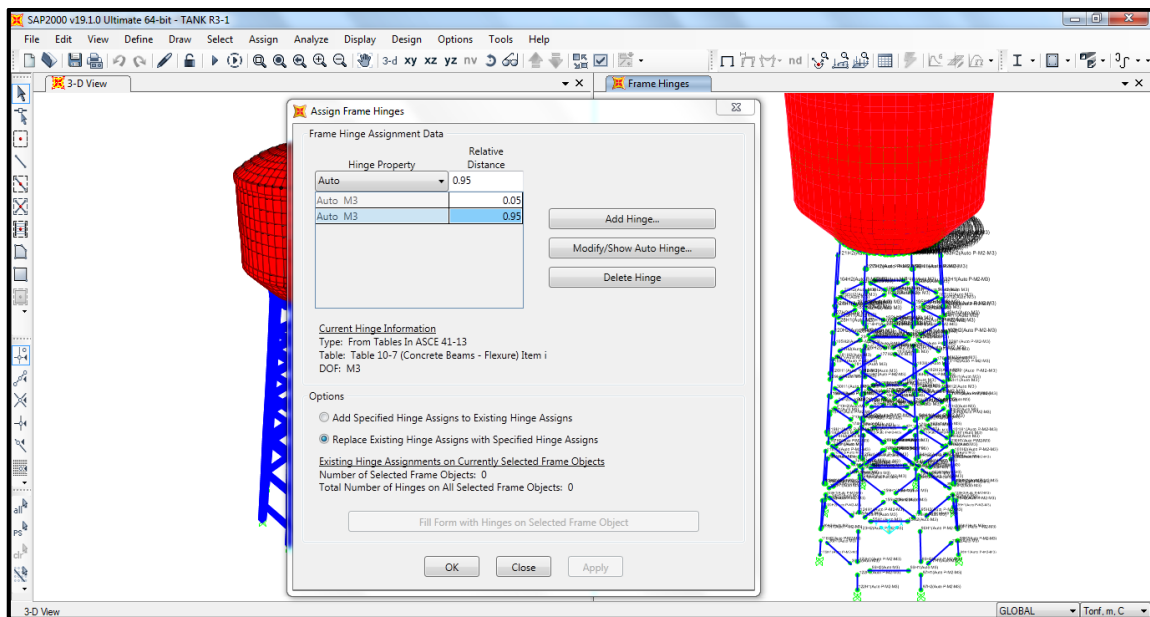


Gráfico 49. Asignación de rótula plástica en vigas

2.4.10.2 Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas.

Se definen un solo tipo de articulación plástica, correspondiente a flexo compresión (P-M2-M3), debido a que los esfuerzos (carga axial y momentos) que actúan en estos elementos están relacionados mediante sus correspondientes curvas de interacción. Estas rótulas son asignadas al principio y final de la luz de cada columna.

Los valores de los parámetros numéricos y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexo-compresión son extraídos según los diagramas de Momento-giro y que son normalizados según los valores de fluencia (M_y) de las secciones de cada elemento estructural. Además, se debe tener en cuenta que las cargas axiales consideradas para la generación de estas rótulas plásticas provienen de las cargas de servicio.

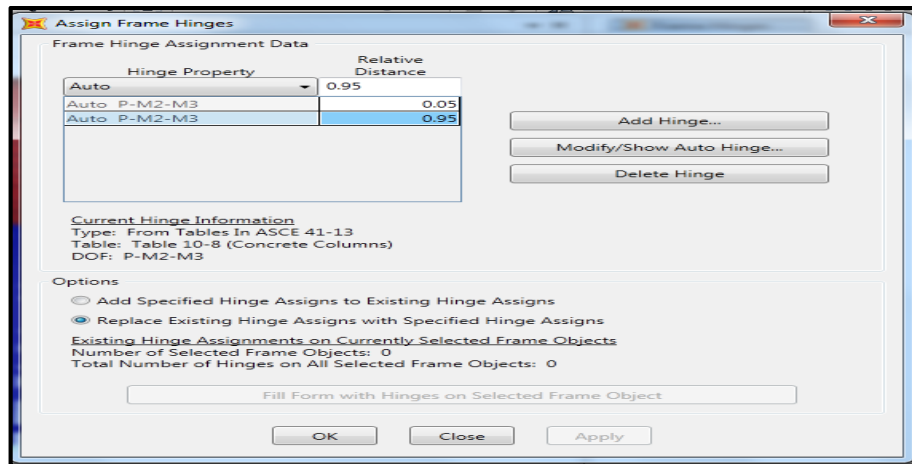


Gráfico 50. Asignación de rótulas plásticas para columnas

2.4.10.3 Análisis de las informaciones

El análisis de la Información es de tipo descriptivo mediante gráficos y cuadros, para ello se usó las bases teóricas enunciadas en este estudio.

2.4.11 Análisis Pushover

Se aplicó un patrón de cargas laterales en forma incremental creando puntos de control en la base de la cuba, en el último nivel del soporte de los reservorios, en un nudo de control. Además, se realizó para un desplazamiento controlado en la dirección del primer modo fundamental hasta alcanzar el colapso, donde se aprecia el mecanismo de aumento de las rótulas plásticas; obteniéndose así la curva de capacidad estructural de la edificación como una función de la Carga lateral y el desplazamiento.

Para llevar a cabo el análisis se definieron los siguientes casos o combinaciones de carga:

1. Combinación de carga muerta no lineal

Se consideró el efecto de una carga muerta no lineal o carga gravitacional. A modo de obtener una valoración más realista del desempeño de las estructuras bajo cargas periódicas crecientes, se considera el efecto de las cargas gravitacionales.

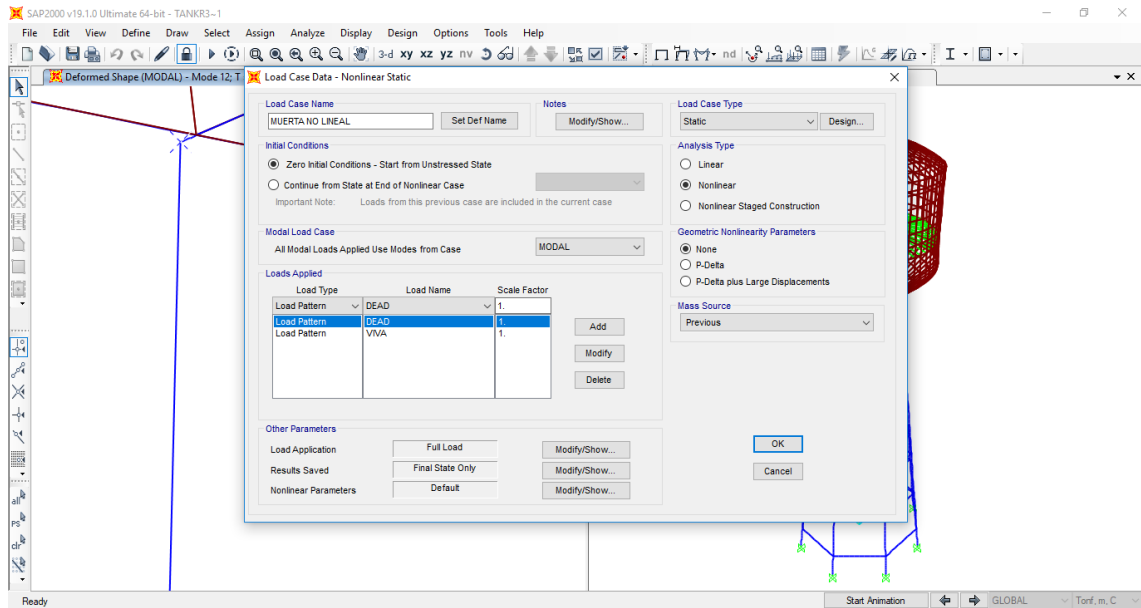


Gráfico 51. Definición de carga gravitacional

2. Casos de carga no lineal

El patrón de cargas aplicado sobre los modelos de los reservorios es del tipo triangular, es decir, cargas puntuales que solicitan los nodos de cada pórtico en la dirección correspondiente. La elección de este patrón se sustenta sobre la base que las estructuras de periodos cortos (periodos cercanos a un segundo) tienden a deformarse ante solicitaciones dinámicas bajo el modo fundamental, de este modo un patrón de cargas triangular es una aproximación de éste.

En el siguiente grafico se muestra la asignacion de la carga lateral que sera utilizada para el analisis pushover:

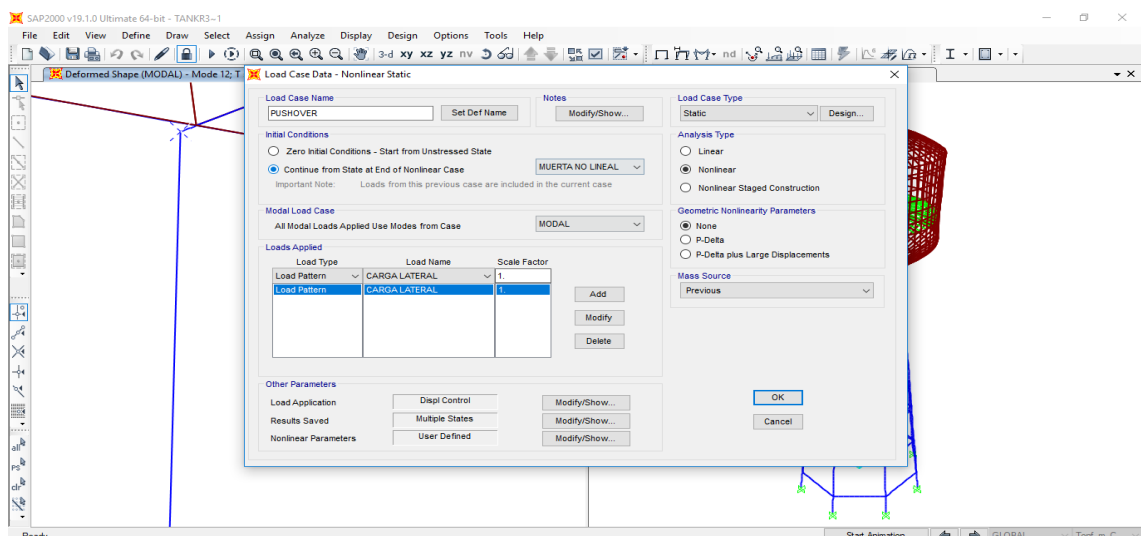


Gráfico 52. Asignación de carga lateral, PUSHOVER

Asimismo, en el gráfico 56 se muestra los parámetros usados en el software, para la metodología del ATC-40.

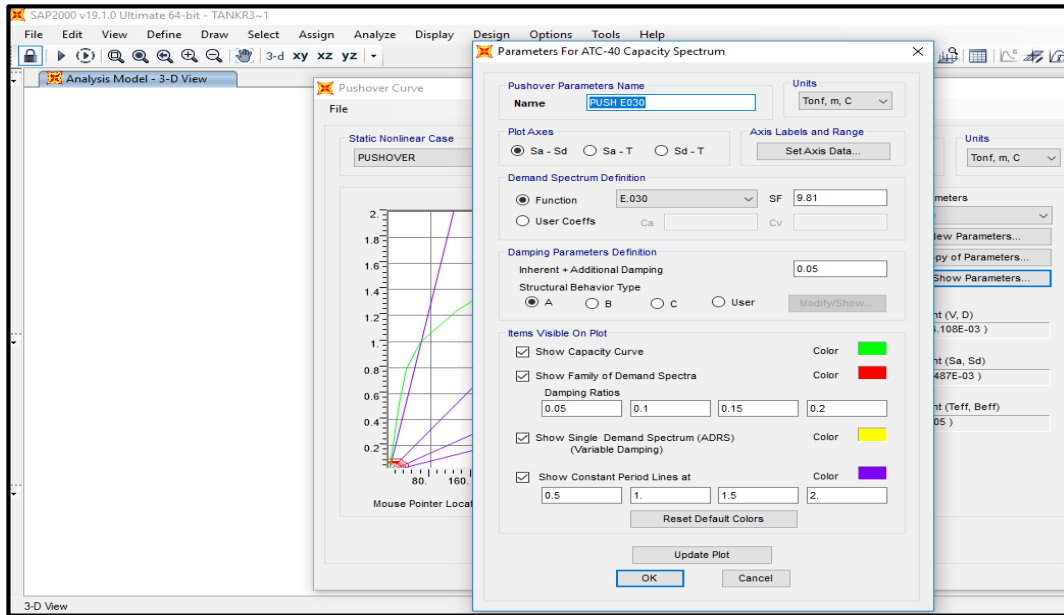


Gráfico 53. Parámetros Pushover según ATC-40.

Por lo tanto, en la siguiente secuencia de gráficos se muestran, la aplicación y distribución de cargas laterales en los dos reservorios estudiados.

➤ RESERVORIO R2 (165 m³)

En el reservorio R2 se aplicó una carga lateral de 5 toneladas inicialmente que es incrementada hasta el último nivel con 30 toneladas en el punto de control.

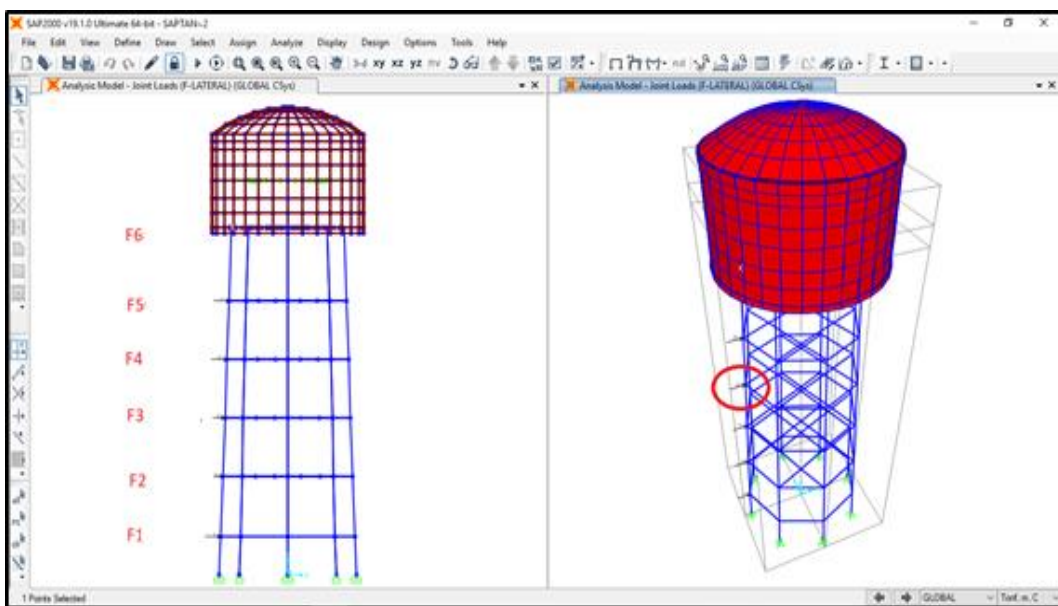


Gráfico 54. Figura de distribución de carga lateral, R2

➤ RESERVORIO R3 (300 m³)

En el reservorio R3 se aplicó una carga lateral de 10 toneladas inicialmente que fue incrementada hasta el último nivel con 35 toneladas en el punto de control.

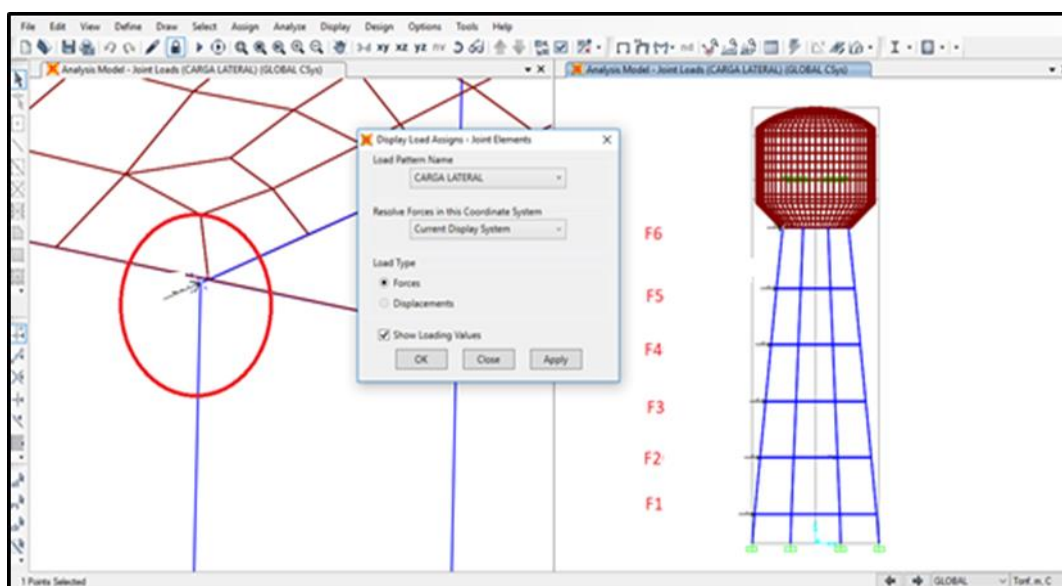


Gráfico 55. Aplicación patrón de cargas en el reservorio R3

2.4.12 Presentación de resultados

Los resultados de esta investigación se presentarán a través de gráficos y cuadros. A través de bases teóricas definidas en la presente investigación se determinó los niveles de desempeño de los reservorios elevados de concreto armado con soporte tipo marco de Caballococha.

2.4.12.1 Formación de rótulas

En el análisis de Pushover, el software identifica los puntos A, B, C, D, y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, LS y CP que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación.

Colores designados por el SAP2000 para los Niveles de Desempeño.

ATC-40	Fluencia	Ocupación Inmediata	Resguardo de Vida	Prevención del Colapso	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	Colapso
NIVEL DE DESEMPEÑO	B	IO	LS	CP	C	D	E
VISION 2000	Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Cerca al Colapso	Colapso	Posterior al Colapso	

Gráfico 56. Colores que establece el software en niveles de desempeño

Esta secuencia de formación de rotulas plásticas en los reservorios se detallan en el anexo 6.8.

2.4.12.2 Curva de capacidad estructural

Con el software SAP2000 V19, a través de la metodología del ATC-40, se obtiene la curva de capacidad de cada reservorio, mostrados a continuación en las figuras:

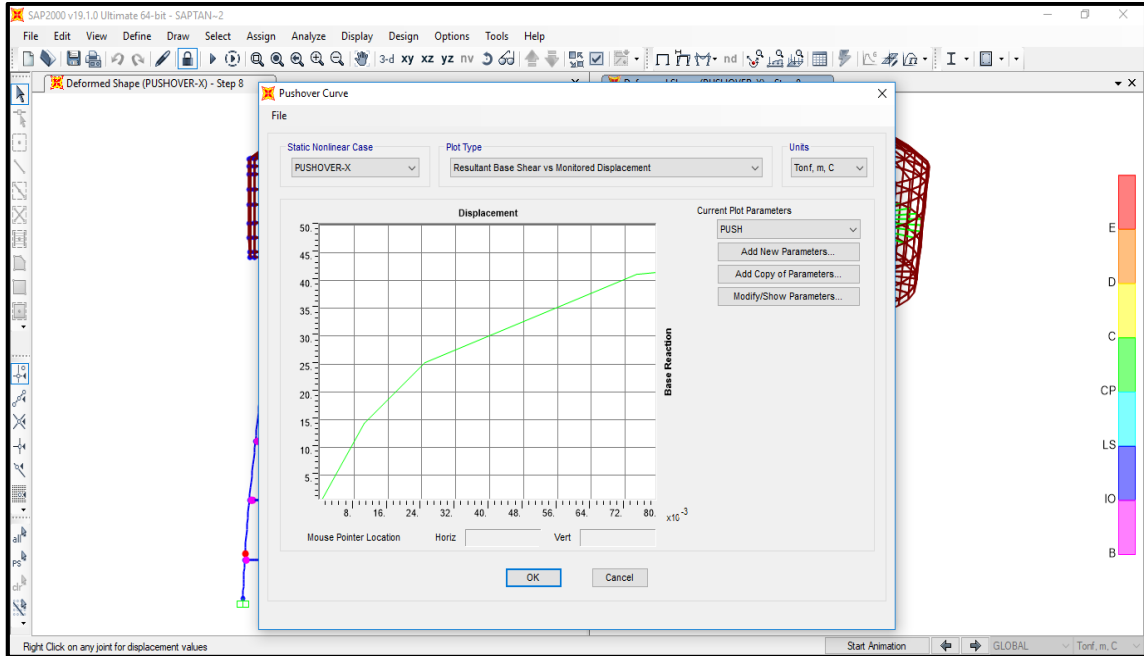


Gráfico 57. Curva de capacidad en la dirección de Sismo transversal. R2 – ATC-40

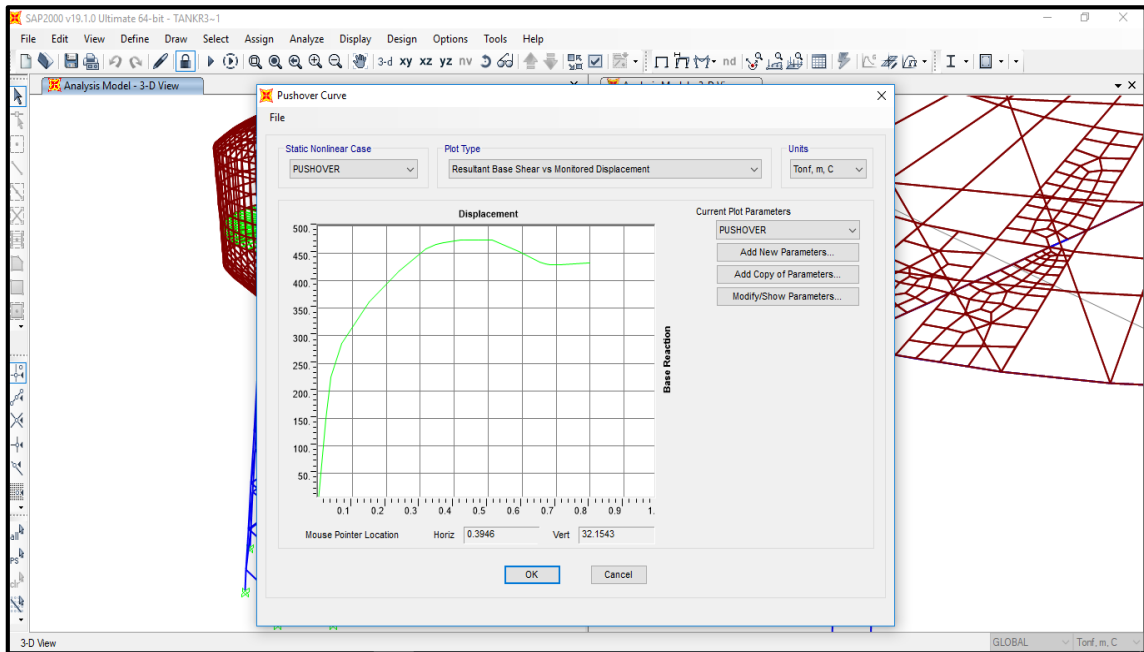


Gráfico 58. Curva de capacidad en la dirección de Sismo transversal. R3 – ATC-40

2.4.12.3 Espectro de diseño de Norma Técnica E-030.

Para la determinación del espectro de respuesta se usaron las fórmulas, factores y coeficientes de sitio del Proyecto de Norma Técnica E-030 (Norma de Diseño Sismorresistente). En el caso de la investigación un reservorio que las normas nacionales no regulan, por lo que se utilizó la norma internacional ACI 350.3-06. Una vez determinado el espectro de respuesta para una estructura ubicada en la localidad de Caballococha se procede a Introducirlo al SAP2000, para ello los datos del Periodo (T_s) y Aceleración (S_a) deben estar en formato Text.

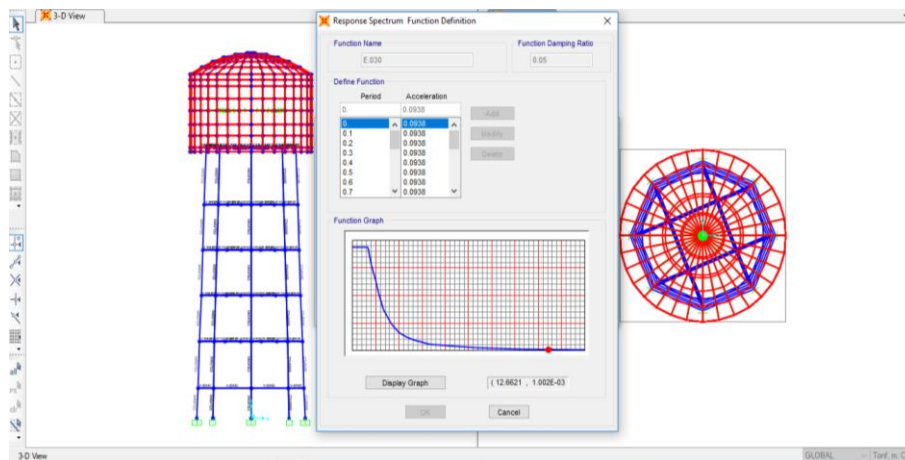


Gráfico 59. Generación del Espectro de Diseño en Sap2000 v19

CAPÍTULO III RESULTADOS Y DISCUSIÓN

De los planteamientos anteriores, establecidos los niveles de daño aceptables en las edificaciones estudiadas para cada nivel de amenaza, se estableció la capacidad estructural para cada nivel de desempeño, de acuerdo con la sismicidad local, que es propia y característica de su ubicación.

De manera que los límites establecidos en el nivel de desempeño, nos representarán los criterios de aceptación para permitir adecuar o intervenir estas edificaciones.

El propósito de la investigación es determinar el desempeño sismorresistente de los dos reservorios elevados, de concreto armado, con soporte tipo marco, ubicados en la localidad de Caballococha, con la finalidad de predecir y evaluar el nivel aceptable de desempeño de cada uno.

3.1 Resultados

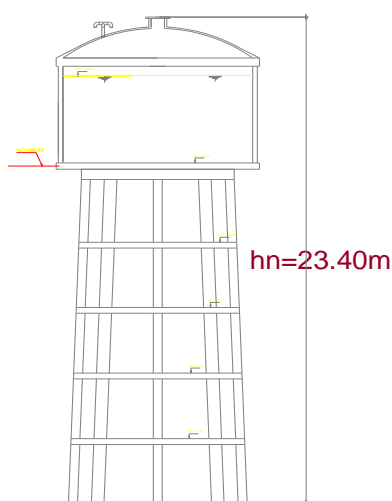
A continuación, se muestran los resultados del reservorio R2;

3.1.1 Análisis sísmico estático (RNE E-030-16)

En el análisis sísmico estático, los siguientes resultados para cada reservorio estudiado son los siguientes:

3.1.1.1 Reservorio R2 (165 m³)

DATOS	FACTORES
Z=	0.1
U=	1.5
S=	2
T _p =	1.00
T _L =	1.60
C _T =	35
H _n =	23.40 m
T=	0.67
C=	2.5
R=	8
ZUSC/R =	0.09375



Cuadro 11. Cálculo de Coeficiente sísmico reservorio R-2

Se muestra los resultados obtenidos para la cortante basal, según cada uno de los criterios aplicados en la investigación, cuadro N°12:

	RESERVORIO R2-(165 m ³)	CORTANTE BASAL
NORMA E-030	R=8	32.34 t
	R=1	258.73 t
	R=2	129.37 t
ACI 350.3-06	R= 2 IMPULSIVO	149.42 t
	R= 1 CONVECTIVO	
SAP 2000 V19	ESPECTRO E030 R=2	151.83 t

Cuadro 12. Resumen de cortantes basal según criterios aplicados, R2

En el grafico N°63, se muestra un comparativo de los resultados del cuadro N° 12:

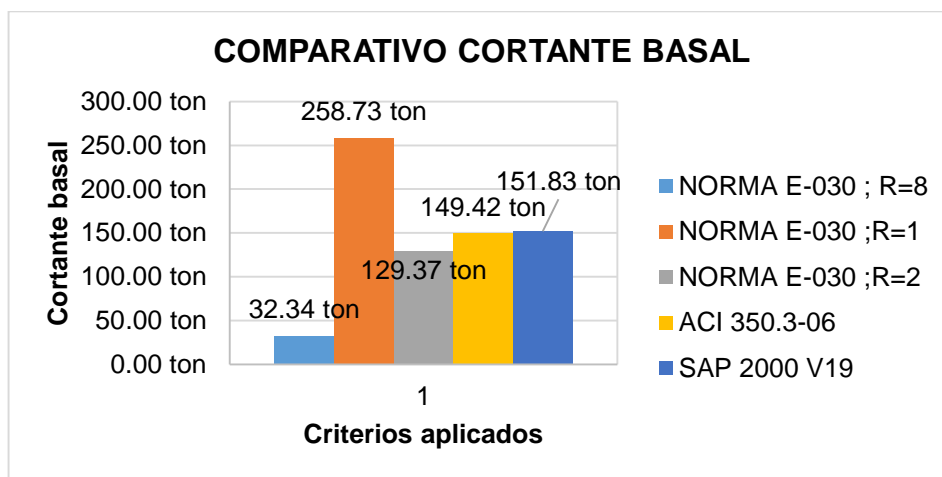
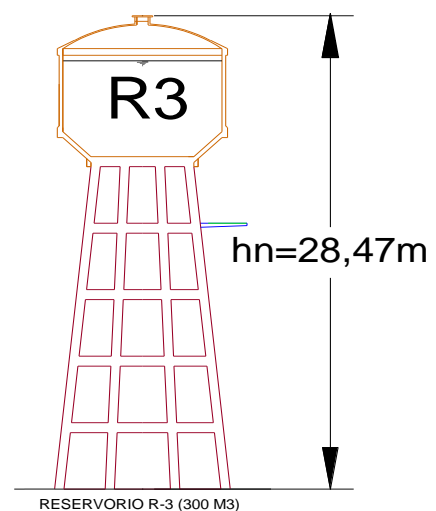


Gráfico 60.Comparativo cortante basal, R2

3.1.1.2 Reservoirio R3 (300 m³)

DATOS	FACTORES
Z=	0.1
U=	1.5
S=	2
T _p =	1.00
T _L =	1.60
C _T =	35
H _n =	28.47 m
T=	0.81
C=	2.5
R=	8
ZUSC/R =	0.09375



Cuadro 13. Calculo de Coeficiente sísmico, R2

Se muestra los resultados obtenidos para la cortante basal, según cada uno de los criterios aplicados en la investigación, cuadro N°14:

	RESERVORIO R2-165 m ³	CORTANTE BASAL
NORMA E-030	R=8	45.95 t
	R=1	367.62 t
	R=2	183.81 t
ACI 350.3-06	R= 2 IMPULSIVO	114.76 t
	R= 1 CONVECTIVO	
SAP 2000 V19	ESPECTRO E030 R=2	133.47 t

Cuadro 14. . Resumen de cortante basal según criterios aplicados, R-3

En el grafico N°64, se muestra un comparativo de los resultados del cuadro N°14:

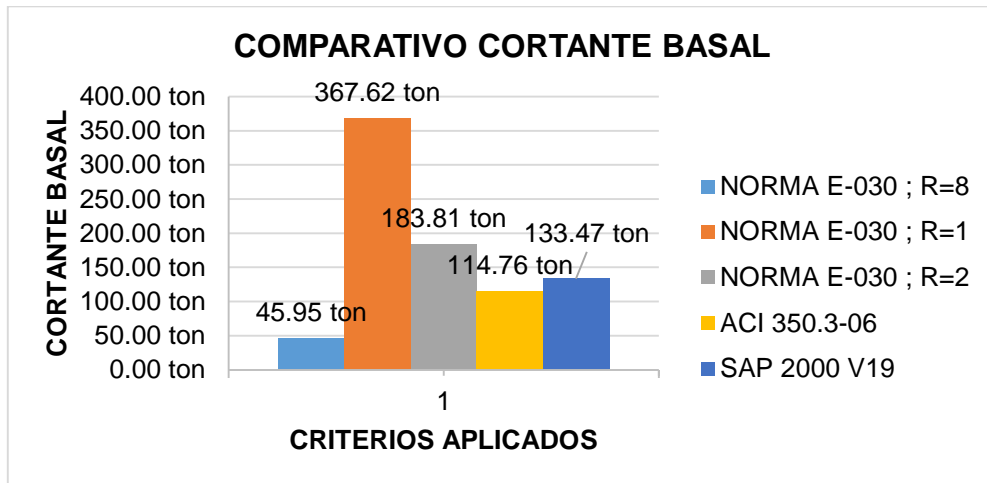


Gráfico 61. Comparativo cortante basal, reservorio R-3

3.1.2 Análisis sísmico dinámico (RNE E-030-16)

En el análisis dinámico se usó el siguiente espectro dado por los valores mostrados en el cuadro N°15.

C	T (s)	S _a	S _v (m/s)	S _d (m)
2.50	0.00	0.0938	0.00	0.0000
2.50	1.00	0.0938	0.15	0.0233
1.25	2.00	0.0469	0.1464	0.0466
0.83	3.00	0.0313	0.1464	0.0699
0.63	4.00	0.0234	0.1464	0.0932
0.50	5.00	0.0188	0.1464	0.1165
0.42	6.00	0.0156	0.1464	0.1398
0.36	7.00	0.0134	0.1464	0.1631
0.31	8.00	0.0117	0.1464	0.1864
0.28	9.00	0.0104	0.1464	0.2097
0.25	10.00	0.0094	0.1464	0.2330

Cuadro 15. Valores del espectro E-030 2016

3.1.2.1 Control de desplazamientos

Se verificarán los desplazamientos relativos, así como los desplazamientos máximos por piso, en cada uno de los reservorios:

- **Reservorio R2**

En el cuadro N° 16, se muestra los desplazamientos en cada uno de los niveles del soporte del reservorio R2, al aplicar el análisis pushover:

Nivel	Desplazamientos(m)
0	0
1	0.002480641
2	0.017394922
3	0.040953217
4	0.062886459
5	0.077243273
6	0.082553307

Cuadro 16. Desplazamientos laterales del reservorio R-2.

En el grafico N°62, se muestra la proyección de los desplazamientos obtenidos, en el software SAP 2000:

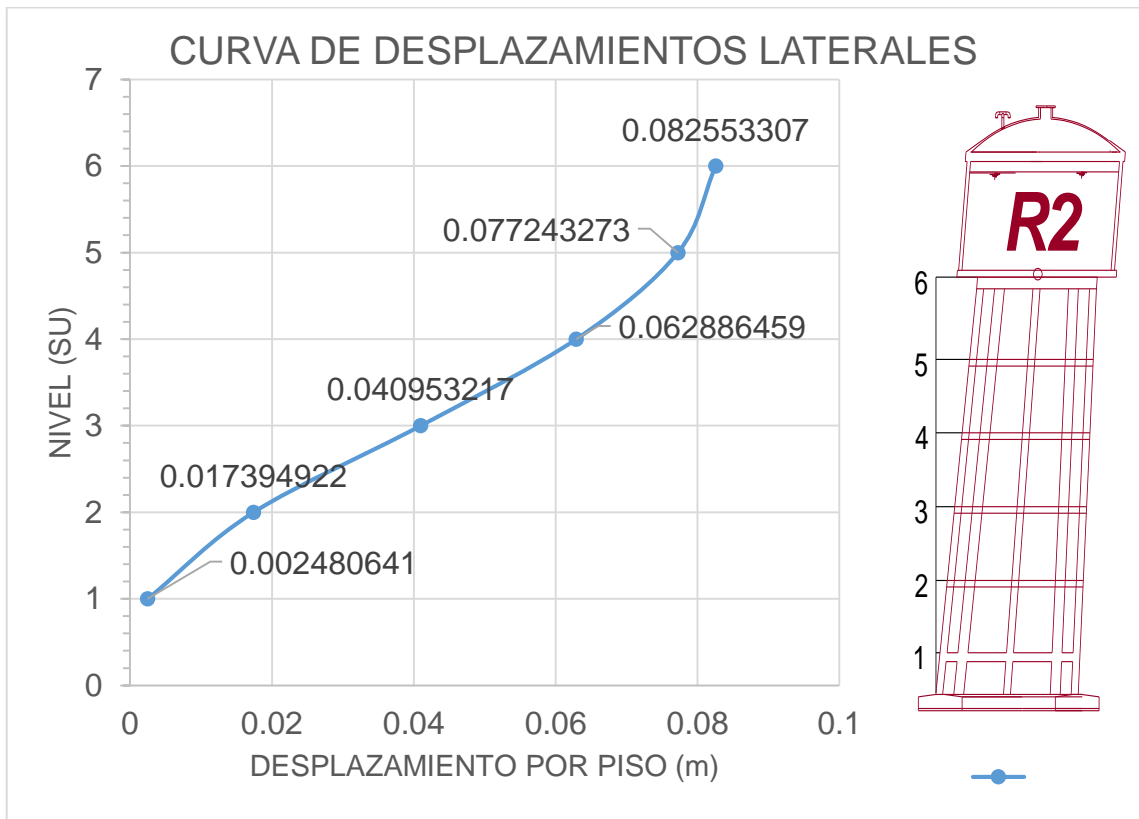


Gráfico 62. Desplazamientos laterales del reservorio R2

Reservorio R3

En el cuadro N° 17, se muestra los desplazamientos en cada uno de los niveles del soporte del reservorio R3, al aplicar el análisis pushover:

Nivel	Desplazamientos(m)
0	0
1	0.005815
2	0.040117
3	0.076143
4	0.100895
5	0.107056
6	0.10075373

Cuadro 17. Desplazamientos laterales del reservorio R-3

En el grafico N°66, se muestra la proyección de los desplazamientos obtenidos, en el software SAP 2000:

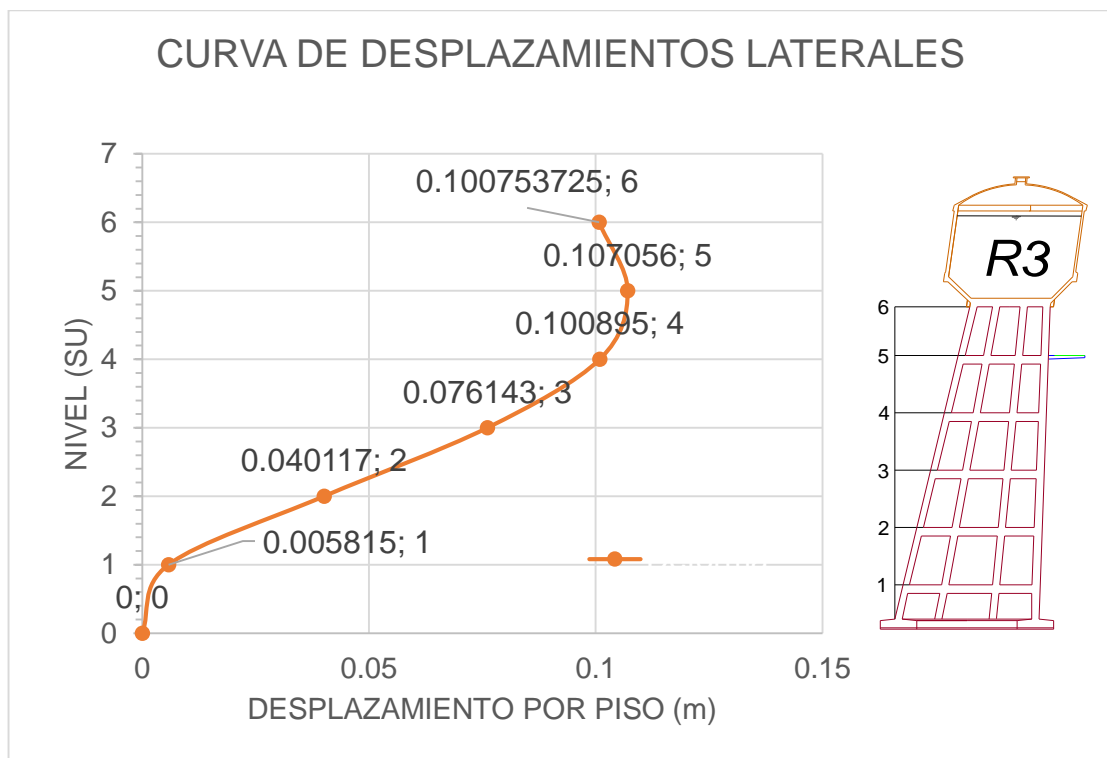


Gráfico 63. Desplazamientos laterales del reservorio R-3

En los siguientes cuadros se comenta los periodos obtenidos, resaltando el tipo de criterio aplicado a cada uno de los reservorios de concreto armado estudiados:

- **Reservorio R2**

En el cuadro N° 18, se muestra los periodos del reservorio R2 de 165 m³.

CRITERIO	PERIODO (s)	COMENTARIOS
E.030	0.67	No toma en cuenta la rigidez de los elementos verticales resistentes
ACI IMPULSIVO	0.06	Está referido exclusivamente a la masa de agua dentro de la cuba
ACI CONVECTIVO	3.29	Está referido exclusivamente a la masa de agua dentro de la cuba
SAP2000	2.51	Toma en cuenta la rigidez de la estructura y el modelamiento del agua dentro de la cuba (masa convectiva)

Cuadro 18. Periodos obtenidos por criterios, R2

- **Reservorio R3**

En el cuadro N° 19, se muestra los periodos del reservorio R2 de 300 m³.

	PERIODOS	
E.030	0.81	No toma en cuenta la rigidez de los elementos verticales resistentes
ACI IMPULSIVO	0.03	Está referido exclusivamente a la masa de agua dentro de la cuba
ACI CONVECTIVO	3.08	Está referido exclusivamente a la masa de agua dentro de la cuba
SAP 2000	0.6145	Toma en cuenta la rigidez de la estructura y el modelamiento del agua dentro de la cuba (masa convectiva)

Cuadro 19. Periodos obtenidos por criterios, R-3

3.1.3 Curva de capacidad estructural

Al someter a la estructura en estudio al análisis incremental de cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje x se obtuvieron los valores del desplazamiento en el nudo de control ubicado en uno de los nodos de la base de la cuba de los reservorios, generados por los correspondientes valores de cortantes basales. A continuación, se muestra los cuadros y gráficos que contiene dichos valores obtenidos, para cada reservorio estudiado.

3.1.3.1 Reservorio R2

Se creó un punto número 12, como punto de control, ubicado en uno de los nodos, de la base de la cuba, que se muestra a continuación:

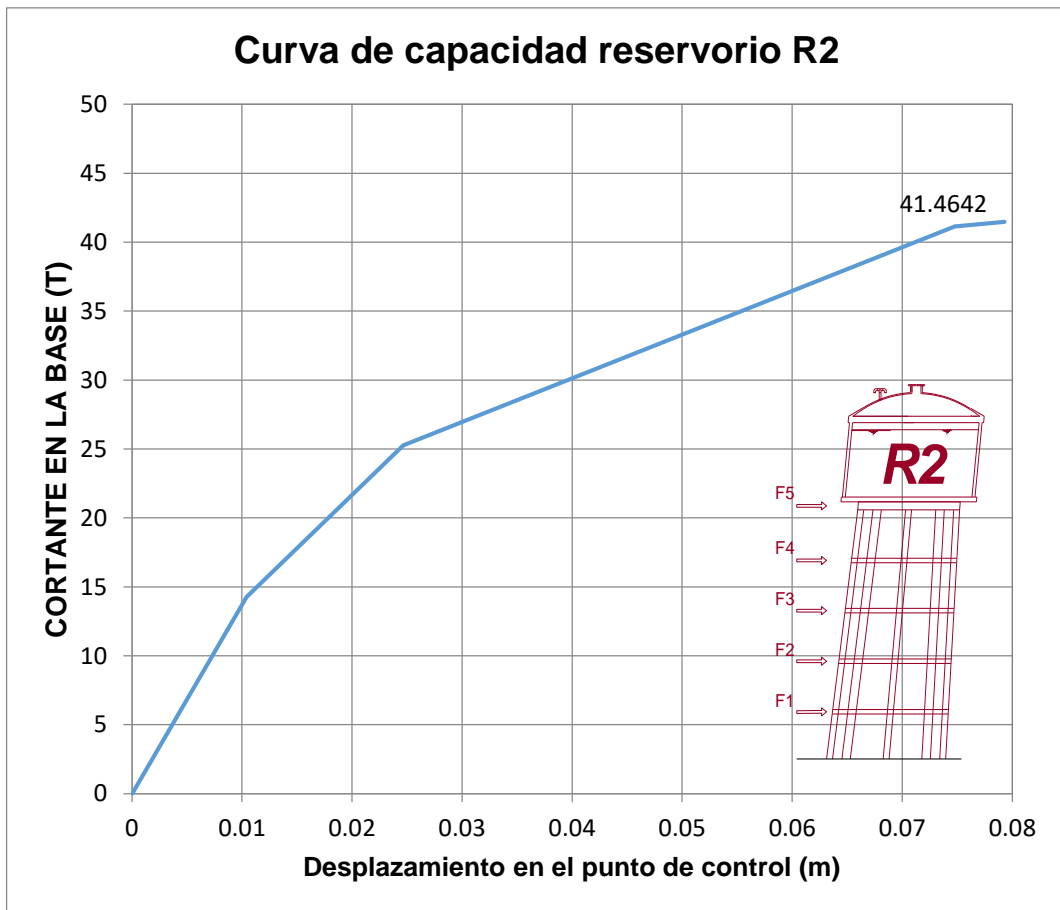


Gráfico 64. Curva de capacidad del reservorio R2

3.1.3.2 Reservorio R3

Se creó un punto número 12, como punto de control, ubicado en uno de los nodos, de la base de la cuba.

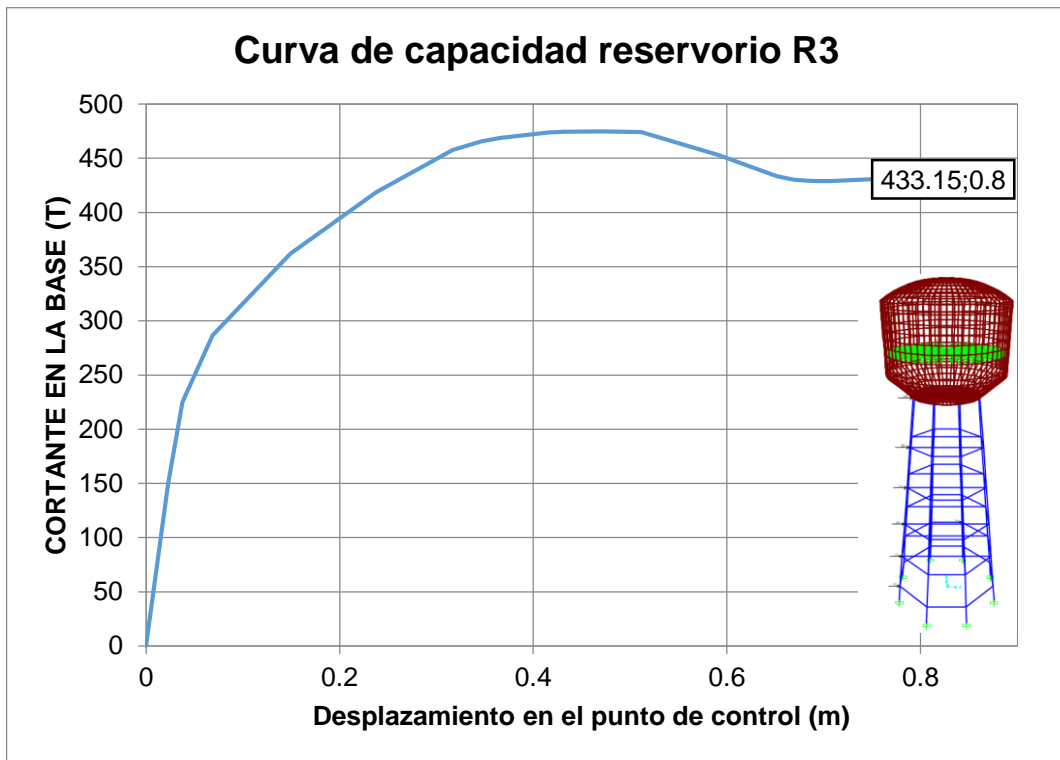


Gráfico 65. Curva de capacidad del reservorio R3

3.1.4 Punto de desempeño

El punto de desempeño se encuentra de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda, y determina la respuesta máxima de la estructura, establecido como la capacidad que tiene de incursionar en el rango inelástico.

3.1.4.1 Cálculo punto de desempeño método FEMA-356.

El desplazamiento se midió en la dirección X, puesto que es una estructura simétrica en planta.

3.1.4.1.1 Reservorio R2

➤ Curva de capacidad

A través del software, se determina la curva de capacidad que se muestra a continuación en el gráfico N°69:

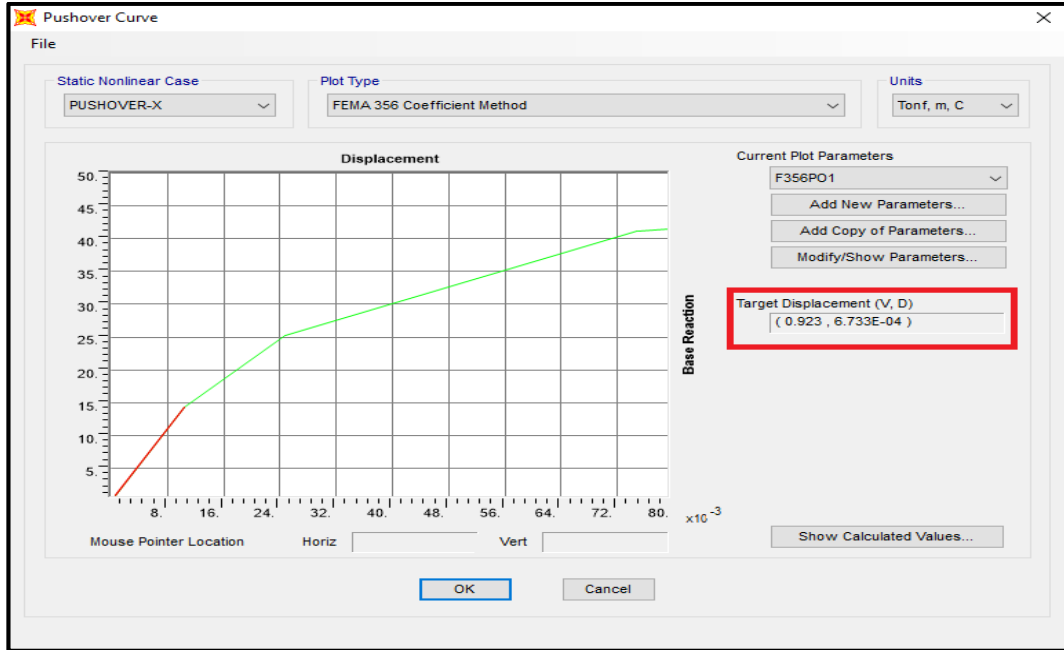


Gráfico 66. Curva de capacidad R2, FEMA 356

Asimismo, se construye el modelo bilineal, para calcular el desplazamiento objetivo en el gráfico N°70, cabe señalar que los parámetros usados son de acuerdo al anexo 6.2.5, donde se muestra los cuadros usados en la metodología del FEMA 356:

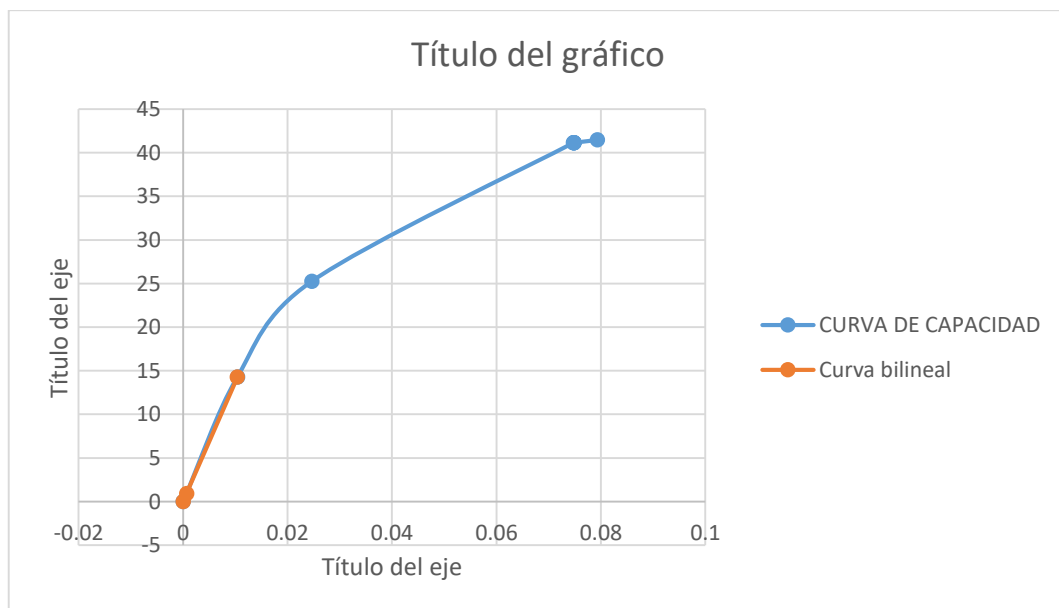


Gráfico 67. Curva de capacidad bilineal FEMA-356

Por lo que se obtiene como desplazamiento el siguiente valor:

✓ $\delta = 0.00067 \text{ m}$

Nota: El desplazamiento máximo del punto de control en la base de la cuba del reservorio para la demanda sísmica es de 0.00067 m

3.1.4.1.2 Reservorio R3

➤ **Curva de capacidad**

A través del software, se determina la curva de capacidad que se muestra a continuación en el gráfico N°71:

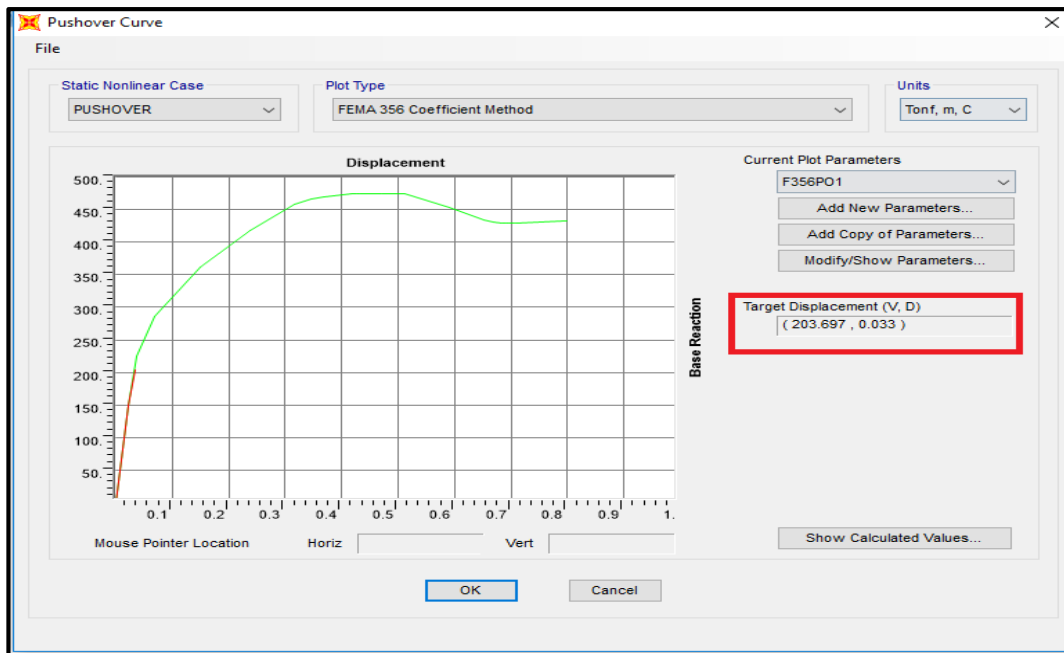


Gráfico 68. Curva de capacidad R2,

Asimismo, se construye el modelo bilineal, para calcular el desplazamiento objetivo en el gráfico N°72, cabe señalar que los parámetros usados son de acuerdo al anexo 6.2.5, donde se muestra los cuadros usados en la metodología del FEMA 356:

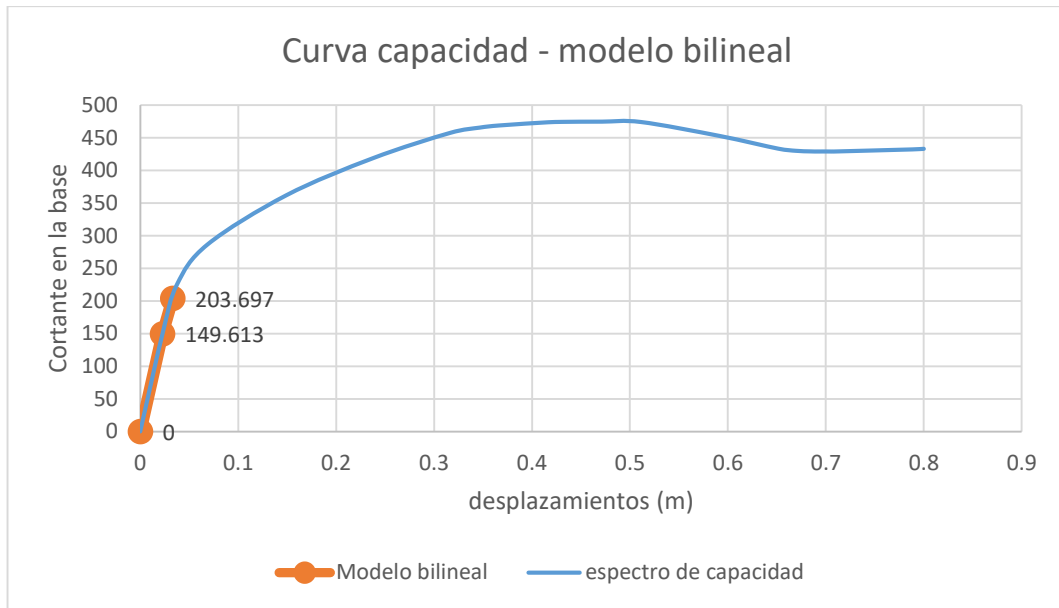


Gráfico 69. Curva de capacidad bilineal FEMA-356

Por lo que se obtiene como desplazamiento el siguiente valor:

✓ $\delta = 0.033 \text{ m}$

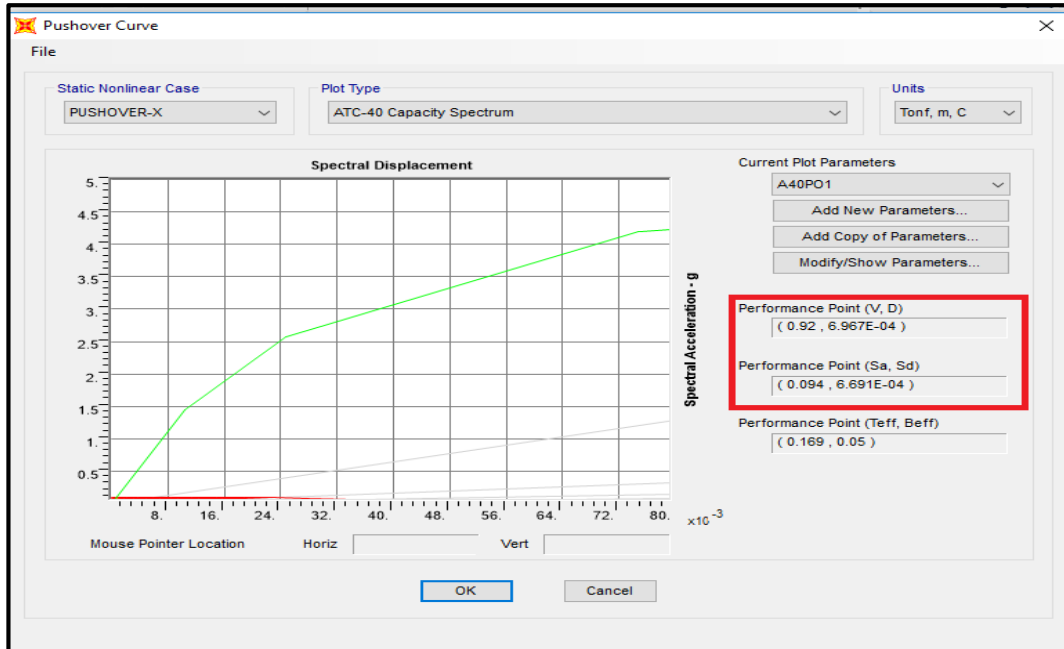
Nota: El desplazamiento máximo del punto de control en la base de la cuba del reservorio para la demanda sísmica es de 0.033 m

3.1.4.2 Cálculo del punto de desempeño según, Método ATC-40

3.1.4.2.1 Reservoir R2

➤ Curva de capacidad

Del software se obtiene la curva de capacidad del ATC-40, en el gráfico siguiente:



En el siguiente gráfico se muestra el espectro de capacidad obtenido, para el procedimiento del ATC-40:

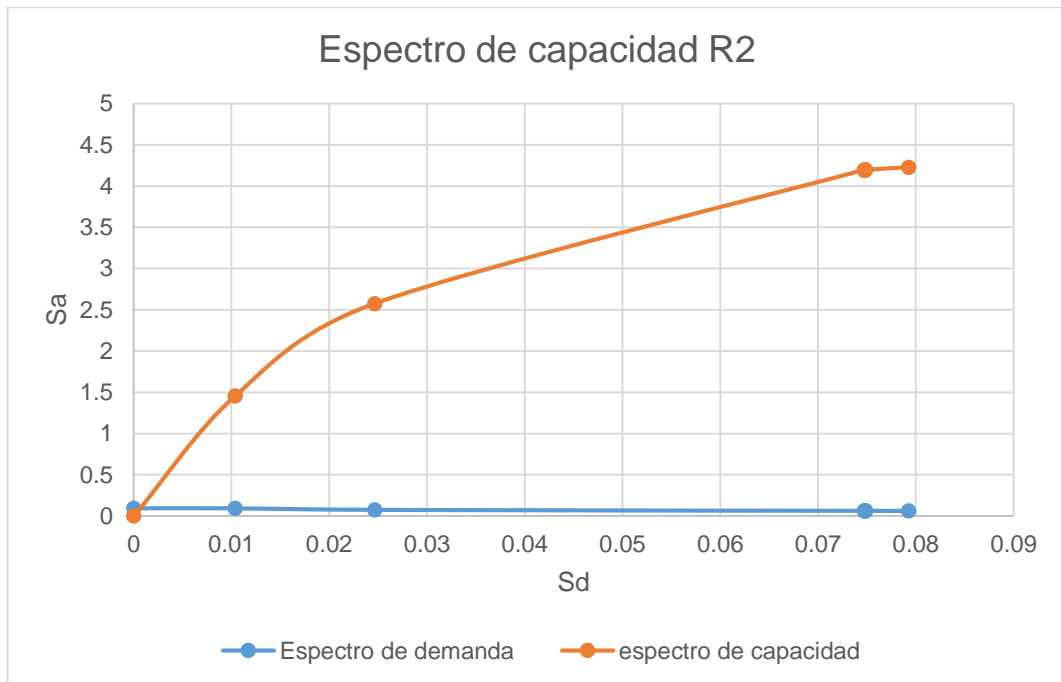


Gráfico 70. Conversión de curva capacidad a espectro capacidad (ATC-40)

Tal y como se muestra, se tiene la representación del espectro de demanda (Curva color rojo) y del espectro de capacidad (Curva color verde), de igual forma, la curva mostrada en naranja representa la unión de los diferentes puntos de amortiguamiento efectivo – desplazamiento espectral, los cuales fueron tomados como parte del procedimiento a seguir. Dicha curva generada mediante la unión de dichos puntos, al interceptar con el espectro de capacidad propio de la estructura determina el punto de desempeño.

Para lo evaluado se ha obtenido el siguiente valor en el punto de desempeño:

- Cortante = 0.92 t
- Desplazamiento = 0.0006967m

3.1.4.2.2 Reservoir R3

➤ Curva de capacidad

Del software se obtiene la curva de capacidad del ATC-40, en el gráfico siguiente:

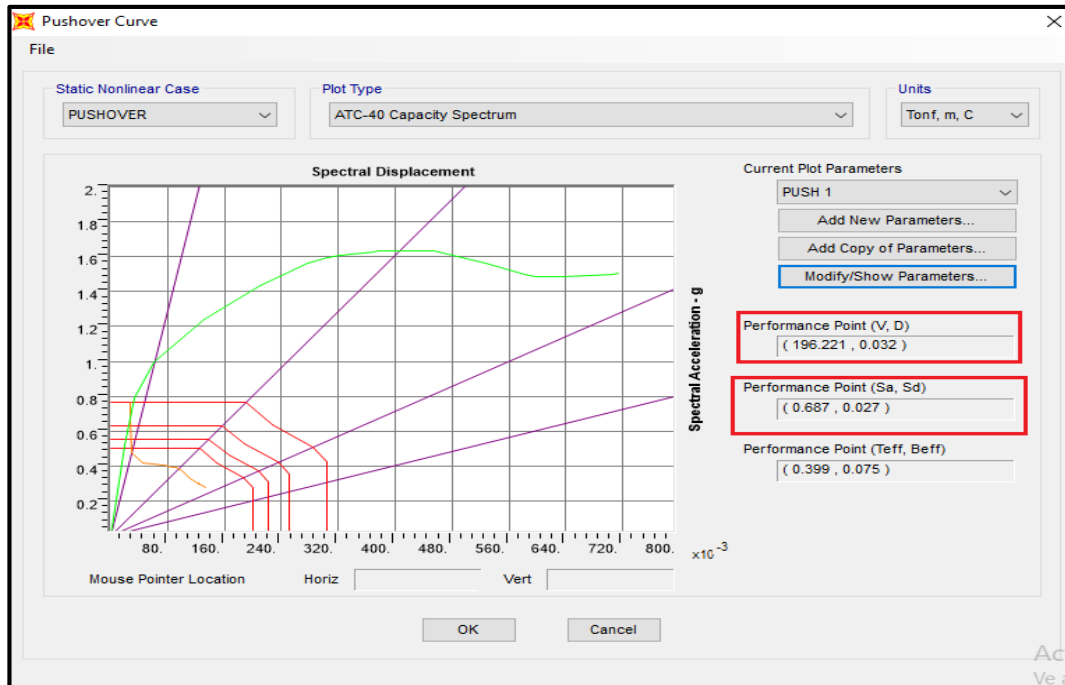


Gráfico 71. Punto de desempeño de reservorio R3

En el siguiente gráfico se muestra el espectro de capacidad obtenido, para el procedimiento del ATC-40:

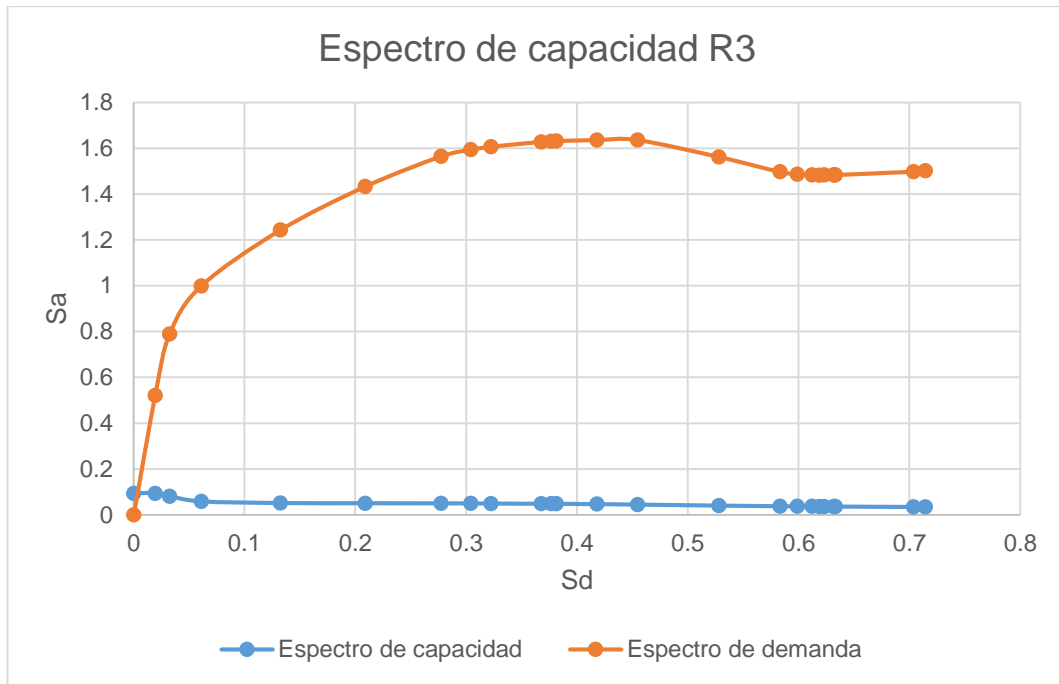


Gráfico 72. Conversión de curva capacidad a espectro capacidad (ATC-40)

Tal y como se muestra, se tiene la representación del espectro de demanda (Curva color rojo) y del espectro de capacidad (Curva color verde), de igual forma, la curva mostrada en naranja representa la unión de los diferentes puntos de amortiguamiento efectivo – desplazamiento espectral, los cuales fueron tomados como parte del procedimiento a seguir. Dicha curva generada mediante la unión de dichos puntos, al interceptar con el espectro de capacidad propio de la estructura determina el punto de desempeño.

Para lo evaluado se ha obtenido el siguiente valor en el punto de desempeño:

- Cortante = 196.221 t
- Desplazamiento = 0.032m

3.1.5 Sectorización de la curva de capacidad

Desde el punto de vista estructural la metodología del ATC-40 propone dividir la curva de capacidad en sectores asociados los niveles de desempeño. El segundo tramo del modelo bilineal corresponde al comportamiento inelástico de la edificación, el cual se divide en cuatro sectores, así entonces de la norma ATC-40, se define los niveles de desempeño, y se comprueba por la deriva de entrepiso.

Para el caso de estudio, se llevó estos valores de deriva a desplazamientos laterales, multiplicando los valores de deriva por la altura del reservorio, previamente mostrados estos valores en el cuadro N°.6. Límites de deformación lateral (Tabla 11-2 en ATC-40), en el capítulo uno.

3.1.5.1 Reservorio R2

En el siguiente cuadro se muestra los valores obtenidos:

Nivel de desempeño	Deriva entre piso δ	Desplazamientos (m)
Ocupación inmediata	0.01	0.1582
Seguridad	0.02	0.3164
Estabilidad Estructural	0.33 (V_i/P_i)	0.4460

Cuadro 20. Desplazamientos obtenidos, reservorio R2

Los valores límites calculados para los desplazamientos máximos en cada nivel de desempeño se muestran a continuación en el gráfico, donde se ubican la curva de capacidad y el punto de desempeño determinado.

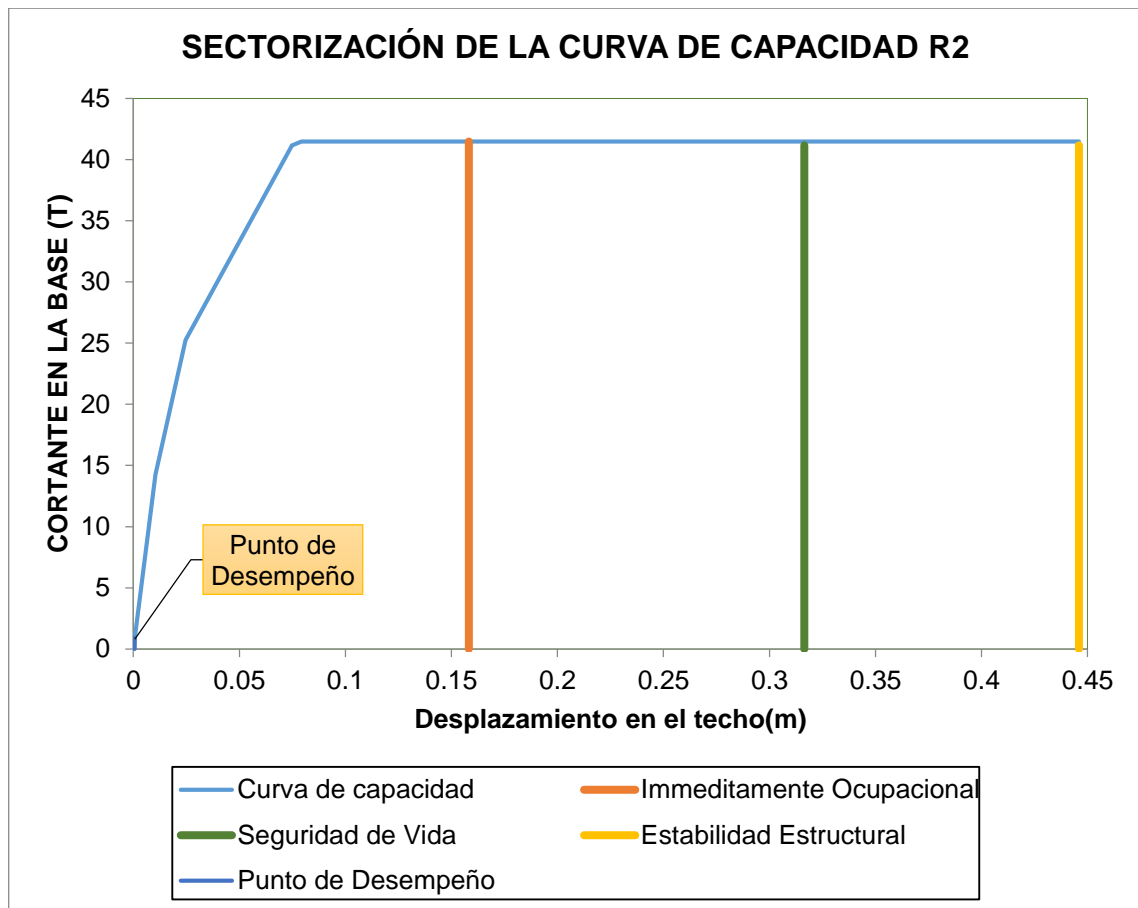


Gráfico 73. Sectorización de curva de capacidad R2..

Del comportamiento mostrado en la curva de capacidad, para los diferentes desplazamientos, para cada nivel de desempeño, se observa que para el nivel de «Inmediata ocupación» corresponde un desplazamiento máximo de 0.1582 metros, en lo que se demuestra que la estructura ya supero su límite de fluencia.

La curva de capacidad proporcionada por el software no alcanza los desplazamientos máximos que lo pondrían en el nivel de estabilidad estructural, por lo que se mantiene en el estado de inmediata ocupación.

Por lo que define que el reservorio R2, cumple con los objetivos de evaluación, permaneciendo en el rango de inmediata ocupación, determinando que no es necesario una intervención al reservorio.

3.1.5.2 Reservorio R3

En el siguiente cuadro se muestra los valores obtenidos:

Nivel de desempeño	Deriva entre piso δ (% altura entre piso)	Desplazamientos (m)
Ocupación inmediata	0.01	0.197
Seguridad	0.02	0.394
Estabilidad Estructural	0.33 (Vi/Pi)	0.5382

Cuadro 21. Desplazamientos obtenidos, reservorio R3

Los valores limites calculados para los desplazamientos máximos en cada nivel de desempeño se muestran a continuación en el gráfico, donde se ubican la curva de capacidad y el punto de desempeño determinado.

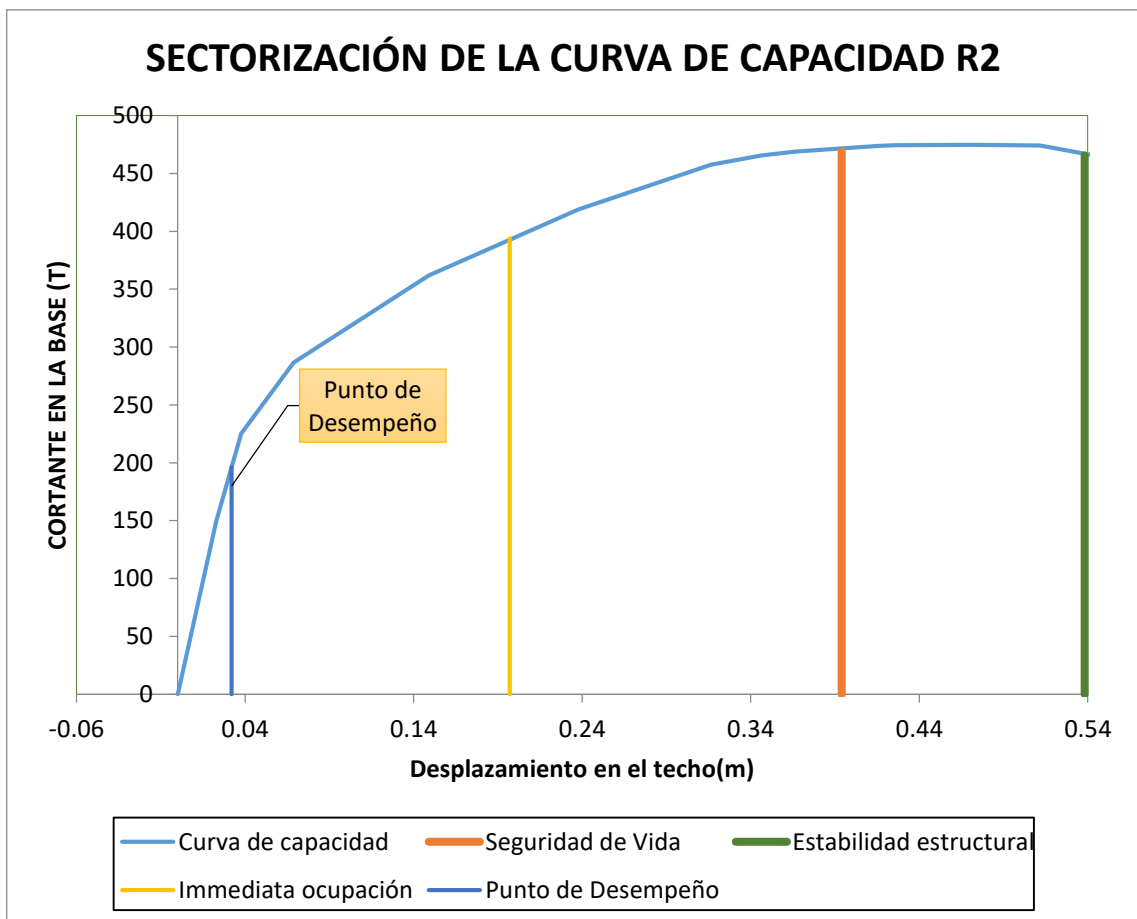


Gráfico 74. Sectorización de curva de capacidad R3.

Del comportamiento mostrado en la curva de capacidad, para los diferentes desplazamientos, para cada nivel de desempeño, se observa que para el nivel de «Inmediata ocupación» corresponde un desplazamiento máximo de 0.197

metros, en lo que se demuestra que la estructura ya supero su límite de fluencia.

La curva de capacidad proporcionada por el software no alcanza los desplazamientos máximos que lo pondrían en el nivel de estabilidad estructural, por lo que se mantiene en el estado de inmediata ocupación.

Por lo que define que el reservorio R3, cumple con los objetivos de evaluación, permaneciendo en el rango de inmediata ocupación, por lo que no sería necesaria ninguna intervención en la estructura.

3.2 Discusión

- a. Ing. Julio Rivera Feijoo (1991), propone una metodología para el diseño sísmico de reservorios elevados. La masa de agua en un reservorio se puede modelar a través de un sistema mecánico equivalente, que consiste en una masa fija y una serie de masas puntuales ligadas a las paredes del reservorio, por medio de resortes con una rigidez determinada.

La presente investigación se fundamenta en la aplicación y validación del modelamiento a través de un sistema mecánico equivalente, donde se representa la masa impulsiva adherida a las paredes del reservorio y la masa convectiva a través de un sistema de resortes, como se muestra en el cuadro 23, de las conclusiones.

- b. Ing. Maribel Burgos Namuche (2007), a través de su tesis de maestría define: el “Diseño por capacidad” ha sido adaptado a los requerimientos mínimos de la norma de concreto E-060 y de la norma del ACI-2005 (combinaciones de carga, acero mínimo, espaciamientos mínimos del refuerzo transversal, procedimiento de redistribución de momentos, etc) con la finalidad de presentar una propuesta para introducir esta metodología a la norma peruana de concreto armado E-060 como alternativa de diseño para los sistemas de pórticos.

En la presente tesis se adapta las metodologías de evaluación por desempeño, a las normas del reglamento nacional de edificaciones, como la NTE.030, NTE.060, como también se adapta la norma ACI 350.3-06 a la zona de estudio.

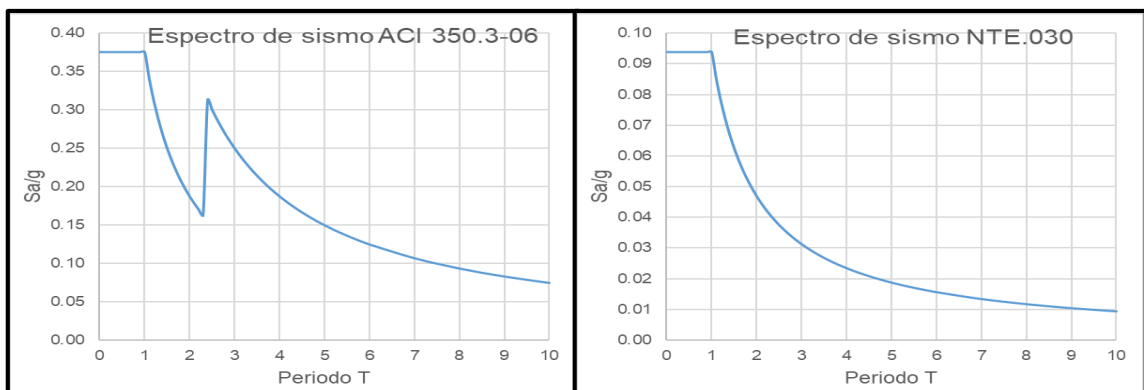
- c. Núñez E, sustenta que luego de haber tomado las normas de ACI 350.3-06, y con la utilización el SAP 2000, no existen parámetros o valores exclusivos para el análisis sísmico de reservorios elevados o estructuras tipo péndulo invertido, en las normas E.030 de diseño sismorresistente que se utilizan en el Perú.

Incertidumbre en la adopción del valor del coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R), el rango oscila entre 1 – 8.

Por otro lado, en nuestra investigación, se sustenta que la norma técnica E.030 “Diseño sismorresistente”, muestra un procedimiento para la construcción del espectro de diseño, infiriendo en el capítulo 3, artículo 3.4 un factor de modificación de respuesta $R_0=8$ para estructuras de pórticos de concreto armado, asimismo define que no es aplicable a estructuras tipo péndulo invertido, texto que se expresa en las conclusiones de esta investigación.

- d. Ing. Oscar Llasa Funes, ANALISIS SÍSMICO DE RESERVORIO), define que la determinación del espectro de pseudoaceleración puede obtenerse utilizando las recomendaciones del Código ACI 360.3R-01, compatibilizando algunos factores con el reglamento peruano NTE-030.

Asimismo, la investigación a través de la Norma ACI 350.3-06, define los factores de modificación de respuesta $R_{wi} = 2.00$ y $R_{wc} = 1.00$, para los casos de los reservorios estudiados en la presente tesis, por ello que las aceleraciones espectrales, tienen una distribución dividida; en el caso de tomar datos de la NTE.030 “diseño sismorresistente” se tiene un factor de reducción $R=8$ donde no se muestra la división como en el anterior caso, definido por la norma ACI 350.3-06.



Cuadro 22. Cuadro comparativo de espectros de sismos ACI 350.3-06 Y NTE.030.

- e. La estructura de soporte de nuestros reservorios, es de tipo marco, que son estructuras con vigas y columnas, existen otras alternativas como el fuste cilíndrico, y en la actualidad se diseñan reservorios superficiales de PVC que tienen su certificación de calidad. También puede ser una estructura de acero; de acuerdo a criterio de capacidad del reservorio y costo de materiales

- f. Núñez E, sustenta que las estructuras de soporte no presentan un adecuado comportamiento sísmico, presentando excesivos desplazamientos con respecto a los límites indicados por la norma E.030 – 2006.

En la investigación se expresa que ante una actividad sísmica la respuesta estructural de los reservorios elevados es más crítica en relación a los reservorios apoyados, por lo que es necesario en el diseño de estructuras y en la evaluación de estructuras existentes, como en el caso de la tesis.

CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- a. Las vigentes normas peruanas de diseño sismorresistente no detallan un procedimiento de análisis y evaluación estructural de reservorios, siendo necesario complementarlas con investigaciones, normas y estándares internacionales, señalando lo siguiente en el numeral 1.2 de la NTE.030 *«Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable.»*

La metodología expuesta en la investigación, constituye una propuesta, por lo tanto, es un aporte a la ingeniería civil que debe ser validado con futuros trabajos de investigación.

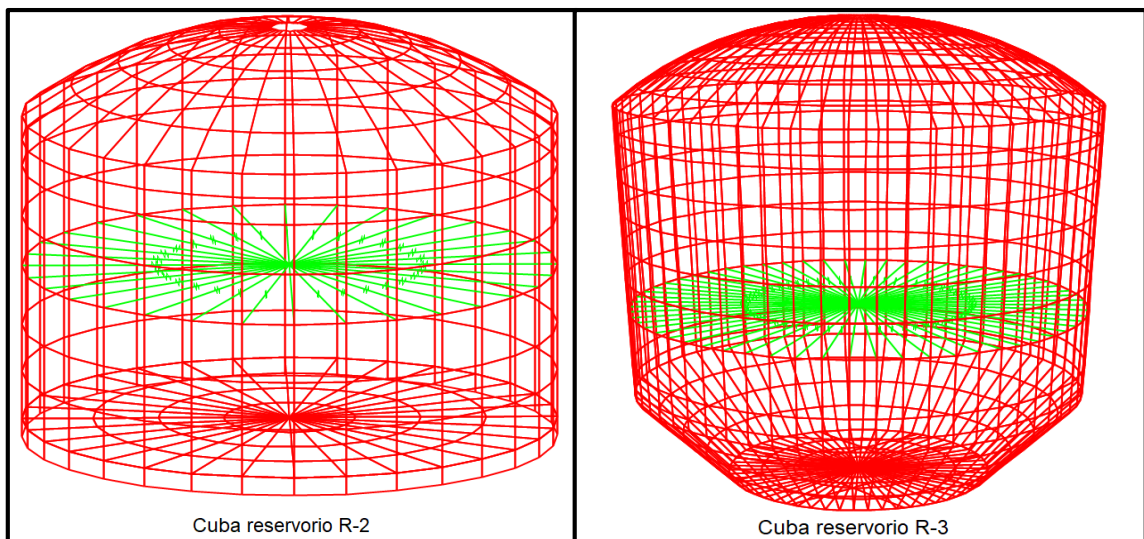
La necesidad de evaluar ambos reservorios fue una situación real, que ayudo a tomar decisiones en el proyecto de agua potable de la localidad de Caballococha.

- b. Se determinó los máximos desplazamientos laterales de los reservorios ante la aplicación de larga lateral del pushover, estos resultados se evaluaron conforme a los lineamientos del código ATC-40, que brinda una metodología señalada en el capítulo 2 de la tesis, donde se tiene:

El reservorio R-2 se obtiene un desplazamiento lateral máximo permitido de 0.1582 metros, de acuerdo al análisis pushover el desplazamiento máximo en el reservorio es de 0.000697 metros, confirmando que la selección de objetivos de desempeño es satisfactoria, se mantiene en el rango de ocupación inmediata.

El reservorio R-3 se obtiene un desplazamiento lateral máximo de 0.197 metros, de acuerdo al análisis pushover el desplazamiento máximo en el reservorio es de 0.032 metros, confirmando que la selección de objetivos de desempeño es satisfactoria, se mantiene en el rango de ocupación inmediata.

- c. La evaluación de los reservorios elevados con soporte tipo marco, de concreto armado, se sustenta en las indicaciones de las normas; del reglamento nacional de edificaciones la norma técnica E.060 “concreto armado” y la norma técnica E.030 “diseño sismorresistente”, código ACI 350.3-06, código ATC-40 (Applied Technology Council).
- d. El modelamiento de la masa impulsiva se realizó como una presión distribuida sobre las paredes del reservorio y la masa convectiva como un sistema de resortes equivalentes, también se consideró un reservorio cilíndrico equivalente en volumen en el caso del reservorio R-3 (300 m³), al tener en la base una sección troncocónica, en el modelo dinámico de Housner, que se desarrolla en el anexo 6.6.2.



Cuadro 23. Modelo de resortes para la masa convectiva.

- e. Los resultados del análisis estático no lineal pushover, muestran un comportamiento estructural diferente para cada uno de los dos reservorios, en tanto para el R-2 se alcanza un cortante basal de 151.8 toneladas y para el R-3 se alcanza un cortante de 133.46 toneladas. Además, se aprecia claramente un mecanismo de formación de rótulas plásticas, lo cual indica que las estructuras están incurriendo en el rango inelástico.

- f. Actualmente las investigaciones nacionales sobre desempeño sísmico de reservorios son escasas. En la Amazonía, la investigación de evaluación sísmica basada en desempeño, no ha sido desarrollada.

4.2 Recomendaciones

- a. Promover metodologías de evaluación con nuevos criterios y de tendencia innovadora como es la evaluación por desempeño en reservorios.
- b. Considerar en la evaluación por desempeño normas internacionales, que se afirmen en el reglamento nacional de edificaciones (RNE), puesto que no cuenta con un capítulo que, de pautas y consideraciones a tomar en la evaluación de estructuras especiales, tales como los reservorios elevados.
- c. Promover estudios de evaluaciones por desempeño sísmicas en reservorios elevados, así se familiarizará con las últimas tendencias en diseño y evaluación estructural.
- d. Analizar la estructura y su interacción con el líquido contenido en la cuba, el comportamiento entre ambos bajo condiciones en servicio, y su comportamiento cuando existe un evento sísmico.
- e. Esta tesis propone que se tome en cuenta el análisis no lineal estático para la evaluación de reservorios en general, ya que toma en cuenta el agrietamiento de la estructura durante el evento sísmico, brindando información en qué situación se encuentra la estructura, obligando al evaluador a tomar medidas respectivas al caso.
- f. Se recomienda que, para posteriores trabajos de investigación, se realice evaluaciones de edificaciones existentes en la zona, con el fin de conocer la metodología acerca del desempeño de las estructuras ya que en el país muy poco se ha desarrollado el tema.

CAPITULO V: BIBLIOGRAFÍA

1. **Luisa, Viera.** *Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado.* Ambato, Ecuador : Universidad Técnica de Ambato, 2010.
2. **Vélez, MECE Aneuris Hernández.** *Análisis No Lineal Estático "Pushover".* s.l. : HIGH LEVEL ENGINEERING, 2010.
3. **Sánchez Aguilar, Marco Antonio Roberto.** *Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación.* Monterrey - Mexico : Tencológico de Monterrey, 2010.
4. **Carbajal Taipe, Javier Francisco.** *Criterios de diseño por desempeño para la norma peruana de diseño sismorresistente.* Lima : Universidad Nacional de Ingeniería, 2003.
5. **Martínez Contreras, José Arturo.** Verificación del desempeño sísmico de tanques elevados para almacenamiento. [aut. libro] Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.* Veracruz : Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2008.
6. **Council, Applied Technology.** *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings vol.i.* California : California seismic safety commission, 1996.
7. **David, Valencia Vasconez Jairo.** *"Análisis del metodo "Modal Pushover" y su incidencia en el calculo de pórticos de hormigón armado en el cantón de Ambato".* Ambato, Ecuador : Universidad Técnica de Ambato, 2012.
8. **Gilmore, Amador Terán.** *Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos.* Mexico DF : Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco.
9. *Diseño Sísmico Basado en Desempeño: Tendencias y retos.* **Maraboto, Luis Esteva.** 2001.
10. **Miguel Angel, Paredes Azaña.** *Evaluación de desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estatico no lineal Pushover.* Lima : Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2016.
11. **MSc., ING. Adolfo Gálvez Villacorta.** *Verificación del desempeño sísmico.* Lima : ACI Perú, 2010.
12. **Namuche Burgos, Ing. Maribel.** *Estudio de la Metodología "Diseño por capacidad en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser*

incorporado a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño. Lima : Univesidad Nacional de Ingeniería, 2007.

13. *Evaluación de los métodos de análisis estático no lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado.* **Oscar A. López, Gianina Del Re Ruíz.** 2008, BOLETÍN TÉCNICO IMMEVOLUMEN 46 N° 3, págs. 1-28.

14. **Palomino López, Paulo Marcelo.** *“Evaluación sísmica de edificaciones existentes”.* Bogotá D.C. : Escuela Colombiana de ingeniería Julio Garavito, 2014.

15. **PhD., Roberto Aguiar Falconí.** *Análisis sísmico por Desempeño.* Quito : Centro de Investigaciones Científicas de la Espe., 2003.

16. **Restrepo, Jose I.** *Elementos de diseño por desempeño.* Viña del Mar : Universidad Tecnica Federico Santa Maria, 2009.

17. **Bach. Lazo Jurado, Gloria Denisse.** *"Diseño y análisis sísmico de reservorio circular de 250 m3 para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucará, provincia de Acobamba, region de Huancavelica".* Lircay, Huancavelica : Universidad Nacional de Huancavelica, 2015.

18. **Orrillo, José Termófilo Soto.** *Evaluación del desempeño sismorresistente del edificio del Centro Pre Universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca.* Cajamarca : Universidad Nacional de Cajamarca, 2015.

19. **Feijoo, Ing. Julio Rafael Rivera.** *“ Análisis Sísmico de Reservorios Elevados con Estructura Cilindrica de Soporte ”.* Lima : Universidad Nacional de Ingeniería, 1984.

20. **Pamela Grace, Huaranga Huamani.** *Evaluación de la Respuesta Sísmica No Lineal de Reservorios Elevados tipo Intze.* Lima : Pontificia Universidad Católica del Perú, 2015.

21. **Norma Técnica E.030 "Diseño sismorresistente".** *Reglamento nacional de edificaciones.* Lima : s.n., 2016.

22. **ACI 350.03. 2006. Seismic Desing of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3.06) and Commentary (350-3R.06).**

23. **Funes, Ing. Oscar Llasa.** *“Análisis sísmico de reservorios”.* Lima : s.n. s.l. 8p..

CAPITULO VI: ANEXOS

6.1 Matriz de Consistencia

TÍTULO: " EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE DOS RESERVORIOS ELEVADOS CON SOPORTE TIPO MARCO - CABALLOCOCHA 2018"

" EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE DOS RESERVIOS ELEVADOS CON SOPORTE TIPO MARCO, CABALLOCOCHA 2018"				
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
Problema general:	Objetivo general:	Hipótesis general	Variable independiente:	Tipo de investigación:
¿Cuál es el desempeño sísmico del comportamiento estructural de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018 ?	Evaluar el desempeño sísmico del comportamiento estructural, de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018.	Determinar el desempeño sísmico mejora significativamente la evaluación del comportamiento estructural de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha	Evaluación por Desempeño Sísmico	Correlacional, exploratorio y explicativo
			1. Capacidad de carga máxima	DISEÑO DE INVESTIGACION: Experimental (cuasi-experimental)
			2. Análisis lineal estático	POBLACION Y MUESTRA: Población: La población de estudio constituida por los elementos estructurales del reservorio elevado de Caballo Cocha, que tienen un soporte tipo marco. Muestra: Reservorios elevados con soporte tipo pórtico.
3. Análisis no lineal estático (PUSHOVER)	TECNICAS, INSTRUMENTOS RECOLECCION DE DATOS Y PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE LA INFORMACION:			
Problemas específicos:	Objetivos específicos:	Hipótesis específicas:	Variable dependiente:	Técnicas de recolección de datos:
1. ¿Cuáles son las cargas actuantes que afectan al comportamiento estructural, de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018?	1. Determinar las cargas actuantes que afectan al comportamiento estructural, de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018	1. Al determinar las cargas actuantes que afectan al comportamiento estructural, se considera estrategias de reforzamiento de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018	Comportamiento estructural	<ul style="list-style-type: none"> • Información Directa. Este tipo de información se obtuvo mediante la observación directa con la ayuda de una guía debidamente diseñada. • La Investigación Documental.- está fundamentada en artículos, libros y códigos relacionados.
2. ¿Cuál es el capacidad resistente de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018?	2. Determinar la capacidad resistente de dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018	2. Al aplicar la evaluación por desempeño sísmico se determina el nivel de desempeño de dos reservorios elevados, con soporte tipo marco, Caballococha 2018.	1. Evaluación con Normatividad Nacional de Diseño Sismorresistente	Instrumentos de recolección de Datos - Lista de comprobación - Software; SAP2000 V19, AutoCAD 2017 - Microsoft (Word y Excel) - Norma ACI 350.3-06 - Norma ATC-40 - Norma Técnica E030 "Diseño Sismorresistente"
3. ¿Cuáles son las características estructurales de los dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018?	3. Revisar las características estructurales que presentan los dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018	3. Al aplicar la evaluación al comportamiento estructural, planteando un reforzamiento se mejora el nivel de desempeño de los dos reservorios elevados con soporte tipo marco, Caballococha 2018	2. Columnas y vigas de concreto armado 3. Modelo del comportamiento hidrodinámico del agua.	Procesamiento y Análisis de la Información La información será procesada en forma computarizada utilizando el software SAP 2000 V19 y AUTOCAD 2017. El análisis e interpretación de la información se realizó utilizando bases teóricas y antecedentes de estudios (aplicación de normas) para la prueba de la hipótesis

6.2 Normativas aplicadas a la investigación

6.2.1 Norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente"

A. Zonificación

Cuadro 24. Factores de zona, NTE-030 de Diseño Sismorresistente.

Tabla N° 1	
Factores de zona "Z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

B. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Cuadro 25. Factor de Uso (U); NTE-030 de Diseño Sismorresistente.

Tabla N° 5		
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A1 (Esenciales)	A1	Ver nota 1
A2 (Esenciales)	A2	1.5
B (Importantes)	--	1.3
C (Comunes)	--	1.0
D (Temporales)	--	Ver nota 2

C. Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Los tipos de perfiles de suelos definidos en la NTE-030 son:

Cuadro 26. Factor de suelo "S" (NTE-030 de Diseño Sismorresistente.)

Tabla N° 3				
FACTOR DE SUELO "S"				
Z \ S	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1.0	1.05	1.1
Z3	0.8	1.0	1.2	1.2
Z2	0.8	1.0	1.2	1.4
Z1	0.8	1.0	1.6	2.0

Cuadro 27. Período de suelo "T_p" y "T_L" (NTE-030 de Diseño Sismorresistente)

Tabla N° 4				
PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
Perfil de suelo				
	S0	S1	S2	S3
TP(s)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL(s)	3.0	2.5	2.0	1.6

D. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

El coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R) se selecciona según el sistema estructural y los materiales usados en la edificación.

Cuadro 28. Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (NTE-030)

Tabla N° 7		
SISTEMAS ESTRUCTURALES		
	Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R _o (*)
Acero:	Acero: Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
	Acero: Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
	Acero: Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
	Acero: Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
	Acero: Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
	Acero: Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto armado:	Concreto Armado: Pórticos	8
	Concreto Armado: Dual	7
	Concreto Armado: De muros estructurales	6
	Concreto Armado: Muros de ductilidad limitada	4
	Albañilería Armada o Confinada	3
	Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

E. Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} T < T_P & C = 2,5 \\ T_P < T < T_L & C = 2,5 \times \left(\frac{T_P}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2,5 \times \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

T es el período de acuerdo al numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.6.1. de la NTE.030 “diseño sismorresistente.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable.

6.2.2 Diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos (ACI 350.3-06) y comentarios (350.3r-06)

En el país no se cuenta con una norma de análisis y diseño de reservorios o contenedores de líquidos, ante esto se recurrió a esta norma extranjera para acoplar ciertos parámetros de la normativa que a continuación se desarrolla.

El capítulo 4 del ACI 350.3-06 está orientado a determinar las fuerzas generadas por el sismo. Para determinar dichas fuerzas se puede realizar un análisis estático o un análisis dinámico. Las fuerzas del análisis estático propuesto en ese capítulo se obtienen a partir de las fuerzas generadas por el comportamiento hidrodinámico del agua. Para ello, se emplea el modelo simplificado de Housner. Por otro lado, las fuerzas del análisis dinámico, se obtienen del espectro de diseño construido a partir de los parámetros de sitio y factores indicados en dicho manual. Se muestran los factores de importancia (I) y de reducción de la respuesta (R) que se obtienen a partir del uso y del tipo de estructura, respectivamente.

Es por esta razón que la norma ACI 350.3-06 se complementó con la norma peruana ya que representa en sus parámetros las características locales para el análisis sísmico.

A. Consideraciones Generales

✓ Datos generales

V	$= m^3$:	Volumen necesario del Reservorio
γ_{con}	$= kg. /m^3$:	Peso específico del concreto
γ_{liq}	$= kg. /m^3$:	Peso específico del agua
$f'c$	$= kg. /cm^2$:	Esfuerzo ultimo del concreto
E_c	$= kg. /cm^2$:	Modulo elasticidad del concreto
f_y	$= kg. /cm^2$:	Esfuerzo de fluencia del concreto
g	$= m/s^2$:	Gravedad

✓ Geometría del reservorio

HL	$= m.$:	Altura de Agua del reservorio
D	$= m.$:	Diámetro interior del reservorio
t_w	$= m.$:	Espesor del muro del reservorio
t_{cu}	$= m.$:	Espesor de la cúpula
f	$= m.$:	Flecha de la cúpula

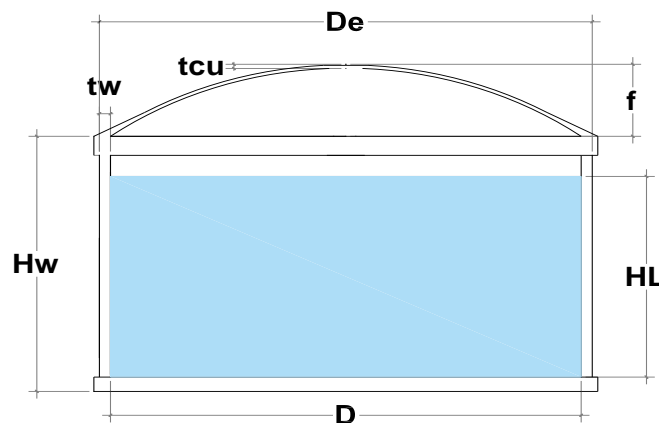


Gráfico 75. Configuración estructural reservorio.

B. Determinar la masa de la estructura que activa el sismo

✓ Coeficiente de masa efectiva

$$\epsilon = \left[0.0151 \left(\frac{D}{HL} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{HL} \right) - 1.021 \leq 1.00 \right]$$

C. Cálculo de los pesos y masas impulsiva y convectiva

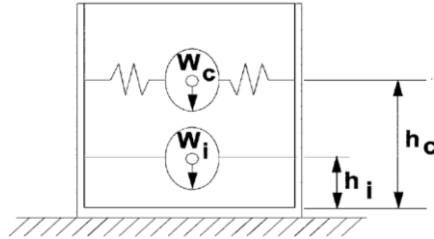
✓ Cálculo del peso impulsivo (W_i)

$$\frac{W_i}{W_L} = 1 - \frac{\text{Tan h} \left[0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right)}$$

- ✓ Cálculo del peso convectivo (W_c)

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L} \right) \times \text{Tanh} \left[3.68 \times \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]$$

D. Cálculo de las alturas impulsivas y convectivas



- ✓ Cuando se excluyen presiones en la Base (CASO EBP)

Para tanques con $\rightarrow \frac{D}{H_L} < 1.333$ $h_i = H_L \left(0.5 - 0.09375 \frac{D}{H_L} \right)$

Para tanques con $\rightarrow \frac{D}{H_L} \geq 1.333$ $h_i = 0.375 H_L$

La altura convectiva para todos los tipos de reservorios está dado por:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \times \sinh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

- ✓ Cuando se incluyen presiones en la Base (CASO IBP)

Para tanques con $\rightarrow \frac{D}{H_L} < 0.75$

$$h_i = 0.45 \times H_L$$

Para tanques con $\rightarrow \frac{D}{H_L} \geq 0.75$

$$\frac{h_i'}{H_L} = \frac{0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8}$$

La altura convectiva para todos los tipos de reservorios está dado por:

$$h_c' = H_L \left[1 - \frac{\text{Cosh} \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 2.01}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \times \text{Senh} \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]} \right]$$

E. Frecuencias naturales componentes impulsiva W_i y convectiva W_c

- ✓ Coeficiente de frecuencia (C_w)

Para $\rightarrow \frac{D}{H_L} < 0.75$

$$C_w = 9.375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

- ✓ Coeficiente de frecuencia para tanques tipo 2.1 y 2.2 (C_i)

$$C_i = C_w \times \sqrt{\frac{t_w}{10R}} \text{ en sistema internacional}$$

- ✓ Frecuencia natural de la masa impulsiva cuando vibra: (ω_i)

$$\omega_i = C_i \times \frac{1}{H_L} \sqrt{\frac{10^3 E_c}{\rho_c}} \text{ en SI}$$

- ✓ Periodo Fundamental De Oscilación del Tanque + Componente Impulsivo (T_i)

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

- ✓ Factor de frecuencia convectiva.

$$\lambda = \sqrt{3.68 \times g \times \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right) \right]}$$

- ✓ Frecuencia natural de la masa convectiva (ω_c).

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}}$$

- ✓ Periodo Natural del primer modo convectivo (T_c).

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \frac{2\pi}{\lambda} \times \sqrt{D}$$

F. Cálculo de las fuerzas dinámicas laterales arriba de la base

- ✓ Fuerza de inercia de la pared

$$P_w = C_i \times I \times \frac{\varepsilon W_w}{R_i}$$

- ✓ Fuerza de inercia de la cubierta

$$P_r = C_i \times I \times \frac{W_r}{R_i}$$

- ✓ Fuerza lateral de la masa impulsiva

$$P_l = C_c \times I \times \frac{W_l}{R_l}$$

- ✓ Fuerza lateral de la masa convectiva

$$P_c = C_c \times I \times \frac{W_c}{R_c}$$

- ✓ Cálculo del corte total en la base de la pared del depósito

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2}$$

Debe cumplirse que la cortante en la base no debe exceder del 80% del peso total.

- G. Desplazamiento vertical máximo del líquido contenido ($d_{\text{máx}}$)

$$d_{\text{máx}} = \frac{D}{2} C_C I$$

- H. Cálculo de momentos y verificación por volteo

- ✓ Momento por inercia de la pared:

$$M_w = P_w \times H_w / 2$$

- ✓ Momento por inercia de la tapa:

$$M_r = P_r \times H_r$$

- ✓ Momento por la masa impulsiva:

$$M_i = P_i \times h_i$$

- ✓ Momento por la masa convectiva:

$$M_c = P_c \times h_c$$

- ✓ Momento de diseño para la base del muro (después de la losa de piso)

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2 + M_{eg}^2}$$

- I. Cálculo de la rigidez del líquido de la masa convectiva

$$K_C = 0.836 \frac{m_A g}{H} \tanh^2 \left(3.68 \frac{H}{D} \right) \quad (\text{Ramírez 2011})$$

$$K_C = \frac{45}{2} \times \frac{m_A}{H} \left(\frac{m_C H}{m_A D} \right)^2 \quad (\text{Llusa 2011})$$

- J. Características sísmicas

- ✓ Espectro de diseño ACI 350.03 -06 : E030

Z : Norma técnica E-030 "Diseño Sismorresistente"

U : Norma técnica E-030 "Diseño Sismorresistente"

S : Norma técnica E-030 "Diseño Sismorresistente"

T_p (s) : Norma técnica E-030 "Diseño Sismorresistente"

R_i : Según ACI 350.3-06

R_c : Según ACI 350.3-06

✓ Factores R_{wi} y R_{wc}

Cuadro 29. coeficientes de reducción según ACI 350.3-06.

Tipo de estructura	R_i		R_c
	(superficial)	(enterrado)*	
Tanques anclados o base flexible	3.25†	3.25†	1.0
Tanques de base fija o articulada	2.0	3.0	1.0
Tanques sin anclar, enterrados o abiertos	1.5	2.0	1.0
Tanques elevados	2.0	—	1.0

El espectro de diseño se procesó de acuerdo al procedimiento de Llasa Funes (sf) quien compatibiliza el reglamento ACI 350.3-6 con el reglamento peruano RNE E.030, este espectro consta de dos tramos uno para la masa impulsiva y la estructura que les corresponde los periodos cortos y a la masa convectiva los periodos más largos, es decir:

$$0 < T_{\text{impulsivo}} < 2.4 \quad R = R_{wi}, \text{ para } T < 2.4 \text{ seg}$$

$$2.4 < T_{\text{convectivo}} \quad R = R_{wc} \text{ para } T \geq 2.4 \text{ seg}$$

Para trazar el espectro se sigue el siguiente procedimiento:

Se toma periodos T con un intervalo de 0.2 Seg Se calcula C_i para cada periodo, teniendo en cuenta que no debe superar el valor de 2.5. De acuerdo a la norma técnica E-030 "Diseño Sismorresistente" se tomó las siguientes expresiones;

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5$$

$$S_a = \frac{ZUCS}{R}$$

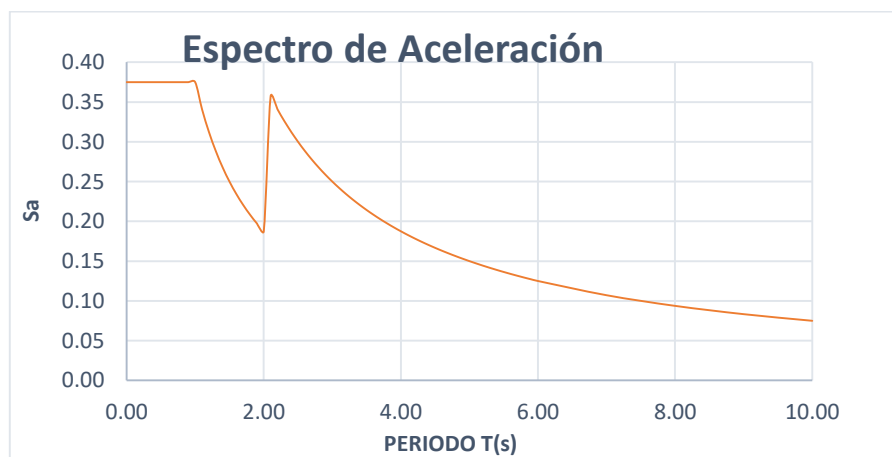


Gráfico 76. Espectro de diseño de acuerdo a los parámetros de diseño acoplados

6.2.3 COMITÉ VISION 2000 – SEAOC

La siguiente metodología comprende aspectos de temas de discusión ingenieriles de creación de sistemas estructurales con desempeño sismorresistente predecible y controlable:

- Selección de Objetivos de Desempeño
Esta selección constituye el primer paso y se realiza por el cliente en consulta con el profesional responsable del diseño.
- Determinar Localización Adecuada y Sismo de Diseño
Se analiza la correcta ubicación de la estructura a diseñar, con sus características de sitio.
- Diseño Conceptual
Esta etapa involucra selección de la configuración, de los sistemas estructurales y materiales.
- Diseño Preliminar y Diseño Final
Involucra el detallado del sistema estructural y no estructural de modo que los Objetivos de Desempeño se puedan cumplir.
- Comprobación de Aceptabilidad en cada paso del diseño
Se requiere una comprobación de aceptabilidad para verificar que se cumplan los Objetivos de Desempeño.
- Revisión de Diseño
Asegura la calidad en el proceso de diseño. Cada revisión se debe emprender al término del Diseño Preliminar y diseño final.
- Garantía de control de la calidad durante la construcción
Este proceso involucra trabajo en equipo, incluyendo profesionales de diseño, revisores, autoridades, laboratorios de ensayos, y contratistas.
- Mantenimiento y Operatividad de la edificación
La ingeniería basada en desempeño no termina con la construcción de la edificación. Las responsabilidades simplemente cambian. La condición de la edificación, su configuración y uso influyen directamente sobre la vida útil de la estructura.

6.2.4 ATC – 40

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración, la tabla 2.07. Muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que, para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que, para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Cuadro 30. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. ATC40 (1996)

Movimiento Sísmico de diseño	Nivel de desempeño de edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			x	
Sismo Máximo, ME				x

6.3 Metrado de cargas

6.3.1 Metrado de cargas reservorio R-2

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2.40 \text{ Tn/m}^3$

Peso específico del agua $\gamma_a = 1.00 \text{ Tn/m}^3$

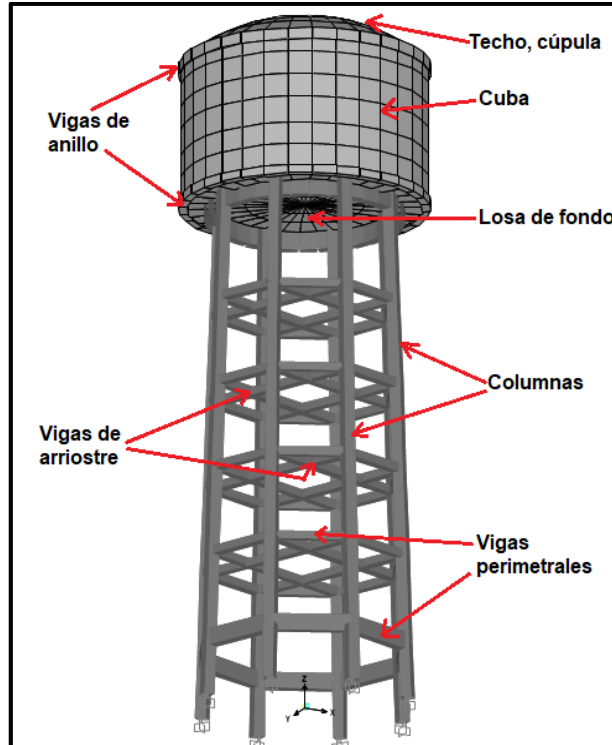


Gráfico 77. Vista 3d de reservorio R-2, y sus elementos.

1. Metrado de columnas de 0.40 x 0.40

Datos:

Nº columnas = 8.00 unid;

$b = 0.40 \text{ m}$;

$t = 0.40 \text{ m}$;

$H_c = 15.83 \text{ m}$

Operando se obtiene:

$$C1 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.4 \times 0.4 \times 15.83 \times 2.40 = 6.08 \text{ T}$$

$$C2 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.4 \times 0.4 \times 15.83 \times 2.40 = 6.08 \text{ T}$$

$$C3 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.4 \times 0.4 \times 15.83 \times 2.40 = 6.08 \text{ T}$$

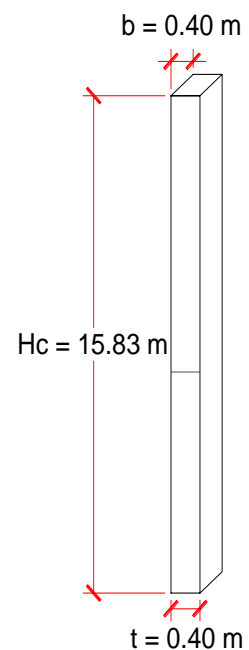
$$C4 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.4 \times 0.4 \times 15.83 \times 5.00 = 6.08 \text{ T}$$

$$C5 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.4 \times 0.4 \times 15.83 \times 2.40 = 6.08 \text{ T}$$

$$C6 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.4 \times 0.4 \times 15.83 \times 2.40 = 6.08 \text{ T}$$

$$C7 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.4 \times 0.4 \times 15.83 \times 2.40 = 6.08 \text{ T}$$

$$C8 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.4 \times 0.4 \times 15.83 \times 2.40 = 6.08 \text{ T}$$



El peso total de las columnas será la suma de todos los pesos de cada una de las columnas (C1, C2 C3, C4, C5, C6, C7, C8), de donde se obtiene:

$$PD1= 48.63 T$$

2. Metrado de vigas de vigas perimetrales

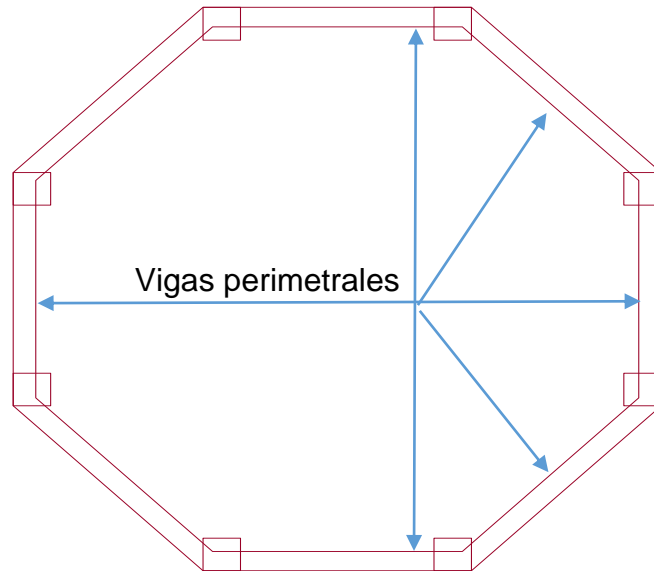


Gráfico 78. Vista en planta de vigas perimetrales, reservorio R-2.

2.1. Vigas de primer nivel

De la siguiente fórmula se calcula el peso del elemento:

$$PV1 = \pi h (R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 3.90 \text{ m};$$

$$r = 3.50 \text{ m};$$

$$h = 0.28 \text{ m}$$

$$PV1 = 6.24 T$$

2.2. Vigas de segundo nivel

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV2 = \pi h (R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 3.78 \text{ m};$$

$$r = 3.38 \text{ m};$$

$$h = 0.28 \text{ m}$$

$$PV2 = 6.04 T$$

2.3. Vigas de tercer nivel

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV3 = \pi h(R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 3.66 \text{ m};$$

$$r = 3.26 \text{ m};$$

$$h = 0.28 \text{ m}$$

$$PV3 = 5.84 \text{ T}$$

2.4. Vigas de cuarto nivel

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV4 = \pi h(R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 3.54 \text{ m}; r = 3.14 \text{ m}; \pi = 3.14159; h = 0.28 \text{ m}$$

$$PV4 = 5.64 \text{ T}$$

2.5. Vigas de quinto nivel, base de la cuba

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV5 = \pi h(R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 3.42 \text{ m};$$

$$r = 3.02 \text{ m};$$

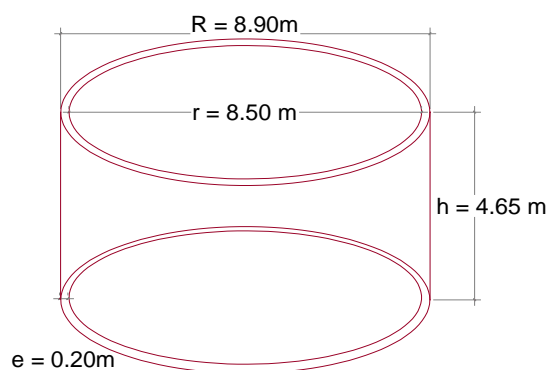
$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$PV5 = 9.71 \text{ T}$$

Por lo tanto, el peso de vigas es la suma de todos los pesos de cada una de las vigas anteriormente calculadas, y esto es:

$$PD2 = 33.47 \text{ T}$$

3. Metrado de cuba de reservorio pared cilíndrica



3.1. Vigas circulares de anillo parte superior de la cuba

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$Pa1 = \pi h(R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 4.55 \text{ m};$$

$$r = 4.25 \text{ m};$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$Pa1 = 7.96 \text{ T}$$

3.2. Viga circular de anillo parte inferior de la cuba

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$Pa2 = \pi h(R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 4.55 \text{ m};$$

$$r = 4.25 \text{ m};$$

$$h = 0.30 \text{ m}$$

$$Pa2 = 5.97 \text{ T}$$

El peso total de las vigas circulares de anillo de la cuba resulta:

$$PD3 = 13.93 \text{ t}$$

4. Metrado de cuba de reservorio pared cilíndrica

Datos:

$$h = 5.35 \text{ m};$$

$$R = 4.45 \text{ m};$$

$$r = 4.25 \text{ m};$$

Formula a emplear:

$$W_w = \pi h(R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

$$W_w = 3.14 \times 5.35 \times (4.45^2 - 4.25^2) \times 18.06 = 70.19 \text{ T}$$

$$PD4 = 70.19 \text{ T}$$

5. Metrado de losa de fondo de reservorio

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PD5 = \pi \times r^2 \times e \times \gamma_c$$

Datos:

$$e = 0.3 \text{ m}$$

$$r = 4.675 \text{ m}$$

$$PD5 = 3.14 \times 21.86 \times 0.30 \times 2.40$$

$$PD5 = 49.44 \text{ T}$$

6. Metrado de cúpula-tapa de reservorio

Es la parte de superficie esférica limitada da por un plano secante

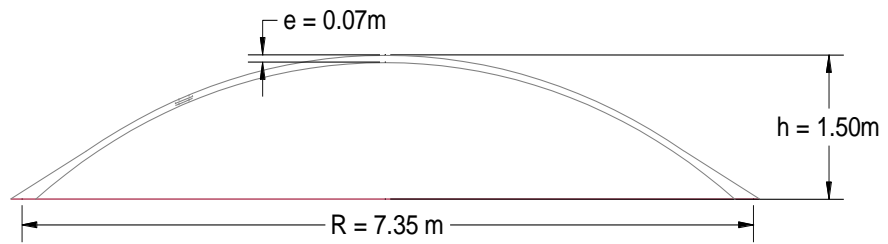
Datos:

$$R = 7.35 \text{ m}$$

$$e = 0.07 \text{ m}$$

$$h = 1.50 \text{ m}$$

$$\pi = 3.1415927$$



Fórmula a emplear,

$$PD6 = 2\pi \times R \times H \times e_c \times \gamma_C$$

$$PD6 = 11.64 \text{ T}$$

7. Metrado de vigas de arriostre de reservorio

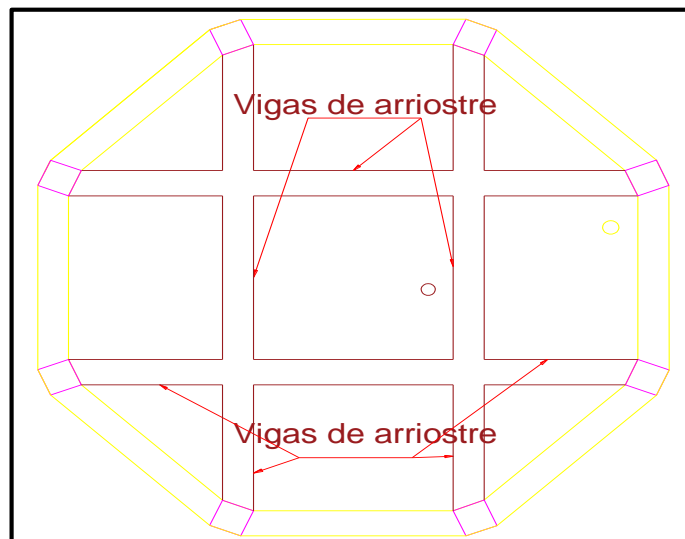


Gráfico 79. Vista en planta de vigas de arriostre reservorio R-2

7.1. Vigas de primer nivel

Datos:

$$Lv = 6.61 \text{ m}$$

$$b = 0.37 \text{ m}$$

$$h = 0.28 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la formula siguiente para calcular peso de vigas

$$Pv1 = L \times b \times h \times \gamma_c \times N^{\circ} \text{vigas}$$

$$PDV1 = 6.57 \text{ T}$$

7.2. Vigas de segundo nivel

Datos:

$$Lv = 6.39$$

$$b = 0.37 \text{ m}$$

$$h = 0.28 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la formula siguiente para calcular peso de vigas;

$$Pv1 = L \times b \times h \times \gamma_c \times N^{\circ} \text{vigas}$$

$$PDV2 = 6.36 \text{ T}$$

7.3. Vigas de tercer nivel

Datos:

$$Lv = 6.18 \text{ m}$$

$$b = 0.37 \text{ m}$$

$$h = 0.28 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la formula siguiente para calcular peso de vigas

$$Pv1 = L \times b \times h \times \gamma_c \times N^{\circ} \text{vigas}$$

$$PDV3 = 6.15 \text{ T}$$

7.4. Vigas de cuarto nivel

Datos:

$$Lv = 5.96 \text{ m}$$

$$b = 0.37 \text{ m}$$

$$h = 0.28 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la formula siguiente para calcular peso de vigas

$$Pv1=L \times b \times h \times \gamma_c \times N^{\circ}\text{vigas}$$

$$PDV4=5.93 \text{ T}$$

7.5. Vigas de quinto nivel, base de la cuba

Datos:

$$Lv = 5.73 \text{ m}$$

$$b = 0.37 \text{ m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la formula siguiente para calcular peso de vigas

$$PDV5 = L \times b \times h \times \gamma_c \times N^{\circ}\text{vigas}$$

$$PDV5= 10.18 \text{ T}$$

Asimismo, para calcular el peso total de las vigas se sumó el peso de cada una de las vigas, calculadas anteriormente, obteniendo así lo siguiente:

$$PD7=PDVB+PDV1+PDV2+PDV3+PDV4+PDV5$$

$$PD7 = 35.18 \text{ T}$$

El peso del reservorio R-2, es los siguiente:

$$PD1 = 48.63 \text{ T}$$

$$PD2 = 33.47 \text{ T}$$

$$PD3 = 70.19 \text{ T}$$

$$PD4 = 13.93 \text{ T}$$

$$PD5 = 49.44 \text{ T}$$

$$PD6 = 11.64 \text{ T}$$

$$PD7 = 5.18 \text{ T}$$

$$PDTOTAL = 262.5 \text{ T}$$

6.3.2 Medrado de cargas reservorio R-3

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2.40 \text{ Tn/m}^3$

Peso específico del agua $\gamma_a = 1.00 \text{ Tn/m}^3$

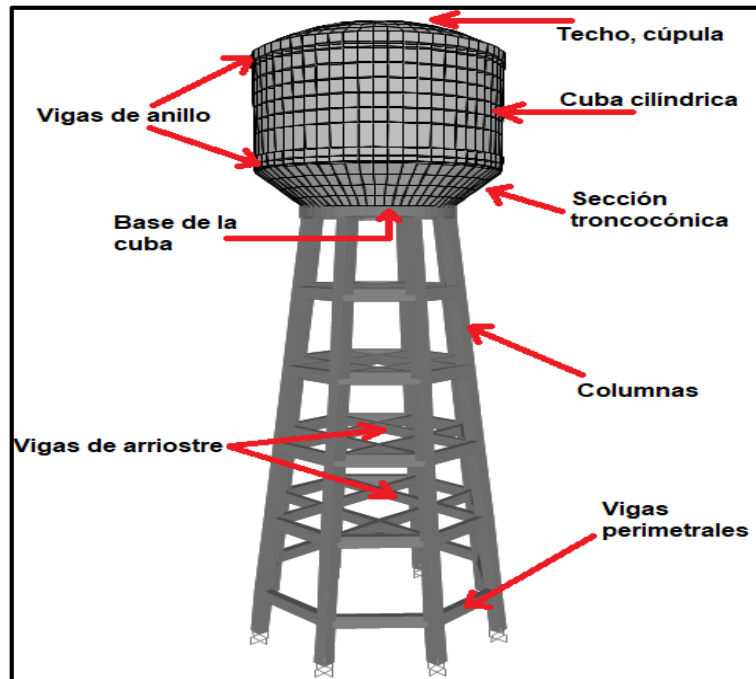


Gráfico 80. Vista 3D, reservorio R-3 y sus elementos estructurales.

1. Medrado de columnas de 0.50 x 0.50

Datos:

Nº columnas = 8.00 unid;

$b = 0.50 \text{ m}$;

$t = 0.50 \text{ m}$;

$H_c = 19.70 \text{ m}$

Aplicando la siguiente formula se obtiene el peso de las columnas:

$$C1 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.50 \times 0.50 \times 19.7 \times 2.40 = 11.82 \text{ T}$$

$$C2 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.50 \times 0.50 \times 19.7 \times 2.40 = 11.82 \text{ T}$$

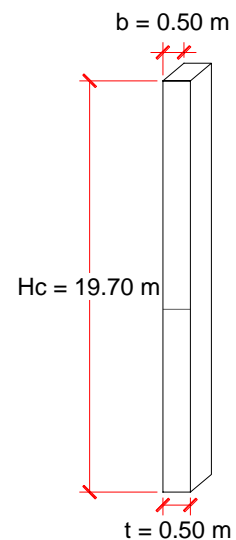
$$C3 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.50 \times 0.50 \times 19.7 \times 2.40 = 11.82 \text{ T}$$

$$C4 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.50 \times 0.50 \times 19.7 \times 2.40 = 11.82 \text{ T}$$

$$C5 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.50 \times 0.50 \times 19.7 \times 2.40 = 11.82 \text{ T}$$

$$C6 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.50 \times 0.50 \times 19.7 \times 2.40 = 11.82 \text{ T}$$

$$C7 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.50 \times 0.50 \times 19.7 \times 2.40 = 11.82 \text{ T}$$



$$C8 = b \times t \times H_c \times \gamma_c = 0.50 \times 0.50 \times 19.7 \times 2.40 = 11.82 \text{ T}$$

Al sumar los pesos de cada una de las columnas se obtiene un peso total de las columnas del soporte del reservorio, y esta es:

$$PD1 = 94.56 \text{ T}$$

2. Metrado de vigas de vigas perimetrales

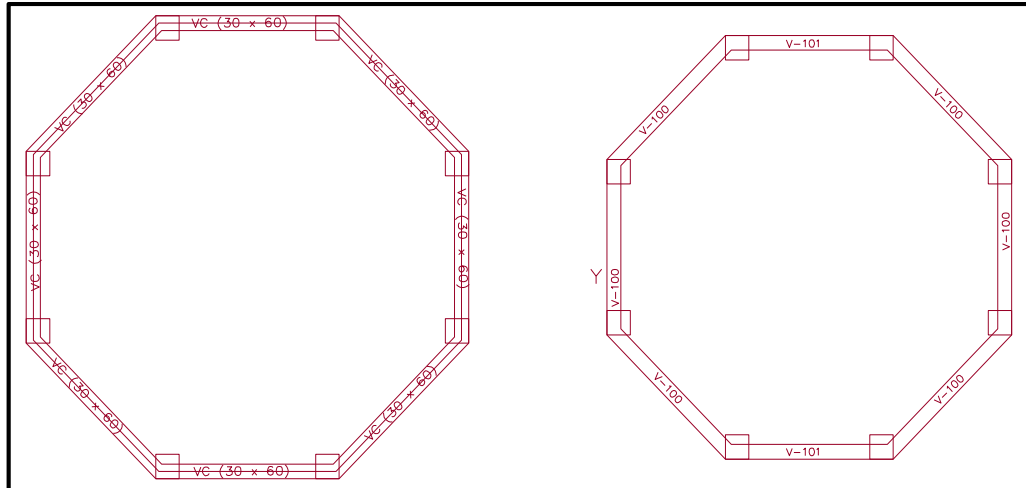


Gráfico 81. Vista en planta vigas perimetrales, reservorio R-3

2.1. Vigas de primer nivel

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV1 = B \times H \times L \times \gamma_c$$

Datos:

$$B = 0.30 \text{ m};$$

$$H = 0.60 \text{ m};$$

$$L = 28.63 \text{ m}$$

$$PV1 = 0.30 \times 0.60 \times 28.63 \times 2.40$$

$$PV1 = 12.37 \text{ T}$$

2.2. Vigas de segundo nivel

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV2 = B \times H \times L \times \gamma_c$$

Datos:

$$B = 0.30 \text{ m};$$

$$H = 0.60 \text{ m};$$

$$L = 25.98$$

$$PV2 = 0.30 \times 0.60 \times 25.98 \times 2.40$$

$$PV2 = 11.22 \text{ T}$$

2.3. Vigas de tercer nivel

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV3 = B \times H \times L \times \gamma_c$$

Datos:

$$B = 0.30 \text{ m};$$

$$H = 0.60 \text{ m};$$

$$L = 23.33$$

$$PV3 = 0.30 \times 0.60 \times 23.33 \times 2.40$$

$$PV3 = 10.08 \text{ T}$$

2.4. Vigas de cuarto nivel

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV4 = B \times H \times L \times \gamma_c$$

Datos:

$$B = 0.30 \text{ m}$$

$$H = 0.60 \text{ m}$$

$$L = 20.64$$

$$PV4 = 0.30 \times 0.60 \times 20.64 \times 2.40 = 8.92 \text{ T}$$

2.5. Vigas de quinto nivel, base de la cuba

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV5 = \pi h (R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 2.98 \text{ m}$$

$$r = 2.68 \text{ m}$$

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$PV5 = 3.14 \times 0.60 \times 8.88 \times 7.1824 \times 2.4$$

$$PV5 = 7.68 \text{ T}$$

Sumando todos los pesos antes calculados, se obtiene el peso total de las vigas y este peso es:

$$PD2 = 50.27 \text{ T}$$

3. Medrado de cuba de reservorio pared cilíndrica

3.1. Vigas circulares de anillo parte superior de la cuba

Se usa la siguiente fórmula para calcular el volumen de la figura y luego el peso del elemento:

$$PV5 = \pi h (R^2 - r^2) \gamma_c$$

Datos:

$$R = 4.55 \text{ m}$$

$$r = 4.25 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$PV5 = 3.14 \times 0.40 \times 20.7025 \times 18.062 \times 2.4$$

$$PV5 = 7.96 \text{ T}$$

3.2. Viga circular de anillo parte inferior de la cuba

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PV5 = \pi h (R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 4.55 \text{ m}$$

$$r = 4.25 \text{ m}$$

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$PV5 = 3.14 \times 0.60 \times 20.70 \times 18.06 \times 4.97 \times 2.4$$

$$PV5 = 11.94 \text{ T}$$

El peso total de las vigas circulares de anillo de la cuba resulta:

$$PD3 = 19.91 \text{ T}$$

4. Medrado de cuba de reservorio

Cuba cilíndrica

Datos:

$$h = 5.00 \text{ m}$$

$$R = 4.45 \text{ m}$$

$$r = 4.25 \text{ m}$$

formula a emplear:

$$PD1 = \pi h (R^2 - r^2) \times \gamma_c$$

$$PD1 = 3.14 \times 5.00 \text{ m} \times 19.8025 \times 18.06 \times 2.4 = 65.60 \text{ T}$$

Casquete troncocónico

Se usa la siguiente fórmula:

$$V = \frac{\pi \times h}{3} (R^2 + r^2 + (R \times r) - R'^2 - r'^2 - (R' \times r'))$$

Datos:

$$R = 4.25 \text{ m}$$

$$r = 2.86 \text{ m}$$

$$R' = 3.55 \text{ m}$$

$$r' = 2.16 \text{ m}$$

$$h = 1.40 \text{ m}$$

$$PD2 = V \times \gamma_c = 47.33 \text{ T}$$

El peso de la sección completa de la cuba será la suma de los pesos de sección cilíndrica y el casquete troncocónico, de esta forma se obtiene:

$$PD4 = 112.92 \text{ T}$$

5. Medrado de losa de fondo de reservorio

Se usa la siguiente fórmula para calcular el peso del elemento:

$$PD5 = \pi \times r^2 \times e \times \gamma_c$$

Datos

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$r = 2.75 \text{ m}$$

$$V = 5.94 \text{ m}^3$$

$$PD5 = 3.14 \times 7.56 \times 0.25 \times 2.4$$

$$PD5 = 14.25 \text{ T}$$

6. Medrado de cúpula, tapa de reservorio

Es la parte de superficie esférica limitada por un plano secante, donde se usa las fórmulas abajo descritas:

$$V = 2\pi \times R \times H \times e \times \gamma_c$$

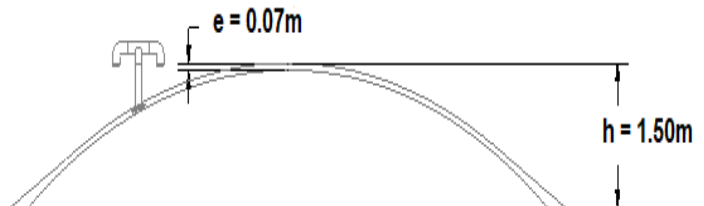
$$PD6 = V \times \gamma_c$$

Datos:

$$R = 7.55 \text{ m}$$

$$e = 0.07 \text{ m}$$

$$h = 1.50 \text{ m}$$



se aplica la fórmula siguiente y se determina;

$$V = 2\pi \times 7.6299 \times 1.60 \times 0.125 = 4.98 \text{ m}^3$$

$$PD6 = 11.95 \text{ T}$$

7. Metrado de vigas de arriostre de reservorio

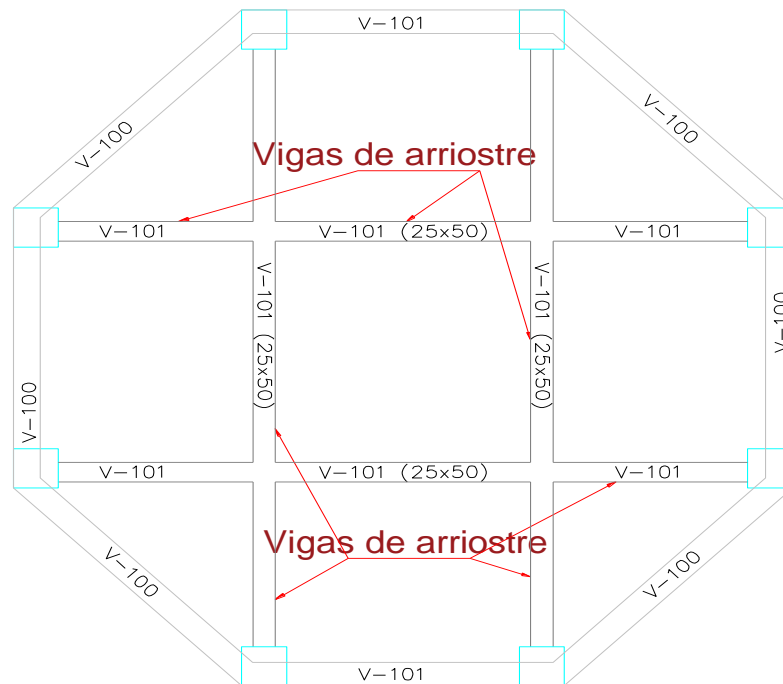


Gráfico 82. Vista en planta, vigas de arriostre, reservorio R-3.

7.1. Vigas de primer nivel

Datos:

$$L_v = 7.64 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$N^\circ \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la fórmula siguiente para calcular peso de vigas

$$DDV1 = L \times b \times h \times \gamma_c \times N^\circ \text{ vigas}$$

$$PDV1 = 7.64 \times 0.25 \times 0.5 \times 4.00 \times 2.4 \times 4$$

$$PDV1 = 9.17 \text{ T}$$

7.2. Vigas de segundo nivel

Datos:

$$L_v = 6.84 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la formula siguiente para calcular peso de vigas

$$Pv1 = L \times b \times h \times \gamma_c \times N^{\circ} \text{vigas}$$

$$V = 6.84 \times 0.25 \times 0.5 \times 4.00 \times 2.4 \times 4$$

$$PDV2 = 8.21 \text{ T}$$

7.3. Vigas de tercer nivel

Datos:

$$Lv = 6.04 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la formula siguiente para calcular peso de vigas

$$PDV3 = L \times b \times h \times \gamma_c \times N^{\circ} \text{vigas}$$

$$PDV3 = 6.04 \times 0.25 \times 54.00 \times 2.4 \times 4$$

$$PDV3 = 7.25 \text{ T}$$

7.4. Vigas de cuarto nivel

Datos:

$$Lv = 5.23 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la formula siguiente para calcular peso de vigas

$$PDV4 = L \times b \times h \times \gamma_c \times N^{\circ} \text{vigas}$$

$$PDV4 = 5.23 \times 0.25 \times 0.5 \times 4.00 \times 2.4$$

$$PDV4 = 6.28 \text{ T}$$

7.5. Vigas de quinto nivel, base de la cuba

Datos:

$$Lv = 4.50 \text{ m}$$

$$B = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 4.00 \text{ unid}$$

Usar la formula siguiente para calcular peso de vigas

$$Pv1=L \times b \times h \times \gamma_c \times N^{\circ} \text{vigas}$$

$$V = 4.5 \times 0.25 \times 0.5 \times 4.00 \times 2.4 = 5.40 \text{ T}$$

$$PDV5 = 5.40 \text{ T}$$

El peso total de vigas de arriostre, es;

$$PD7 = PDVB + PDV1 + PDV2 + PDV3 + PDV4 + PDV5$$

Sumando de la forma anterior se obtiene:

$$PD7 = 36.30 \text{ T}$$

El peso de la estructura de concreto es la sumatoria de cada uno de los pesos de los elementos que lo conforman, y este resultado es:

$$PD1 = 94.56 \text{ T}$$

$$PD2 = 50.27 \text{ T}$$

$$PD3 = 112.92 \text{ T}$$

$$PD4 = 19.91 \text{ T}$$

$$PD5 = 14.25 \text{ T}$$

$$PD6 = 11.95 \text{ T}$$

$$PD7 = 36.30 \text{ T}$$

$$PDTOTAL = 340.16 \text{ T}$$

6.4 Instrumento de recolección de datos.

6.4.1 Lista de comprobación R-2

Inspección de reservorio R2 (165 m³)

1 Ubicación

Dirección	CABALLOCOCHA
Distrito	MARISCAL RAMON CASTILLA
Provincia	MARISCAL RAMON CASTILLA
Región	LORETO

2 Tipo de evaluación

Exterior	X
Parcial	
Completa	
Interior	

3 Descripción de los reservorios

Volumen de Reservorio R-2	165.00 m ³
Altura	28.47 m
Año de construcción	2011
Zona sísmica	1
Factor de suelo	2
Factor de uso	1.5

4 Estado de la estructura

4.1 Deformaciones e Inclinaciones

Evidente	Proceso	Ninguno
		X

4.2 Asentamientos

Evidente	Proceso	Ninguno
		X

4.3 Patologías

Grietas	Corrosión	Erosión	Fisuras
X			

5 Daños presentados

ELEMENTOS EVALUADOS	SEVERO	FUERTE	MODERADO	LEVE	NINGUNO
Columnas					X
Vigas				X	
Losa de fondo					X
Losa de techo					X
Cuba					X

6.4.2 Lista de comprobación R-3

Inspección de reservorio R3 (300 m³)

1 Ubicación

Dirección	Caballococha
Distrito	Mariscal Ramón Castilla
Provincia	Mariscal Ramón Castilla
Región	Loreto

2 Tipo de evaluación

Exterior	X
Parcial	
Completa	
Interior	

3 Descripción de los reservorios

Volumen de Reservorio R-3	300.00 m ³
Altura	28.47 m
Año de construcción	2011
Zona sísmica	1
Factor de suelo	2
Factor de uso	1.5

4 Estado de la estructura

4.1 Deformaciones e Inclinaciones

Evidente	Proceso	Ninguno
		X

4.2 Asentamientos

Evidente	Proceso	Ninguno
		X

4.3 Patologías

Grietas	Corrosión	Erosión	Fisuras
X			

5 Daños presentados

ELEMENTOS EVALUADOS	SEVERO	FUERTE	MODERADO	LEVE	NINGUNO
Columnas					X
Vigas				X	
Losa de fondo					X
Losa de techo					X
Cuba					X

6.4.3 Libreta de inspección.

Información requerida para una evaluación detallada cuando no se dispone de planos de construcción originales			
ITEM	REQUERIDO		COMENTARIO
	SI	NO	
Cálculos estructurales.		x	Puede ser útil
Sismicidad del sitio, geotecnia		x	Útil pero no esencial
Informe base		x	Útil pero no esencial
Informes de evaluación sísmica		x	Útil pero no esencial
Levantamiento de condición		x	
Modificaciones y evaluaciones		x	
Inspección de dimensiones	x		Es necesario si la estructura será reforzada
Inspección no estructural	x		Identificar posibles fallas
Pruebas de núcleos, diamantina	x		Mínimo 2 por piso, 8 por edificio
Prueba de martillo de rebote	x		Mínimo 8 por piso

Cuadro 31. Libreta de inspección. (ATC-40)

6.4.4 Prueba con Diamantina.

Amazonian Soil

MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

OBRA	"MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE CABALLO COCHA, , DISTRITO DE RAMON CASTILLA, PROV. MARISCAL RAMON CASTILLA, LORETO"
UBICACIÓN	LOCALIDAD DE CABALLO COCHA
ENTIDAD	GOBIERNO REGIONAL DE LORETO
ESPECIALISTA	ING JANIO ZAPATA TAVARA
FECHA	22/04/2017

ENSAYOS DE COMPRESION EN TESTIGOS DIAMANTINOS - NTP 339.059

N°	ESTRUCTURA	FECHA DE ENSAYO	NUCLEO		h/d	AREA (cm ²)	CARGA OBTENIDA (KN)	CARGA OBTENIDA (Kgf)	RESISTENCIA OBTENIDA (Kg/Cm ²)	FACTOR DE CORRECCIÓN POR h/d	RESISTENCIA REAL (Kg/Cm ²)
			ALTURA h (cm)	DIAM d(cm)							
1	Reservorio R-3	20/03/2017	15	7.3	2.05	41.85	72.69	7409.78	177	1	177
2	Reservorio R-2	20/03/2017	15	7.2	2.08	40.72	68.71	7004.07	172	1	172
12	Columnas R-3	22/04/2017	15	7	2.14	38.48	52.83	5385.32	140	1	140
13	Columnas R-3	22/04/2017	15	7	2.14	38.48	43.89	4474.00	116	1	116
14	Vigas R-3	22/04/2017	15	7	2.14	38.48	77.86	7936.79	206	1	206
15	Vigas R-2	22/04/2017	15	7	2.14	38.48	33.77	3442.40	89	1	89
16	Vigas R-2	22/04/2017	15	7	2.14	38.48	37.47	3819.57	99	1	99
17	Columnas R-2	22/04/2017	15	7	2.14	38.48	52.18	5319.06	138	1	138
18	Viga R-3	22/04/2017	15	7	2.14	38.48	75.02	7647.29	199	1	199

6.5 Diseño sísmico norma técnica E.030 “Diseño sismorresistente”

6.5.1 Reservoirio R-2 (165 m³)

6.5.1.1 Presentación

Para fines de análisis estructural, los efectos de un sismo pueden expresarse como un conjunto de fuerzas laterales estáticas equivalentes. Estas fuerzas laterales dependen de las aceleraciones asociadas con el movimiento del terreno.

En el presente anexo se incluye la siguiente información:

- Sistema estructural sismorresistente.
- Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.
- Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.

6.5.1.2 Zona sísmica

De la norma técnica E.030 “Diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones en el capítulo 2. Peligro sísmico. A cada zona se asigna un factor Z, el factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.



Z1	0.1
Z2	0.25
Z3	0.35
Z4	0.45

La zona es: Zona: 1

El factor de zona es $Z=0.10$

6.5.1.3 Condiciones geotécnicas

De la norma técnica E.030 del reglamento nacional de edificaciones, en el capítulo 2.3 condiciones geotécnicas, en el artículo 2.3.1 perfiles de suelo

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

Cuadro 32. Valores de los tipos de perfiles de suelos (Tabla N° 2 NTE.030), R-2.

De acuerdo a los estudios de mecánica de suelos se determina que el reservorio R-2 está situado en un perfil I de suelos, Tipo S3 que corresponde a los suelos blandos

6.5.1.4 Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas N° 3 y N° 4. Se usa el reglamento nacional de edificaciones.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Cuadro 33. Valores del factor de amplificación del suelo reservorio R-2.

El suelo donde se ubica el reservorio en estudio tiene la siguiente descripción:
Perfil del suelo S3, T_P = 1.00, T_L = 1.60 y S = 2.00.

6.5.1.5 Categoría de las edificaciones

Haciendo uso del reglamento nacional de edificaciones del capítulo 3, categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones, en el numeral 3.1, categoría de las edificaciones y factor de uso (U).

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información</p>	1,5

Cuadro 34. Categorías de edificación (Tabla N° 5, NTE0.30).

El reservorio se encuentra ubicado en la categoría A como una edificación esencial de clase A2, con factor de importancia $U = 1.5$, como se detalla en el cuadro 34.

6.5.1.6 Sistemas Estructural

Para uso del proyecto se definió el reservorio elevado según el artículo 3.2 Sistemas Estructurales, en el numeral 3.2.1 estructuras de concreto armado se concibió, tal como se indica en la tabla N° 6 del reglamento nacional de edificaciones, anexo al cuadro N° 35 de la investigación.

El sistema estructural se define como pórtico, donde por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Cuadro 35. Sistema estructural (Tabla N° 6, NTE0.30)

6.5.1.7 Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente, tal como se indica en la Tabla N° 7, del reglamento nacional de edificaciones, anexo al cuadro N° 35 de la investigación.

Se clasifica como una edificación, de pórticos de concreto armado, con un factor de reducción de $R_0=8$, cabe mencionar que este factor de reducción es para edificaciones que incluyen estructuras tipo péndulo invertido, como es el reservorio estudiado, recomendando usar otras normas que incluyan el factor de reducción sísmica para reservorios como es el ACI 350.3-06 que se presenta en el anexo 6.6 para el caso de estudio.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Cuadro 36. Sistema de estructuración sismorresistente (Tabla N° 7, NTE.030)

6.5.1.8 Período Fundamental

El periodo fundamental para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

1.- $C_T = 35$: Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arrostramiento.

2.- $C_T = 45$: Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

3.- $C_T = 60$: Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

En el grafico siguiente se muestra las características necesarias para el cálculo del periodo fundamental de la estructura, sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura:

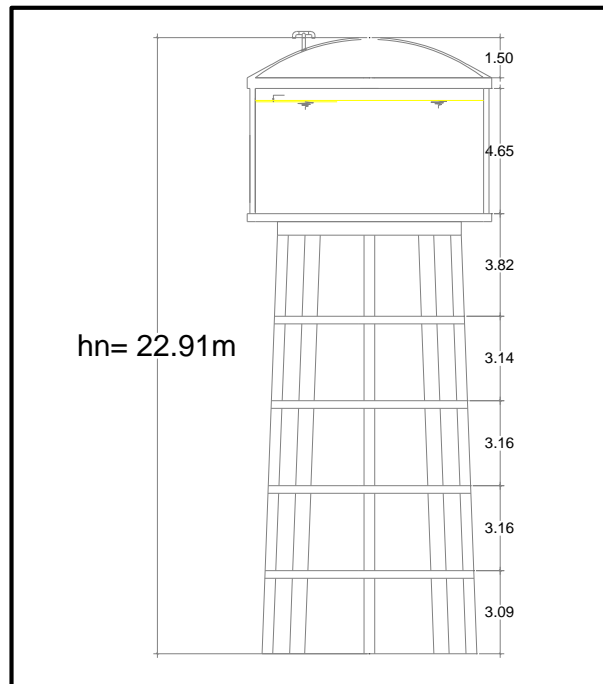


Gráfico 83. Características para periodo fundamental, reservorio R-2.

El coeficiente para calcular el periodo es, $C_T=35$ y la altura (h_n) de la edificación o altura neta es $h_n=22.91$, por lo tanto, el periodo fundamental es $T = 22.91/35= 0.65$ segundos.

6.5.1.9 Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2} \right)$$

T es el período fundamental de la estructura, este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo, que es calculado en el numeral 6.5.1.8 y es $T=0.61$, de los coeficientes de sitio $T_P=1.00$; $T_L=1.60$.

Se verifica las condiciones de factor de amplificación, donde se obtiene un $C = 2.5$, la cual se detalla a continuación:

$$T < T_P; \quad 0.65 < 1.00 \quad C = 2,5 \quad \dots \text{ cumple la condición.}$$

$TP < T < TL$; $1.00 < 0.65 < 1.60$... no cumple la condición.
 $T > TL$ $0.65 > 1.60$... no cumple la condición

6.5.1.10 Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R_0} \times P$$

Donde:

$Z = 0.1$; Factor de zona.

$U = 1.5$; Factor de uso e importancia.

$S = 2.00$; Factor de suelo.

$C = 2.5$; Coeficiente de amplificación sísmica.

$R_0 = 8$; Coeficiente de reducción sísmica.

P = Peso de la edificación.

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga, en edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva, según la norma E.030 de diseño sismorresistente:

$$P = PD + 50\% PL$$

Donde:

PD: Peso muerto de la estructura.

PL: Peso vivo de la estructura, se considerará peso vivo al agua.

$$PD = 262.5 \text{ t}$$

$$PL = 165 \text{ t}$$

$$P = 262.5 + (0.5(165))$$

$$P = 344.98 \text{ t}$$

Se considera que: $C/R_0 \geq 0.125$

$$2.5/8 = 0.3125 \geq 0.125 \dots \text{es conforme}$$

Con los datos se reemplaza en la ecuación de la fuerza de sismo:

$$V = \frac{0.1 \times 1.5 \times 2.00 \times 2.5}{8} \times 344.98 \text{ t}$$

$$V = 32.44 \text{ t}$$

6.5.2 Reservorio R-3 (300 m³)

6.5.2.1 Presentación

Para fines de análisis estructural, los efectos de un sismo pueden expresarse como un conjunto de fuerzas laterales estáticas equivalentes. Estas fuerzas laterales dependen de las aceleraciones asociadas con el movimiento del terreno.

En el presente anexo se incluye la siguiente información:

- Sistema estructural sismorresistente.
- Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.
- Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.

6.5.2.2 Zona sísmica

De la norma técnica E.030 “Diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones en el capítulo 2. Peligro sísmico.

A cada zona se asigna un factor Z, el factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.



Z1	0.1
Z2	0.25
Z3	0.35
Z4	0.45

La zona es: Zona: 1

El factor de zona para el proyecto es $Z=0.10$

6.5.2.3 Condiciones geotécnicas

De la norma técnica E.030 del reglamento nacional de edificaciones, en el capítulo 2.3 condiciones geotécnicas, en el artículo 2.3.1 perfiles de suelo, se anexa en el cuadro 37 a continuación:

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

Cuadro 37. Valores típicos de los tipos de perfiles de suelos (Tabla N° 2 NTE.030)

De acuerdo a los estudios de mecánica de suelos se determina que el reservorio R-3 está situado en un perfil I de suelos, tipo S3 que corresponde a los suelos blandos.

6.5.2.4 Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las Tablas N° 3 y N° 4. Se usa el reglamento nacional de edificaciones, como se muestra a continuación en el cuadro 38:

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Cuadro 38. Valores del factor de amplificación del suelo reservorio R-3

El suelo de cimentación del reservorio R-3 en estudio tiene la siguiente descripción; perfil del suelo S3, $T_P = 1.00$, $T_L = 1.60$, $S = 2.00$

6.5.2.5 Categoría de las edificaciones

Haciendo uso del reglamento nacional de edificaciones del capítulo 3, categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones, en el numeral 3.1, categoría de las edificaciones y factor de uso (U), que

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información</p>	1,5

Cuadro 39. Categorías de edificación (Tabla N° 5, NTE0.30).

El reservorio se encuentra ubicado en la categoría A como una edificación esencial de clase A2, con factor de importancia $U = 1,5$., como se detalla en el cuadro 39.

6.5.2.6 Sistemas Estructural

Para uso del proyecto se definió el reservorio elevado según el artículo 3.2 Sistemas Estructurales, en el numeral 3.2.1 estructuras de concreto armado se concibió, tal como se indica en la tabla N° 6 del reglamento nacional de edificaciones, anexo al cuadro N° 40 de la investigación.

El sistema estructural se define como pórtico, donde por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos.

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Cuadro 40. Sistema estructural (Tabla N° 6, NTE0.30)

6.5.2.7 Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente, tal como se indica en la Tabla N° 7, del reglamento nacional de edificaciones, anexo al cuadro N° 41 de la investigación.

Se clasifica como una edificación, de pórticos de concreto armado, con un factor de reducción de $R_0=8$, cabe mencionar que este factor de reducción es para edificaciones que incluyen estructuras tipo péndulo invertido, como es el reservorio estudiado, recomendando usar otras normas que incluyan el factor

de reducción sísmica para reservorios como es el ACI 350.3-06 que se presenta en el anexo 6.6 para el caso de estudio.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_d (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Cuadro 41. Sistema de estructuración sismorresistente (Tabla N° 7, NTE.030)

6.5.2.8 Período Fundamental

El periodo fundamental para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

1.- $C_T = 35$: Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arrostramiento.

2.- $C_T = 45$: Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

3.- $C_T = 60$: Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

En el grafico siguiente se muestra las características necesarias para el cálculo del periodo fundamental de la estructura, sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura:

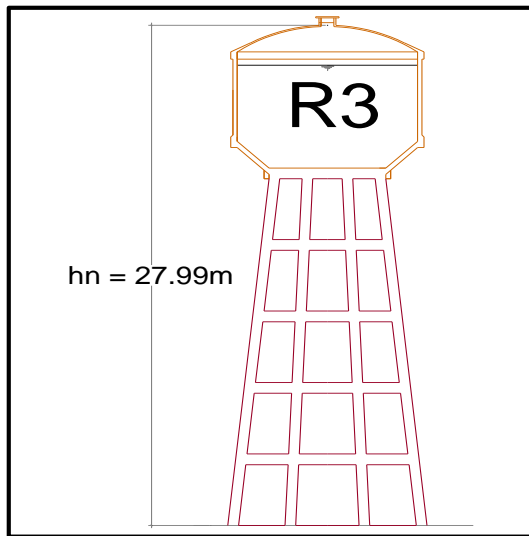


Gráfico 84. Características para periodo fundamental, reservorio R-3.

El coeficiente para calcular el periodo es, $C_T=35$ y la altura (h_n) de la edificación o altura neta es $h_n = 27.99$, por lo tanto, el periodo fundamental es $T = 27.99 / 35 = 0.80$ segundos.

6.5.2.9 Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2} \right)$$

T es el período fundamental de la estructura, este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo, que es calculado en el numeral 6.5.2.8 y es $T=0.80$, de los coeficientes de sitio $T_P=1.00$; $T_L=1.60$.

Se verifica las condiciones de factor de amplificación, donde se obtiene un $C = 2.5$, la cual se detalla a continuación:

$T < T_P$;	$0.80 < 1.00$	$C = 2,5$... cumple la condición.
$T_P < T < T_L$;	$1.00 < 0.80 < 1.60$... no cumple la condición.
$T > T_L$	$0.80 > 1.60$... no cumple la condición

6.5.2.10 Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R_0} \times P$$

Donde:

- $Z = 0.10$; Factor de zona.
- $U = 1.5$; Factor de uso e importancia.
- $S = 2.00$; Factor de suelo.
- $C = 2.5$; Coeficiente de amplificación sísmica.
- $R_0 = 8$; Coeficiente de reducción sísmica.
- P = Peso de la edificación.

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga, en edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva, según la norma E.030 de diseño sismorresistente:

$$P = PD + 50\% PL$$

Donde:

- PD: Peso muerto de la estructura.
- PL: Peso vivo de la estructura, se considerará peso vivo al agua.

$$PD = 340.16 \text{ t}$$

$$PL = 300 \text{ t}$$

$$P = 340.16 + [0.5 (300)]$$

$$P = 490.16 \text{ t}$$

Se considera que: $C/R_0 \geq 0.125$

$$2.5 / 8 = 0.3125 \geq 0.125 \dots \text{es conforme}$$

Con los datos se reemplaza en la ecuación de la fuerza de sismo:

$$Z = 0.1$$

$$U = 1.5$$

$$S = 2.00$$

$$C = 2.5$$

$$R = 8$$

$$P = 490.16 \text{ t}$$

$$V = \frac{0.1 \times 1.5 \times 2.00 \times 2.5}{8} \times 490.16 \text{ t}$$

$$V = 45.95 \text{ t}$$

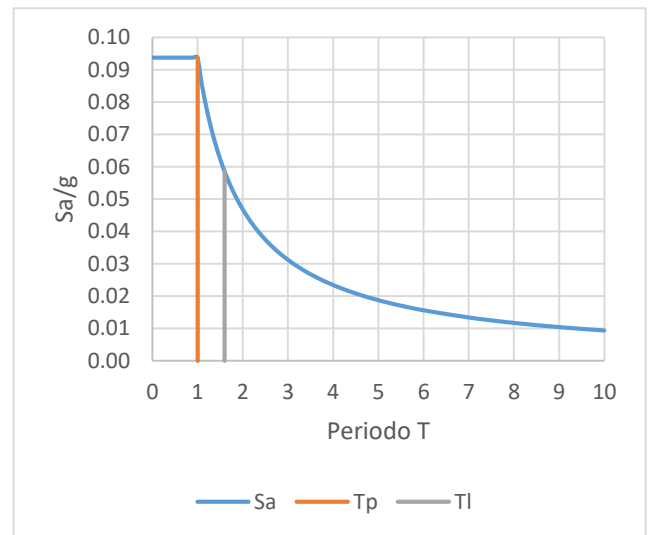
6.5.3 Construcción del espectro de diseño

El proyecto en estudio tiene la siguiente descripción:

- A = A2 : Categoría de uso, esencial tipo 2
- Z = 0.1 : Factor de Zona, zona sísmica 1, Loreto
- U = 1.5 : Factor de Uso, edificación esencial tipo 2
- S = 2.00 : Factor de amplificación de suelo tipo 3
- T_p = 1.00 : Período de la plataforma del suelo tipo S3
- T_I = 1.6 : Período de inicio del factor C
- g = 9.81 m²/seg : Aceleración de la gravedad
- R = 8 : Factor de Reducción

«Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido» (capítulo 3, artículo 3.2; norma técnica E.030 “Diseño sismorresistente”)

C	T (s)	S _a
2.50	0.00	0.0938
2.50	1.00	0.0938
1.25	2.00	0.0469
1.19	2.10	0.0446
1.14	2.20	0.0426
1.09	2.30	0.0408
1.04	2.40	0.0391
1.00	2.50	0.0375
0.96	2.60	0.0361
0.93	2.70	0.0347
0.89	2.80	0.0335
0.86	2.90	0.0323
0.83	3.00	0.0313
0.63	4.00	0.0234
0.50	5.00	0.0188
0.42	6.00	0.0156
0.36	7.00	0.0134
0.31	8.00	0.0117
0.28	9.00	0.0104
0.25	10.00	0.0094



6.6 Análisis y evaluación por norma ACI 350.3-06

6.6.1 Reservorio R-2, 165 m³ de acuerdo a la norma ACI 350.3-06

1. Datos generales del reservorio

El almacenamiento de reservorio es para 165 m³ de agua potable. El sistema estructural adoptado está formulado en base a un reservorio elevado con Estructura de soporte tipo marco y pared para efectos de seguridad y corrosión en los elementos de refuerzo. La estructura se compone de 8 columnas de sección 40 x 40 cm², 4 vigas de arriostre de sección variable, viga circular en la base de la cuba de sección variable, cuba de sección cilíndrica, 2 vigas de anillo en la cuba de sección 20 x 30 cm² y losa de fondo plana de 15 cm de espesor.

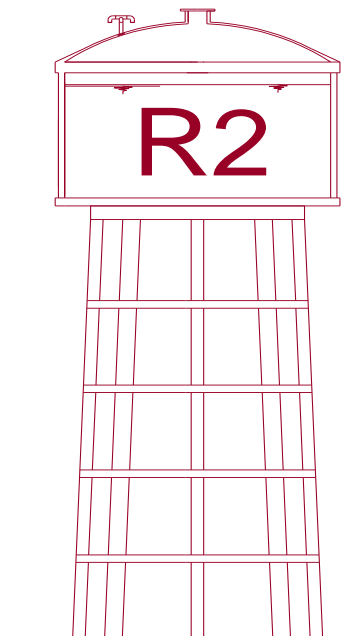


Gráfico 85. Vista frontal, reservorio R-2 y sus elementos.

2. Consideraciones para el modelamiento en SAP2000

I. Datos generales

$V = 165.00 \text{ m}^3$:	Volumen necesario del reservorio
$\gamma_c = 2400.00 \text{ kg/m}^3$:	Peso específico del concreto
$\gamma_a = 1000.00 \text{ kg/m}^3$:	Peso específico del agua
$f'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$:	Peso específico del concreto
$E_c = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$:	Módulo de elasticidad del concreto
$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$:	Esfuerzo de fluencia del concreto
$S/C = 150.00 \text{ kg/m}^2$:	Sobre carga de la cúpula
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$:	Gravedad

II. Geometría del reservorio

Se recomienda que el diámetro de la cuba sea igual a la mitad de la altura del reservorio.

$HL = 2.96 \text{ m}$:	Altura del agua del reservorio
$D = 8.50 \text{ m}$:	Diámetro interior del reservorio
$t_{\text{losafondo}} = 0.30 \text{ m}$:	Espesor de losa de fondo
$t_w = 0.20 \text{ m}$:	Espesor del muro del reservorio
$t_{\text{cu}} = 0.07 \text{ m}$:	Espesor de la cúpula
$f = 1.50 \text{ m}$:	Flecha de la cúpula
$V = 165.00 \text{ m}^3$:	Volumen efectivo

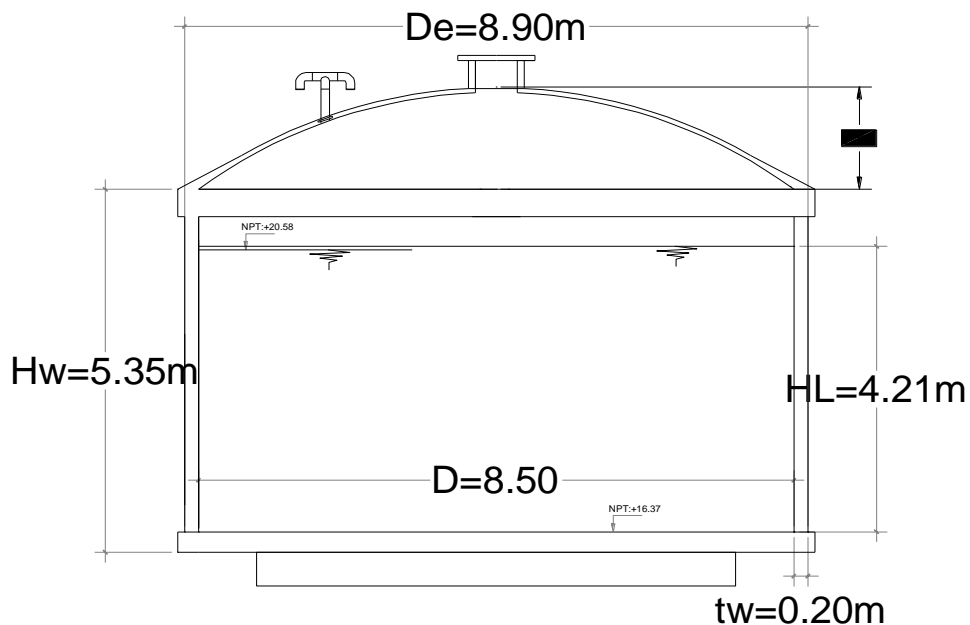


Gráfico 86. Geometría del reservorio, R-3.

III. Análisis estructural

El análisis estructural del reservorio cilíndrico se realizó usando el programa sap2000, para el análisis se ha considerado el reservorio como una estructura laminar mixta, es decir como membrana y como placa.

IV. Iteración líquida estructural

Para la idealización del reservorio se ha considerado el efecto de chapoteo del agua cuando el reservorio se encuentra lleno. En el estudio del reservorio el principal problema son las presiones hidrodinámicas producidas por el oleaje o chapoteo de las aguas en movimiento.

V. Sistema mecánico equivalente simplificado (reservorio circular)

Se utiliza la teoría simplificada de Housner, que inicialmente lo desarrollan Graham y Rodríguez, el actual considera un modelo de masa resorte en la cual se planteó expresiones para un sistema mecánico equivalente. Tal como se aprecia en la figura que se muestra a continuación de las masas asociadas al tanque y sus propiedades en la pared.

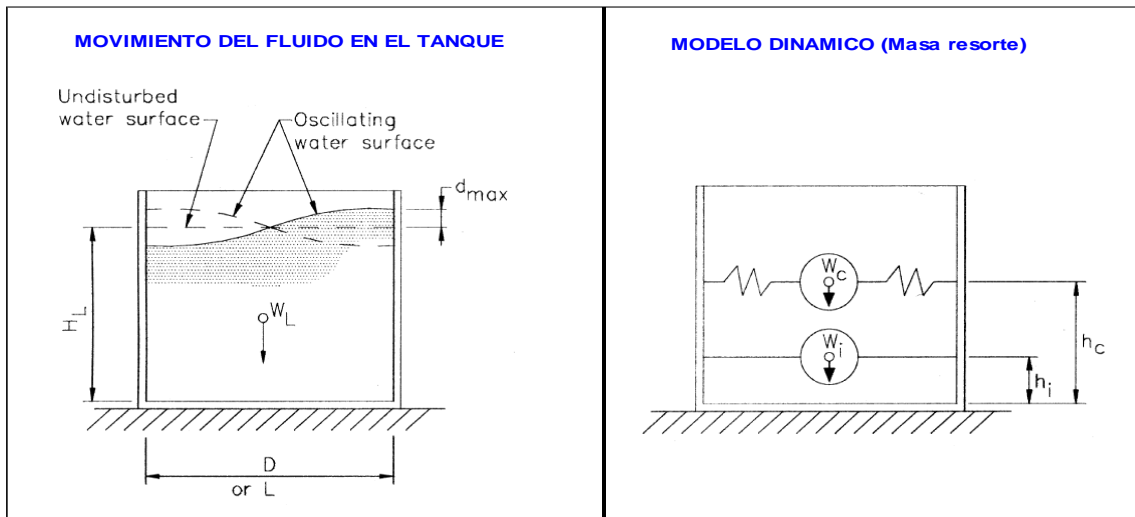


Gráfico 87. Sistema mecánico equivalente simplificado

VI. Análisis dinámico

El procedimiento a seguir en análisis dinámico es:

a) Determinar la masa de la estructura que activa el sismo

✓ Peso del muro del tanque (W_w):

$$W_w = \pi \left[\left(\frac{D}{2} + t \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] \times H_w \times \gamma_c$$

$$W_w = 70.18 \text{ T}$$

✓ Peso de la base del tanque (W_b):

$$W_b = 49.44 \text{ t}$$

✓ Peso de la cúpula del tanque (W_{cu}):

$$W_{cu} = \pi \left[(D + t_c) \cdot h_c - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] t_c \cdot \gamma_c$$

$$W_{cu} = 8.15894 \text{ T}$$

✓ Peso del agua (W_a):

$$W_a = \pi \left[\left(\frac{D_r}{2} \right)^2 \right] H_l \times \gamma_a$$

$$W_a = 165 \text{ t}$$

✓ Peso efectivo (W_e):

Calcular el peso de los muros del estanque W_w y de la losa de cubierta W_r . y calcular el coeficiente ϵ de acuerdo a la siguiente ecuación:

Coeficiente de masa efectiva

$$\epsilon = 0.59761 \leq 1.00 \quad \text{OK CUMPLE}$$

$$W_{cu} = \epsilon W_w + W_{cu}$$

$$W_e = 50.1042 \text{ t}$$

b) Cálculo de los pesos, masas impulsiva y convectiva

Se calcula en función de una masa impulsiva y convectiva en el caso de tanques circulares tipo 2.

✓ Cálculo del peso impulsivo (W_i):

$$\frac{W_i}{W_L} = 0.3966$$

$$W_i = 66.62 \text{ T}$$

$$m_i = 6.8 \text{ t} \times \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

✓ Cálculo del peso convectivo (W_c):

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.566$$

$$W_c = 95.06 \text{ t}$$

$$M_c = 9.7 \text{ t} \times \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

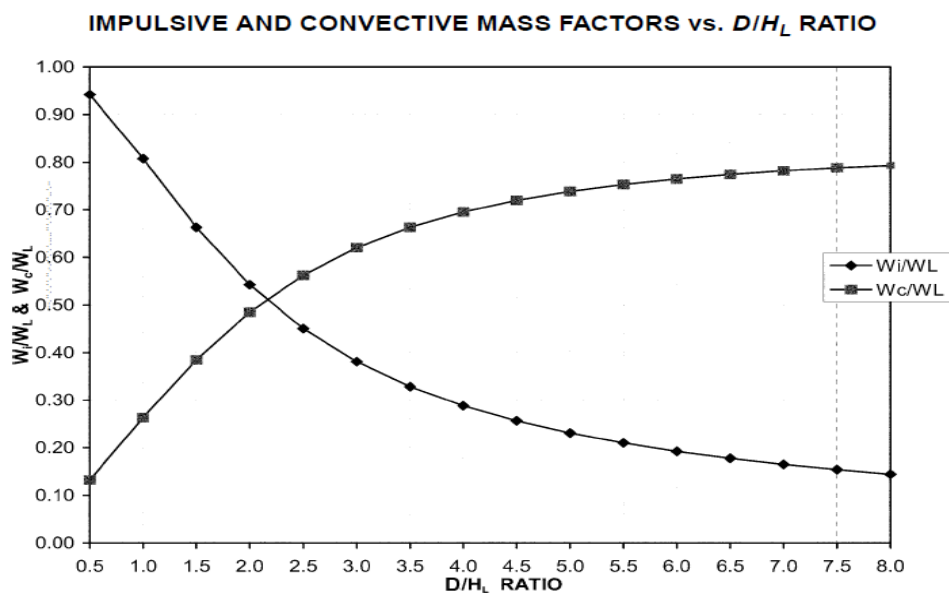
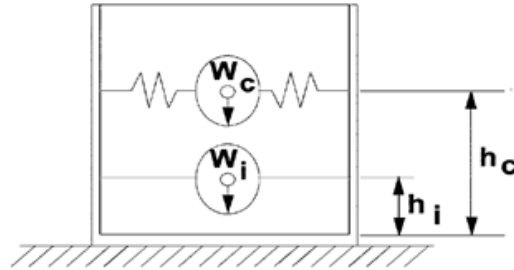


Fig. 9.3.1—Factors W_i/W_L and W_c/W_L versus ratio D/H_L for circular tanks.

c) Cálculo de las alturas impulsiva y convectiva

Calcular las alturas importantes del centro de gravedad. Aquí se distinguen dos casos, el primero es excluyendo la presión en la base (EBP) y el segundo es incluyendo la presión en la base (IBP).



✓ Cuando se excluyen presiones en la base (caso EBP)

$$\frac{D}{H_L} = 2.87$$

- La altura impulsiva está dada por:

Para tanques con: $D/H_L < 1.333$

$$h_i = H_L \left[0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]$$

$$h_i = 0.2308$$

Para tanques con: $D/H_L \geq 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (9-18)$$

$$h_i = H_L [0.375] = 0.3750$$

- La altura convectiva está dado por:

Para todos los tanques con:

$$\frac{h_c}{H_L} = 0.5588$$

Las Alturas que se considera en la evaluación son:

$$h_i = 1.11 \text{ m}$$

$$h_c = 1.65 \text{ m}$$

IMPULSIVE AND CONVECTIVE HEIGHT FACTORS vs. D/H_L RATIO

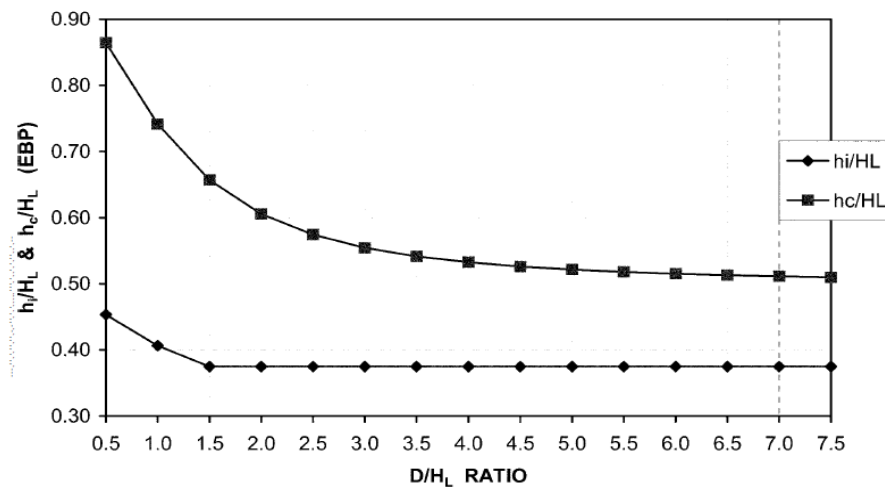


Fig. 9.3.2—Factors h_i/H_L and h_c/H_L versus ratio D/H_L for circular tanks (EBP).

V

✓ Cuando se incluyen presiones en la base (caso IBP)

- La altura impulsiva está dada por:

Para tanques con: $D/H_L < 0.75$

$$h_i = 0.45 \times HL = 0.4500$$

Para tanques con: $D/H_L \geq 0.75$

$$h_i = 1.1357 \text{ m}$$

- La altura convectiva está dado por:

$$h_c = 1.03 \text{ m}$$

Se considera las alturas siguientes:

$$h'_i = 3.36 \text{ m}$$

$$h'_c = 3.06 \text{ m}$$

IMPULSIVE AND CONVECTIVE HEIGHT FACTORS vs. D/H_L RATIO

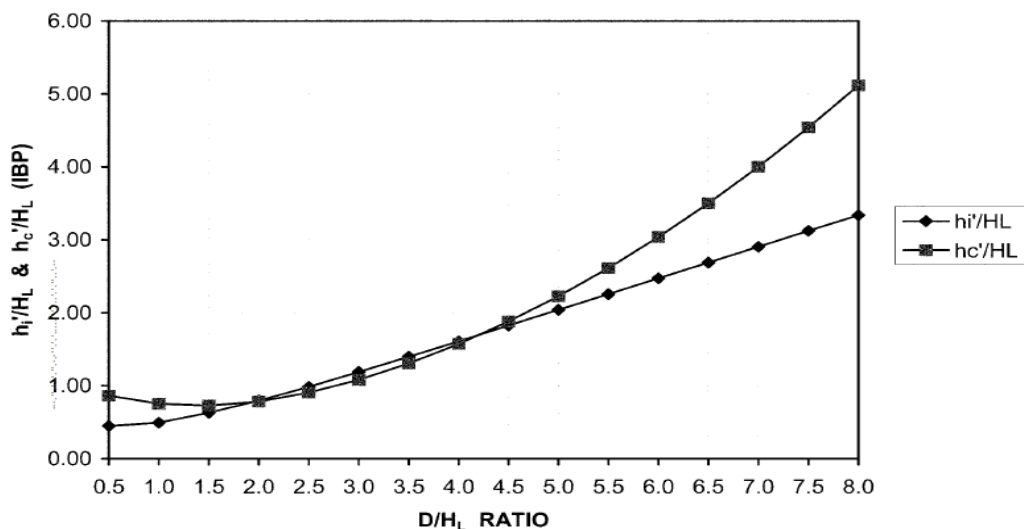


Fig. 9.3.3—Factors h'_i/H_L and h'_c/H_L versus ratio D/H_L for circular tanks (IBP).

d) Frecuencias naturales, componentes impulsivas w_i y convectiva w_c

✓ Masa específica del concreto:

$$\rho_c = \frac{y_c}{g}$$

$$\rho_c = 0.244648 \text{ Tnf.} \frac{\text{seg}^2}{\text{m}^4}$$

✓ Masa por unidad del tanque:

$$m_w = H_w \cdot t_w \cdot \rho_c$$

$$m_w = 0.318043 \text{ Tnf} \times \text{seg}^2 \times \text{m}^2$$

✓ Masa impulsiva del líquido contenido por unidad de ancho de la pared del tanque:

$$m_i = \frac{W_i}{W_L} \cdot \frac{L}{2} \cdot H_L \cdot \rho_L$$

$$m_i = 1.453673 \text{ Tnf.} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}^2$$

✓ Altura del C. G. de la pared del tanque:

$$h_w = \frac{H_w}{2}$$

$$h_w = 3.250 \text{ m}$$

✓ Altura del C. G. de la pared del tanque:

$$h = \frac{H_w m_w + h_i m_i}{m_w + m_i}$$

$$h = 2.210 \text{ m}$$

✓ Masa total:

$$m = m_w + m_i$$

$$m = 1.772 \text{ Tnf.} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}^2$$

✓ Coeficiente de frecuencia (C_w):

$$\frac{D}{H_L} = 2.87$$

$$D/H_L > 0.667$$

$$C_w = 9.375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

$C_w = 0.149$ se verifica que se cumple la condición

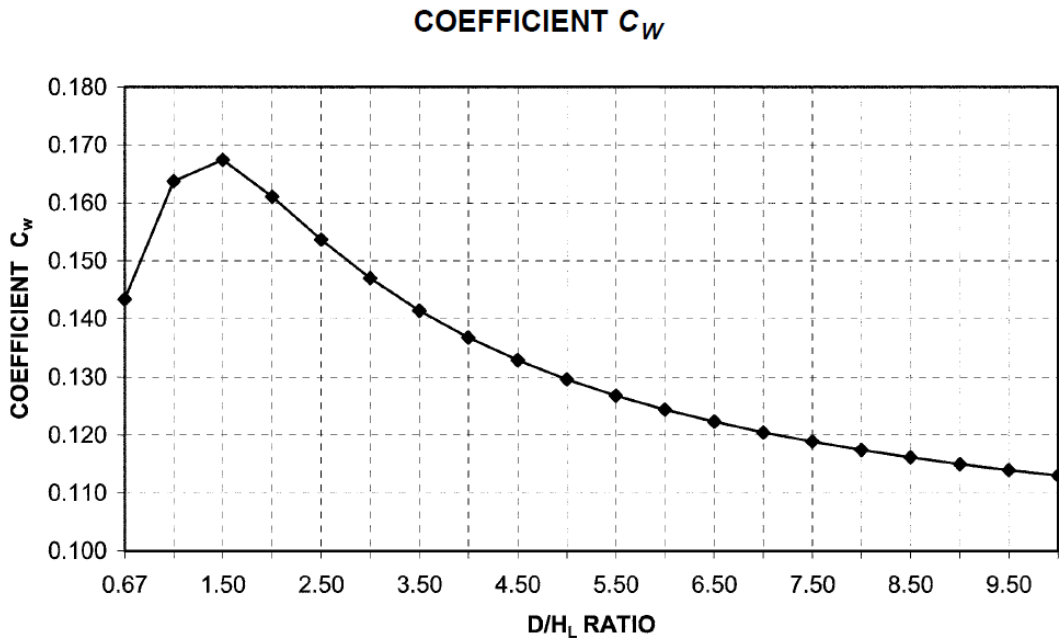


Fig. 9.3.4(a)—Coefficient C_w for circular tanks.

- ✓ Coeficiente de frecuencia para tanques tipo 2.1 y 2.2 (C_i):
 $C_i=0.001$
- ✓ Frecuencia natural de la masa impulsiva cuando vibra (W_i):
 $W_i= 102.67 \text{ rad/seg}$
- ✓ Periodo fund. de oscilación del tanque + comp. Impulsivo (T_i):
 $T_i=0.06 \text{ seg}$
- ✓ Factor de frecuencia convectiva:
 $\lambda=5.56 \text{ seg}$
- ✓ Frecuencia natural de la masa convectiva (ω_c):
 $\omega_c= 1.908 \text{ rad/seg}$
- ✓ Periodo natural del primer modo convectiva (T_c):
 $T_c=3.294 \text{ s}$

A continuación, se muestra la gráfica para calcular el factor de otra forma:

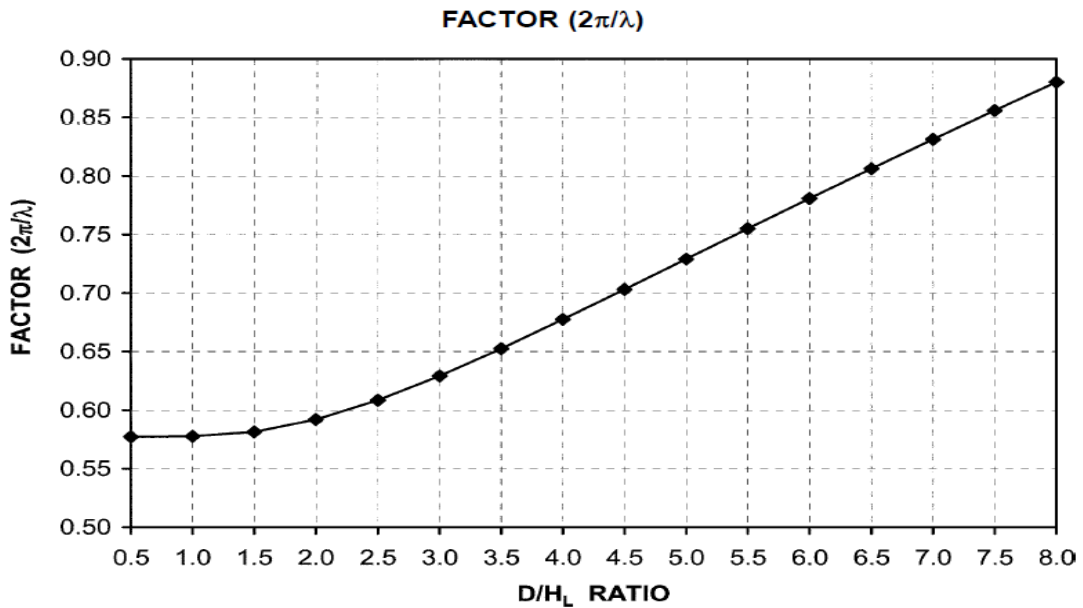


Fig. 9.3.4(b)—Factor $2\pi/\lambda$ for circular tanks.

e) Parámetros para el cálculo de la fuerza sísmica

✓ Cálculo de los factores de amplificación espectral C_i y C_c

Características sísmicas:

$Z = 0.10$: Factor de zona

$U = 1.50$: Factor de uso

$S = 2.00$: Factor de suelo

$T_p = 1.00$: Factor de suelo

$R_i = 2.00$: Coef. de modificación de respuesta fuerza impulsivas (R_i)

$R_c = 1.00$: Coef. de modificación de respuesta fuerza convectiva (R_c)

$I = 1.00$: Factor de importancia de reservorio tabla del ACI 350.06

Type of structure	R_i		R_c
	On or above grade	Buried*	
Anchored, flexible-base tanks	3.25 [†]	3.25 [†]	1.0
Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0	1.0
Unanchored, contained, or uncontained tanks [‡]	1.5	2.0	1.0
Pedestal-mounted tanks	2.0	—	1.0

*Buried tank is defined as a tank whose maximum water surface at rest is at or below ground level. For partially buried tanks, the R_i value may be linearly interpolated between that shown for tanks on grade and for buried tanks.
[†] $R_i = 3.25$ is the maximum R_i value permitted to be used for any liquid-containing concrete structure.
[‡]Unanchored, uncontained tanks shall not be built in locations where $S_{DS} \geq 0.75$.

Cuadro 42. Factor de reducción sísmica (tabla 4.1.1 ACI 350.3-06)

✓ Impulsiva:

Para: $T_I \leq T_S$ $C_i = S_{DS}$
 $C_i = 0.55$ cumple la verificación

Para: $T_i > T_S$ $C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS}$
 $C_i = 6.27$ no cumple la verificación

$$T_S = S_{D1} / S_{DS} = 0.69$$

$$S_{DS} = (2/3) \cdot S_s \cdot F_a = 0.55$$

$$S_{D1} = (2/3) \cdot S_1 \cdot F_V = 0.38$$

$$F_a = 1.89$$

$$F_V = 3.2$$

$$S_1 = 0.18$$

$$S_s = 0.44$$

$$C_i = 2.50 \quad \text{Factor de amplificación espectral}$$

✓ Convectiva:

Para: $T_c \leq 1.6/T_s$ $C_c = \frac{1.5 S_{D1}}{T_c} \leq 1.5 S_{DS}$
 $C_c = 0.34 \leq 0.83$ no cumple la verificación

Para: $T_c > 1.6/T_s$ $C_c = 6 \frac{0.4 S_{DS}}{T_c^2} = \frac{2.4 S_{DS}}{T_c^2}$
 $C_c = 0.14$ cumple la verificación

f) Fuerzas dinámicas laterales arriba de la base

✓ Fuerza de inercia de la pared:

$$P_W = 78.65 \text{ t}$$

✓ Fuerza de inercia de la cubierta:

$$P_r = 15.29 \text{ t}$$

✓ Fuerza lateral de la masa impulsiva:

$$P_i = 124.9 \text{ t}$$

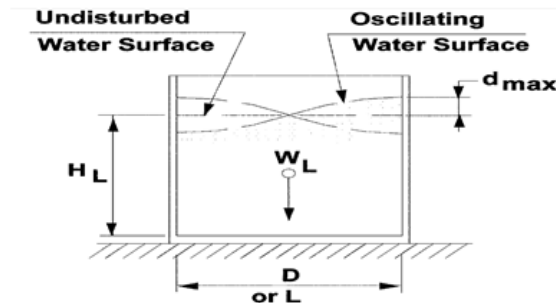
✓ Fuerza lateral de la masa convectiva:

$$P_C = 17.49 \text{ t}$$

g) Corte total en la base de la pared del deposito

$$V = 149.42 \text{ t}$$

El peso total de la estructura es de 427.48 toneladas como se detalla en el metrado de cargas en el anexo 6.3.1 y la cortante basal representa el 35% del peso total del reservorio por lo que es conforme ya que es mayor que 12%



peso que nos menciona la norma, ACI 350.3-06.

h) Desplazamiento vertical máximo del líquido contenido ($d_{m\acute{a}x}$)

$$D = 8.50 \text{ m}; l = 1.00$$

$$d_{m\acute{a}x} = 0.60 \text{ m}$$

i) Cálculo de momentos por volteo

✓ Momento por inercia de la pared:

$$P_w = 78.65 \text{ T}; h_w = 2.68$$

$$M_w = 210.38 \text{ t-m}$$

$$d_{max} = \frac{D}{2} C_c I \quad (7-2)$$

✓ Momento por inercia de la tapa:

$$P_r = 15.29 \text{ t}; h_r = 6.10 \text{ m}$$

$$M_r = 93.32 \text{ t-m}$$

✓ Momento por la masa impulsiva:

$$P_i = 124.9 \text{ t}; h_i = 1.10$$

$$M_i = 138.64 \text{ t-m}$$

✓ Momento por la masa convectiva:

$$P_c = 17.49 \text{ t}; h_c = 1.60 \text{ m}$$

$$M_c = 28.93 \text{ t-m}$$

✓ Momento del diseño para la base del muro (después de la losa de piso):

$$M_b = 270.24 \text{ T-m} \quad (\text{En el fondo de la cuba})$$

El gráfico 88 muestra la distribución de fuerzas, el momento en la base de la cuba, las alturas de la componente impulsiva y convectiva.

El momento de volteo M_B en la base del soporte es: $M_B = M_b + V \times (h \text{ soporte})$
 $= 270.24 + 149.42 \times 16.37 = 2716.245 \text{ t-m}$, como se muestra en la figura siguiente.

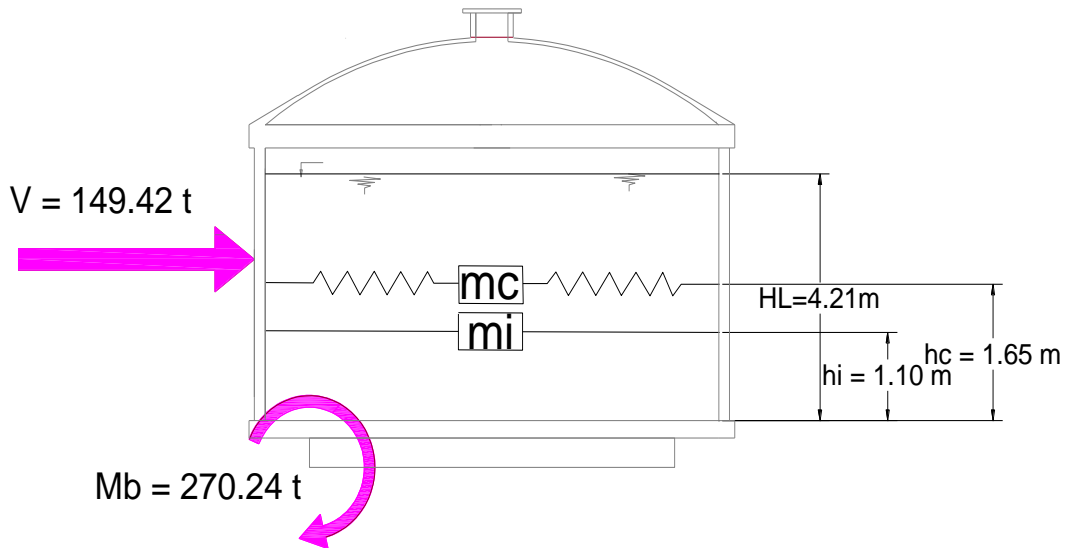


Gráfico 88. Representación de las fuerzas y alturas de aplicación, R-2.

Asimismo, en el gráfico 89 se muestra la verificación efectuada por volteo.

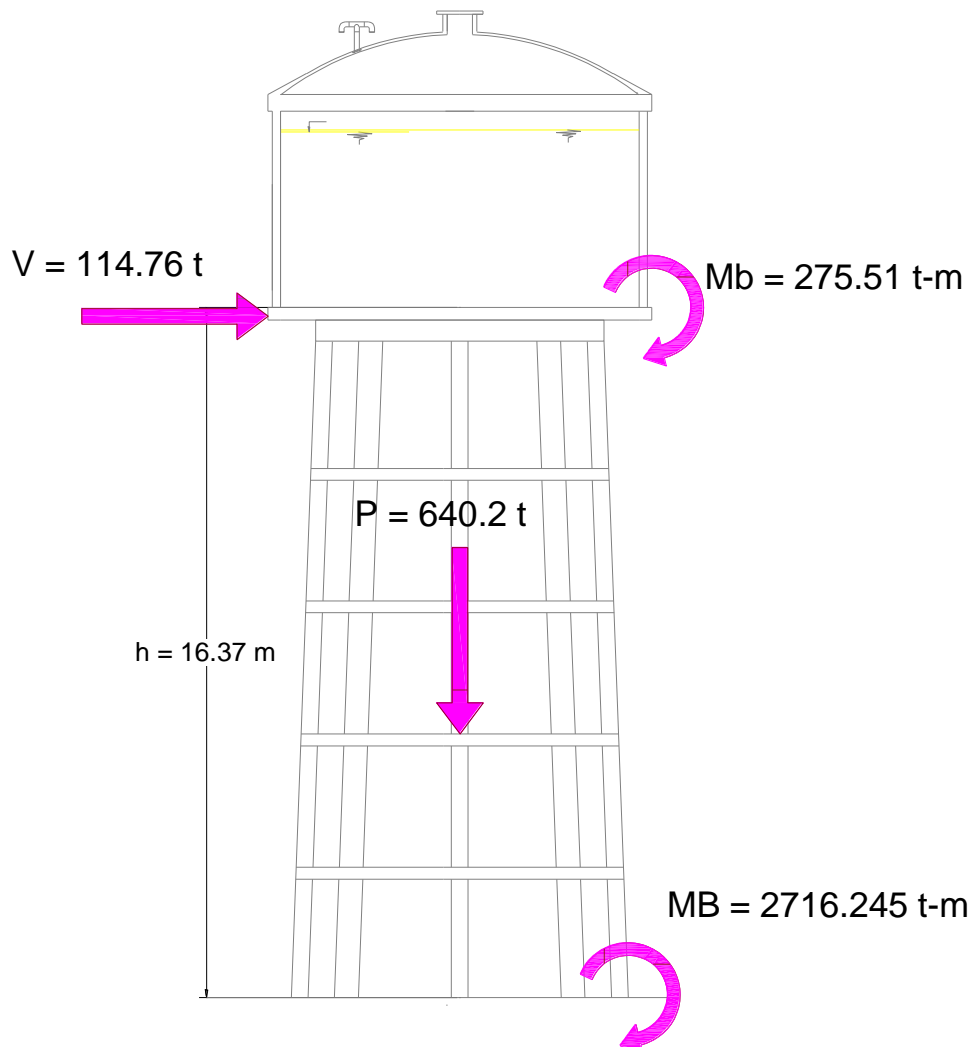


Gráfico 89. Verificación por volteo, reservorio R-2.

j) Rigidez del líquido de la masa convectiva

Donde:

M_A = masa del agua fija que acompaña a la estructura

M_c = masa convectiva del agua que acompaña a la estructura

H = Altura promedio del agua = 5.29 m

D = Diámetro interior de la cuba = 8.50 m

$$K_c = 0.836 \times \frac{m_A g}{H} \times \tanh^2 \left(3.68 \times \frac{H}{D} \right) \quad (\text{Ramirez 2011})$$

$$K_c = \frac{45}{2} \times \frac{m_A}{H} \times \left(\frac{m_c H}{m_A D} \right) \quad (\text{Llaza 2011})$$

$$K = 42.24 \text{ Tn/m}$$

6.6.2 Reservorio R-3, 300 m³ de acuerdo a la norma ACI 350.3-06

1. Datos generales del reservorio

El almacenamiento de reservorio es para 300 m³ de agua potable. El sistema estructural adoptado está formulado en base a un reservorio elevado con Estructura de soporte tipo marco y pared para efectos de seguridad y corrosión en los elementos de refuerzo. La estructura se compone de 8 columnas de sección 50 x 50 cm², 4 vigas de arriostre de sección variable, viga circular en la base de la cuba de sección variable, cuba de sección cilíndrica, 1 sección cónica en la base de la cuba, 2 vigas de anillo en la cuba de sección 20 x 30 cm² y losa de fondo plana de 15 cm de espesor.

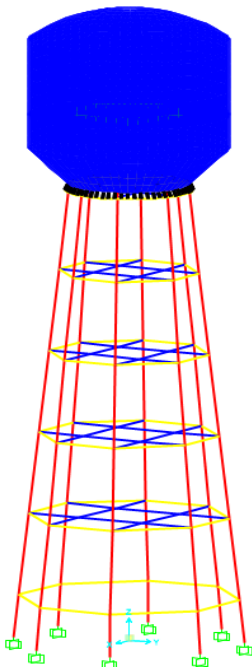


Gráfico 90. Vista 3D, reservorio R-3 y sus elementos.

2. Consideraciones para el modelamiento en SAP2000

I. Datos generales

$V = 300.00 \text{ m}^3$:	Volumen necesario del reservorio
$\gamma_c = 2400.00 \text{ kg/m}^3$:	Peso específico del concreto
$\gamma_a = 1000.00 \text{ kg/m}^3$:	Peso específico del agua
$f'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$:	Peso específico del concreto
$E_c = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$:	Módulo de elasticidad del concreto
$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$:	Esfuerzo de fluencia del concreto
$S/C = 150.00 \text{ kg/m}^2$:	Sobre carga de la cúpula
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$:	Gravedad

II. Geometría del reservorio

Se recomienda que el diámetro de la cuba sea igual a la mitad de la altura del reservorio.

$HL = 5.29 \text{ m}$:	Altura del agua del reservorio
$D = 8.50 \text{ m}$:	Diámetro interior del reservorio
$t_{\text{losafondo}} = 0.25 \text{ m}$:	Espesor de losa de fondo
$t_w = 0.20 \text{ m}$:	Espesor del muro del reservorio
$t_{\text{cu}} = 0.07 \text{ m}$:	Espesor de la cúpula
$f = 1.50 \text{ m}$:	Flecha de la cúpula
$V = 300.00 \text{ m}^3$:	Volumen efectivo

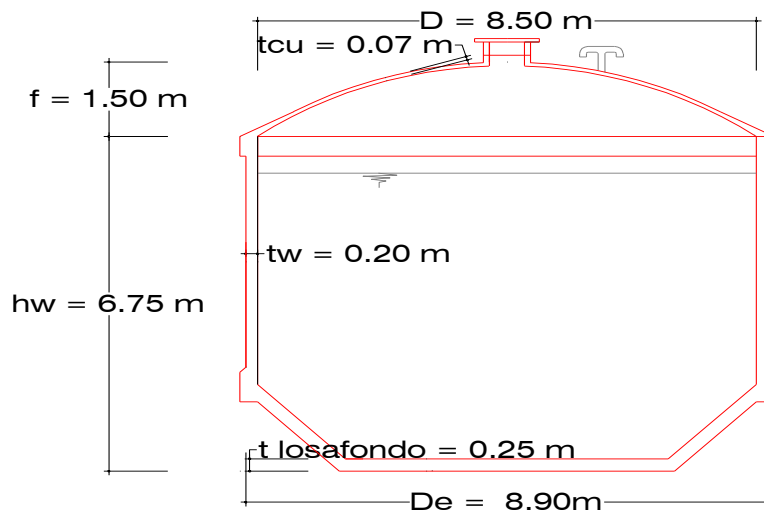


Gráfico 91. Geometría del reservorio, R-3.

III. Análisis estructural

El análisis estructural del reservorio cilíndrico se realizó usando el programa sap2000, para el análisis se ha considerado el reservorio como una estructura laminar mixta, es decir como membrana y como placa.

IV. Iteración líquida estructural

Para la idealización del reservorio se ha considerado el efecto de chapoteo del agua cuando el reservorio se encuentra lleno. En el estudio del reservorio el principal problema son las presiones hidrodinámicas producidas por el oleaje o chapoteo de las aguas en movimiento.

V. Sistema mecánico equivalente simplificado (reservorio circular)

Se utiliza la teoría simplificada de Housner, que inicialmente lo desarrollan Graham y Rodríguez, el actual considera un modelo de masa resorte en la cual se planteó expresiones para un sistema mecánico equivalente. Tal como se aprecia en la figura que se muestra a continuación de las masas asociadas al tanque y sus propiedades en la pared.

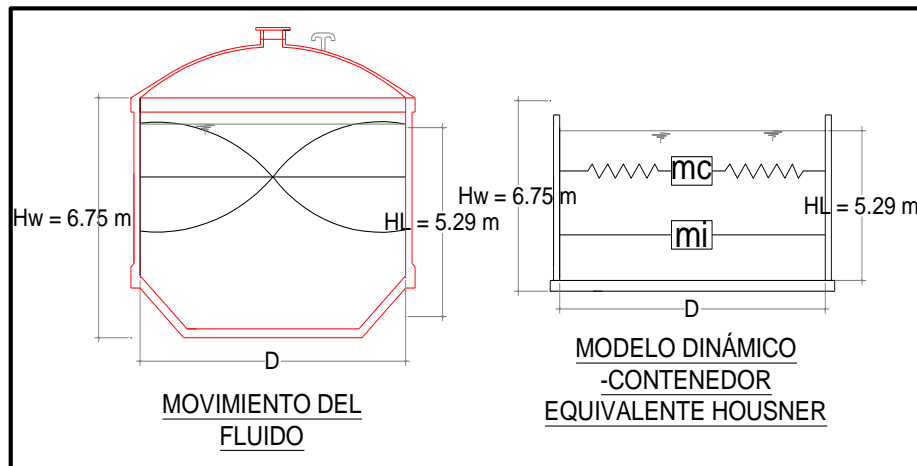


Gráfico 92. Sistema mecánico equivalente simplificado

VI. Análisis dinámico

El procedimiento a seguir en análisis dinámico es:

a) Determinar la masa de la estructura que activa el sismo

✓ Peso del muro del tanque (W_w):

$$W_w = \pi \left[\left(\frac{D}{2} + t \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] \times H_w \times \gamma_c$$

$$W_w = 85.274 \text{ T}$$

✓ Peso de la base del tanque (W_b):

$$W_b = 14.255 \text{ t}$$

✓ Peso de la cúpula del tanque (W_{cu}):

$$W_{cu} = \pi \left[(D + t_c) \cdot h_c - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] t_c \cdot \gamma_c$$

$$W_{cu} = 8.15894 \text{ T}$$

✓ Peso del agua (W_a):

$$W_a = \pi \left[\left(\frac{D_r}{2} \right)^2 \right] H_l \times \gamma_a$$

$$W_a = 300 \text{ T}$$

✓ Peso efectivo (W_e):

Calcular el peso de los muros del estanque W_w y de la losa de cubierta W_r y calcular el coeficiente ϵ de acuerdo a la siguiente ecuación:

Coeficiente de masa efectiva

$$\epsilon = 0.75327 \leq 1.00 \quad \text{OK CUMPLE}$$

$$W_{cu} = \epsilon W_w + W_{cu}$$

$$W_e = 72.3942 \text{ tn}$$

b) Calculo de los pesos, masas impulsiva y convectiva

Se calcula en función de una masa impulsiva y convectiva en el caso de tanques circulares tipo 2.

✓ Calculo del peso impulsivo (W_i):

$$\frac{W_i}{W_L} = 0.6347$$

$$W_i = 190.40 \text{ Tn}$$

$$m_i = 19.4 \text{ Tn} \times \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

✓ Calculo del peso convectivo (W_c):

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.3623$$

$$W_c = 108.68 \text{ Tn}$$

$$M_c = 11.1 \text{ Tn} \times \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

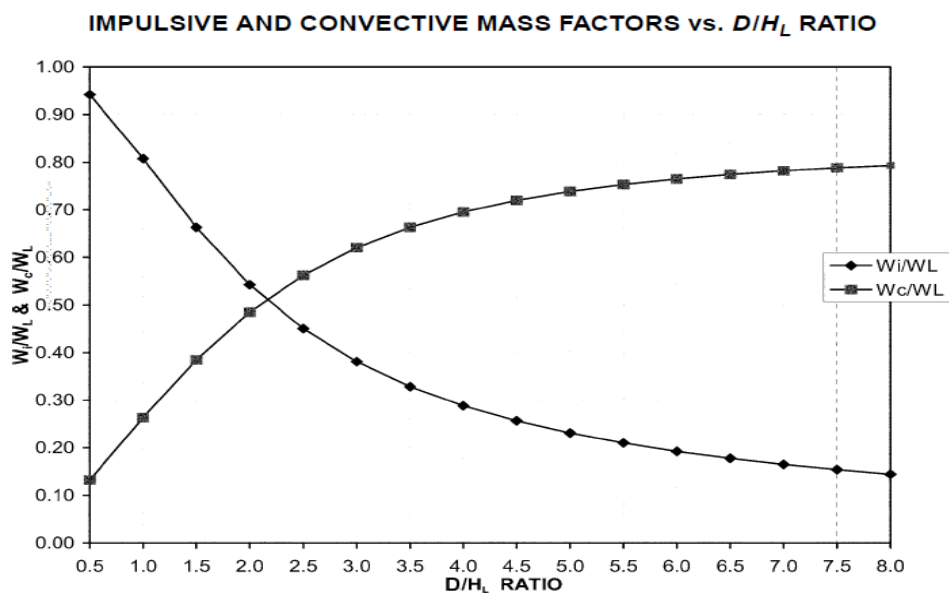
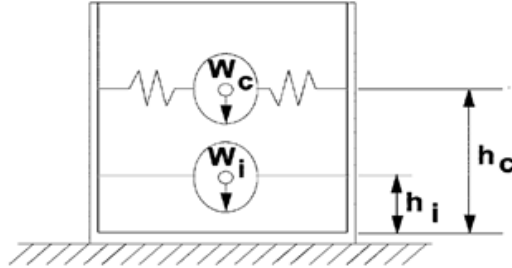


Fig. 9.3.1—Factors W_i/W_L and W_c/W_L versus ratio D/H_L for circular tanks.

c) Cálculo de las alturas impulsiva y convectiva

Calcular las alturas importantes del centro de gravedad. Aquí se distinguen dos casos, el primero es excluyendo la presión en la base (EBP) y el segundo es incluyendo la presión en la base (IBP).



✓ Cuando se excluyen presiones en la base (caso EBP)

$$\frac{D}{H_L} = 1.61$$

- La altura impulsiva está dada por:

Para tanques con: $D/H_L < 1.333$

$$h_i = H_L \left[0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]$$

$$h_i = 0.3493$$

Para tanques con: $D/H_L \geq 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (9-18)$$

$$h_i = H_L [0.375] = 0.3750$$

- La altura convectiva está dado por:

Para todos los tanques con:

$$\frac{h_c}{H_L} = 0.6435$$

Las Alturas que se considera en la evaluación son:

$$h_i = 1.98 \text{ m}$$

$$h_c = 3.40 \text{ m}$$

IMPULSIVE AND CONVECTIVE HEIGHT FACTORS vs. D/H_L RATIO

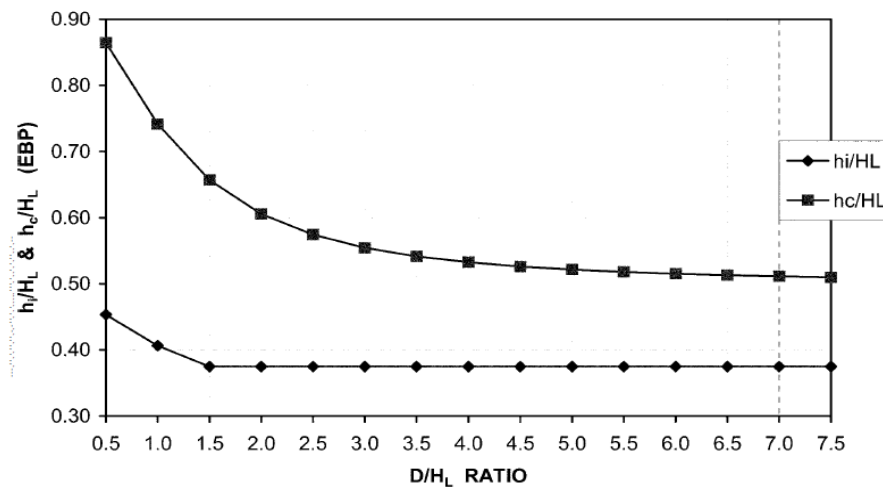


Fig. 9.3.2—Factors h_i/H_L and h_c/H_L versus ratio D/H_L for circular tanks (EBP).

V

✓ Cuando se incluyen presiones en la base (caso IBP)

- La altura impulsiva está dada por:

Para tanques con: $D/H_L < 0.75$

$$h_i = 0.45 \times H_L = 0.4500$$

Para tanques con: $D/H_L \geq 0.75$

$$h_i = 0.6628 \text{ m}$$

- La altura convectiva está dado por:

$$h_c = 0.7339$$

Se considera las alturas siguientes:

$$h'_i = 3.50 \text{ m}$$

$$h'_c = 3.88 \text{ m}$$

IMPULSIVE AND CONVECTIVE HEIGHT FACTORS vs. D/H_L RATIO

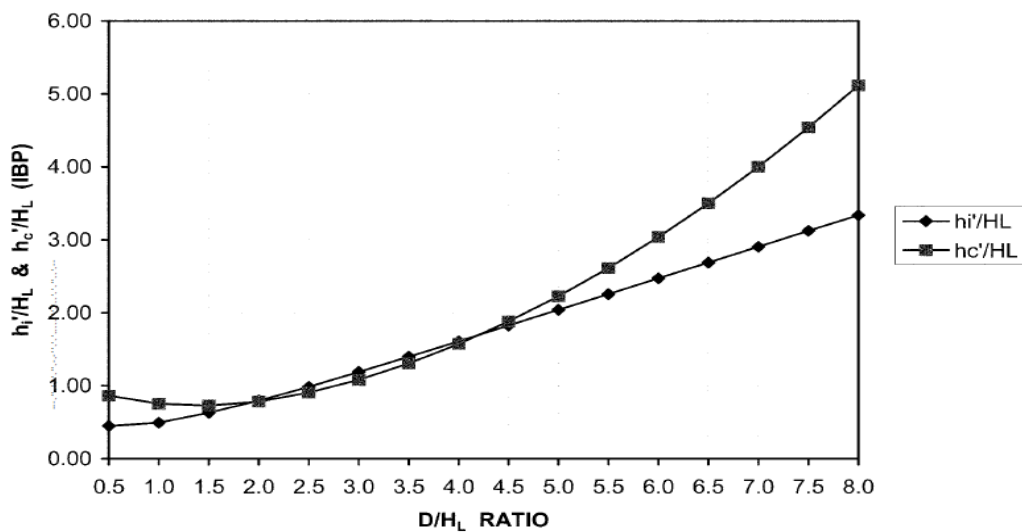


Fig. 9.3.3—Factors h'_i/H_L and h'_c/H_L versus ratio D/H_L for circular tanks (IBP).

d) Frecuencias naturales, componentes impulsivas w_i y convectiva w_c

✓ Masa específica del concreto:

$$\rho_c = \frac{y_c}{g}$$

$$\rho_c = 0.244648 \text{ Tnf.} \frac{\text{seg}^2}{\text{m}^4}$$

✓ Masa por unidad del tanque:

$$m_w = H_w \cdot t_w \cdot \rho_c$$

$$m_w = 0.318043 \text{ Tnf} \times \text{seg}^2 \times \text{m}^2$$

✓ Masa impulsiva del líquido contenido por unidad de ancho de la pared del tanque:

$$m_i = \frac{W_i}{W_L} \cdot \frac{L}{2} \cdot H_L \cdot \rho_L$$

$$m_i = 1.453673 \text{ Tnf.} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}^2$$

✓ Altura del C. G. de la pared del tanque:

$$h_w = \frac{H_w}{2}$$

$$h_w = 3.250 \text{ m}$$

✓ Altura del C. G. de la pared del tanque:

$$h = \frac{H_w m_w + h_i m_i}{m_w + m_i}$$

$$h = 2.210 \text{ m}$$

✓ Masa total:

$$m = m_w + m_i$$

$$m = 1.772 \text{ Tnf.} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}^2$$

✓ Coeficiente de frecuencia (C_w):

$$\frac{D}{H_L} = 1.61$$

$$D/H_L > 0.667$$

$$C_w = 9.375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

$C_w = 0.166$ se verifica que se cumple la condición

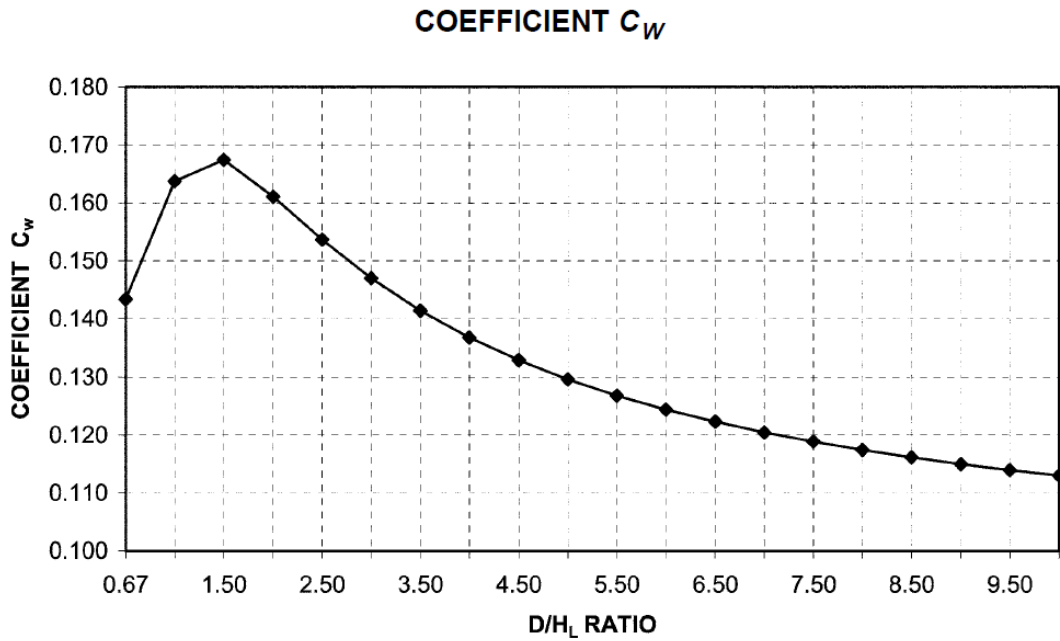


Fig. 9.3.4(a)—Coefficient C_w for circular tanks.

- ✓ Coeficiente de frecuencia para tanques tipo 2.1 y 2.2 (C_i):
 $C_i=0.361$
- ✓ Frecuencia natural de la masa impulsiva cuando vibra (W_i):
 $W_i=203.54$ rad/seg
- ✓ Periodo fund. de oscilación del tanque + comp. Impulsivo (T_i):
 $T_i=0.03$ seg
- ✓ Factor de frecuencia convectiva:
 $\lambda=5.95$ seg
- ✓ Frecuencia natural de la masa convectiva (ω_c):
 $\omega_c=2.040$ rad/seg
- ✓ Periodo natural del primer modo convectiva (T_c):
 $T_c=3.080$ s

A continuación, se muestra la gráfica para calcular el factor de otra forma:

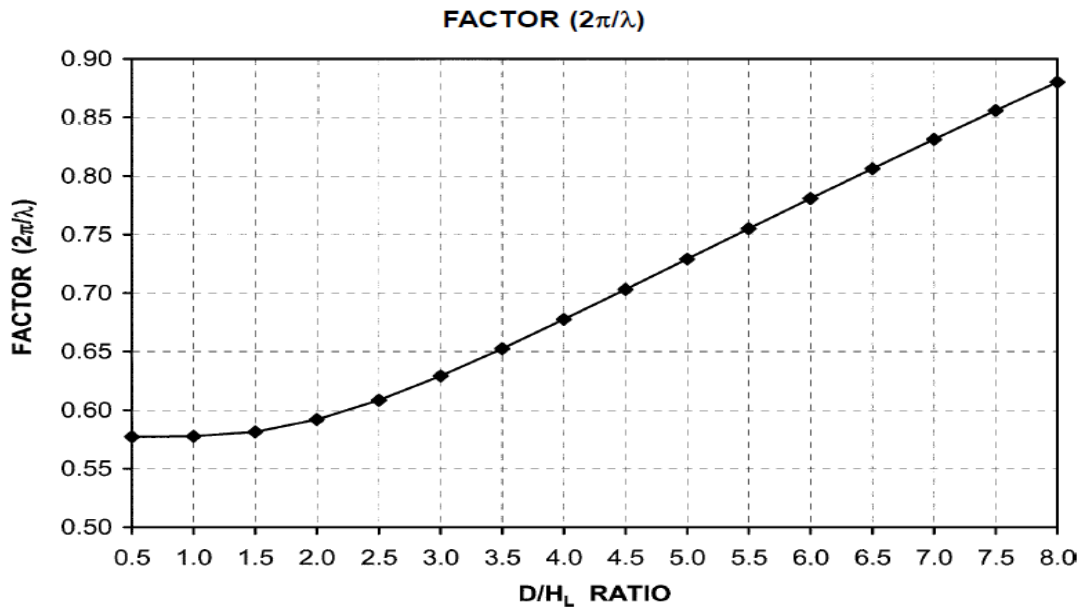


Fig. 9.3.4(b)—Factor $2\pi/\lambda$ for circular tanks.

e) Parámetros para el cálculo de la fuerza sísmica

✓ Cálculo de los factores de amplificación espectral C_i y C_c

Características sísmicas:

$Z = 0.10$: Factor de zona

$U = 1.50$: Factor de uso

$S = 2.00$: Factor de suelo

$T_p = 1.00$: Factor de suelo

$R_i = 2.00$: Coef. de modificación de respuesta fuerza impulsivas (R_i)

$R_c = 1.00$: Coef. de modificación de respuesta fuerza convectiva (R_c)

$I = 1.00$: Factor de importancia de reservorio tabla del ACI 350.06

Type of structure	R_i		R_c
	On or above grade	Buried*	
Anchored, flexible-base tanks	3.25 [†]	3.25 [†]	1.0
Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0	1.0
Unanchored, contained, or uncontained tanks [‡]	1.5	2.0	1.0
Pedestal-mounted tanks	2.0	—	1.0

*Buried tank is defined as a tank whose maximum water surface at rest is at or below ground level. For partially buried tanks, the R_i value may be linearly interpolated between that shown for tanks on grade and for buried tanks.
[†] $R_i = 3.25$ is the maximum R_i value permitted to be used for any liquid-containing concrete structure.
[‡]Unanchored, uncontained tanks shall not be built in locations where $S_{DS} \geq 0.75$.

Cuadro 43. Factor de reducción sísmica (tabla 4.1.1 ACI 350.3-06)

✓ Impulsiva:

Para: $T_I \leq T_S$ $C_i = S_{DS}$
 $C_i=0.55$ cumple la verificación

Para: $T_i > T_S$ $C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS}$
 $C_i=12.4$ no cumple la verificación

$$T_S = S_{D1} / S_{DS} = 0.69$$

$$S_{DS} = (2/3) \cdot S_s \cdot F_a = 0.55$$

$$S_{D1} = (2/3) \cdot S_1 \cdot F_v = 0.38$$

$$F_a = 1.89$$

$$F_v = 3.2$$

$$S_1 = 0.18$$

$$S_s = 0.44$$

$$C_i=2.50 \quad \text{Factor de amplificación espectral}$$

✓ Convectiva:

Para: $T_c \leq 1.6/T_s$ $C_c = \frac{1.5S_{D1}}{T_c} \leq 1.5S_{DS}$
 $C_c=0.34 \leq 0.83$ no cumple la verificación

Para: $T_c > 1.6/T_s$ $C_c = 6 \frac{0.4S_{DS}}{T_c^2} = \frac{2.4S_{DS}}{T_c^2}$
 $C_c=0.14$ cumple la verificación

f) Fuerzas dinámicas laterales arriba de la base

✓ Fuerza de inercia de la pared:

$$P_W=80.29 \text{ T}$$

✓ Fuerza de inercia de la cubierta:

$$P_r=10.199 \text{ T}$$

✓ Fuerza de inercia de la pared:

$$P_i=24.26 \text{ T}$$

✓ Fuerza de inercia de la pared:

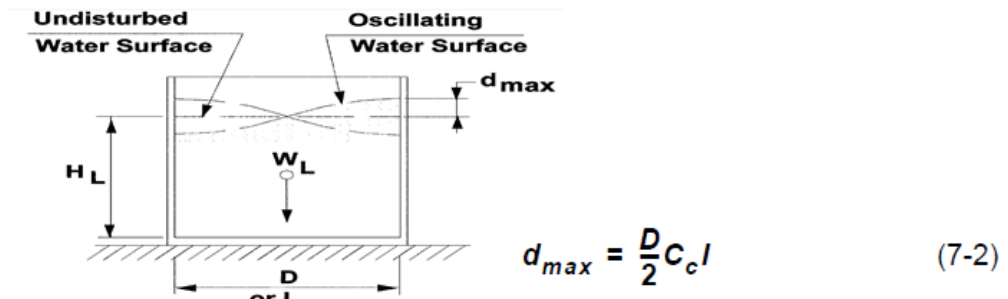
$$P_C=15.240 \text{ t}$$

g) Corte total en la base de la pared del deposito

$$V = 115.76 \text{ t}$$

$$\text{Peso total: } 640.2 \text{ t}$$

El peso total de la estructura es de 640.2 toneladas y la cortante basal representa el 18% del peso total del reservorio por lo que es conforme ya que es mayor que 12% peso que nos menciona la norma, ACI 350.3-06.



h) Desplazamiento vertical máximo del líquido contenido (d_{max})

$$D = 8.50 \text{ m}; l = 1.00$$

$$d_{max} = 0.60 \text{ m}$$

i) Cálculo de momentos por volteo

✓ Momento por inercia de la pared:

$$P_w = 80.29 \text{ t}; h_w = 3.25$$

$$M_w = 260.96 \text{ t-m}$$

✓ Momento por inercia de la tapa:

$$P_r = 10.199 \text{ t}; h_r = 7.25 \text{ m}$$

$$M_r = 73.94 \text{ t-m}$$

✓ Momento por la masa impulsiva:

$$P_i = 24.26 \text{ t}; h_i = 1.98$$

$$M_i = 48.1 \text{ t-m}$$

✓ Momento por la masa convectiva:

$$P_c = 15.26 \text{ t}; h_c = 3.40 \text{ m}$$

$$M_c = 51.85 \text{ t-m}$$

✓ Momento del diseño para la base del muro (después de la losa de piso):

$$M_b = 280.30 \text{ t-m} \quad (\text{En el fondo de la cuba})$$

El gráfico 93 muestra la distribución de fuerzas, el momento en la base de la cuba, las alturas de la componente impulsiva y convectiva.

El momento de volteo M_B en la base del soporte es: $M_B = M_b + V \times (h \text{ soporte})$
 $= 275.51 + 114.76 \times 19.76 = 2543.26 \text{ T-m}$, como se muestra en la figura siguiente.

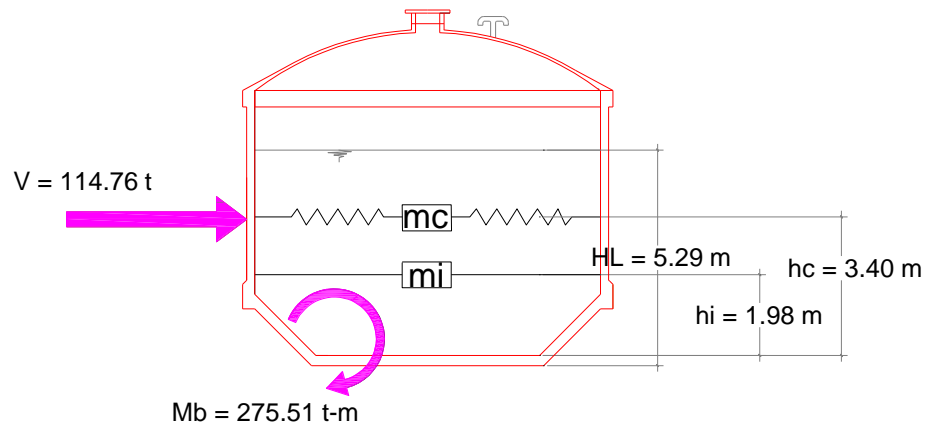


Gráfico 93. Representación de las fuerzas y alturas de aplicación, R-2.

Asimismo, en el gráfico 94 se muestra la verificación efectuada por volteo.

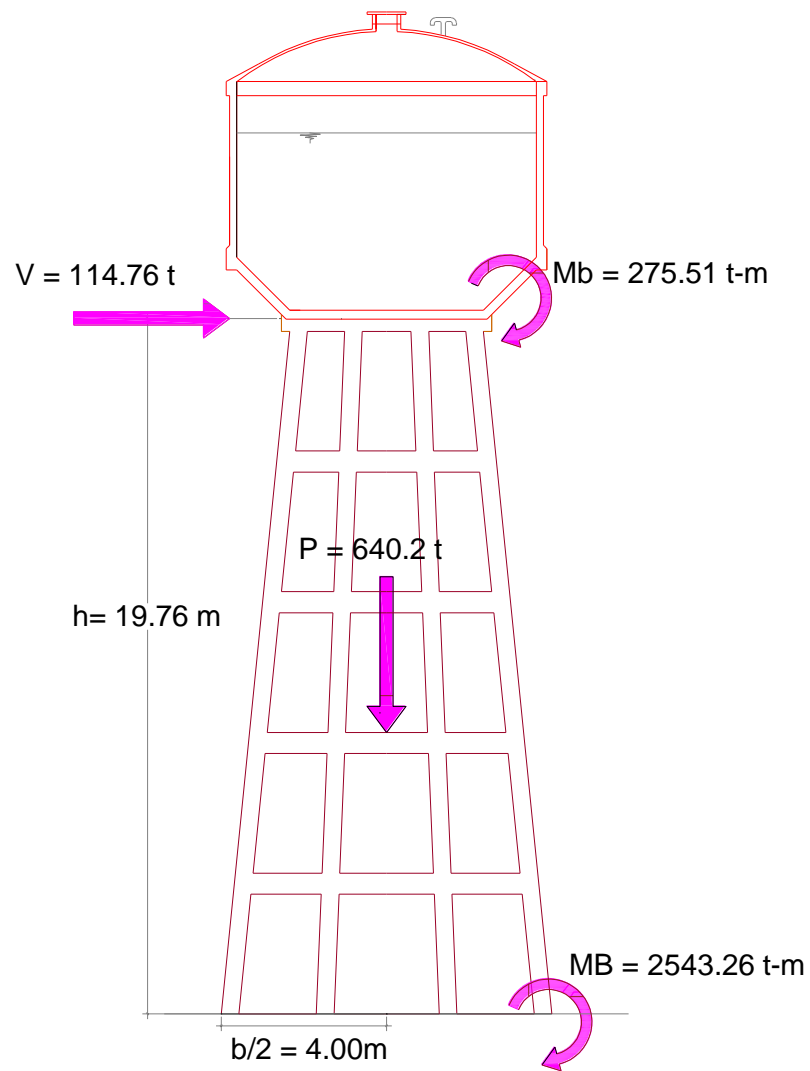


Gráfico 94. Verificación por volteo, reservorio R-2.

j) Rigidez del líquido de la masa convectiva

Donde:

M_A = masa del agua fija que acompaña a la estructura

M_c = masa convectiva del agua que acompaña a la estructura

H = Altura promedio del agua = 5.29 m

D = Diámetro interior de la cuba = 8.50 m

$$K_c = 0.836 \times \frac{m_A g}{H} \times \tanh^2 \left(3.68 \times \frac{H}{D} \right) \quad (\text{Ramirez 2011})$$

$$K_c = \frac{45}{2} \times \frac{m_A}{H} \times \left(\frac{m_c H}{m_A D} \right) \quad (\text{Llaza 2011})$$

$$K = 42.24 \text{ Tn/m}$$

6.7 Análisis modal espectral

A través del análisis modal se obtuvo los periodos para los diferentes modos de vibración, la distribución de fuerzas y cortantes por modo, para el respectivo periodo fundamental de cada uno de los reservorios.

6.7.1 Reservorio R2-165 m³

En el cuadro siguiente se muestra los modos de vibración del reservorio R-2, donde se aprecia hasta el modo de vibración 6.

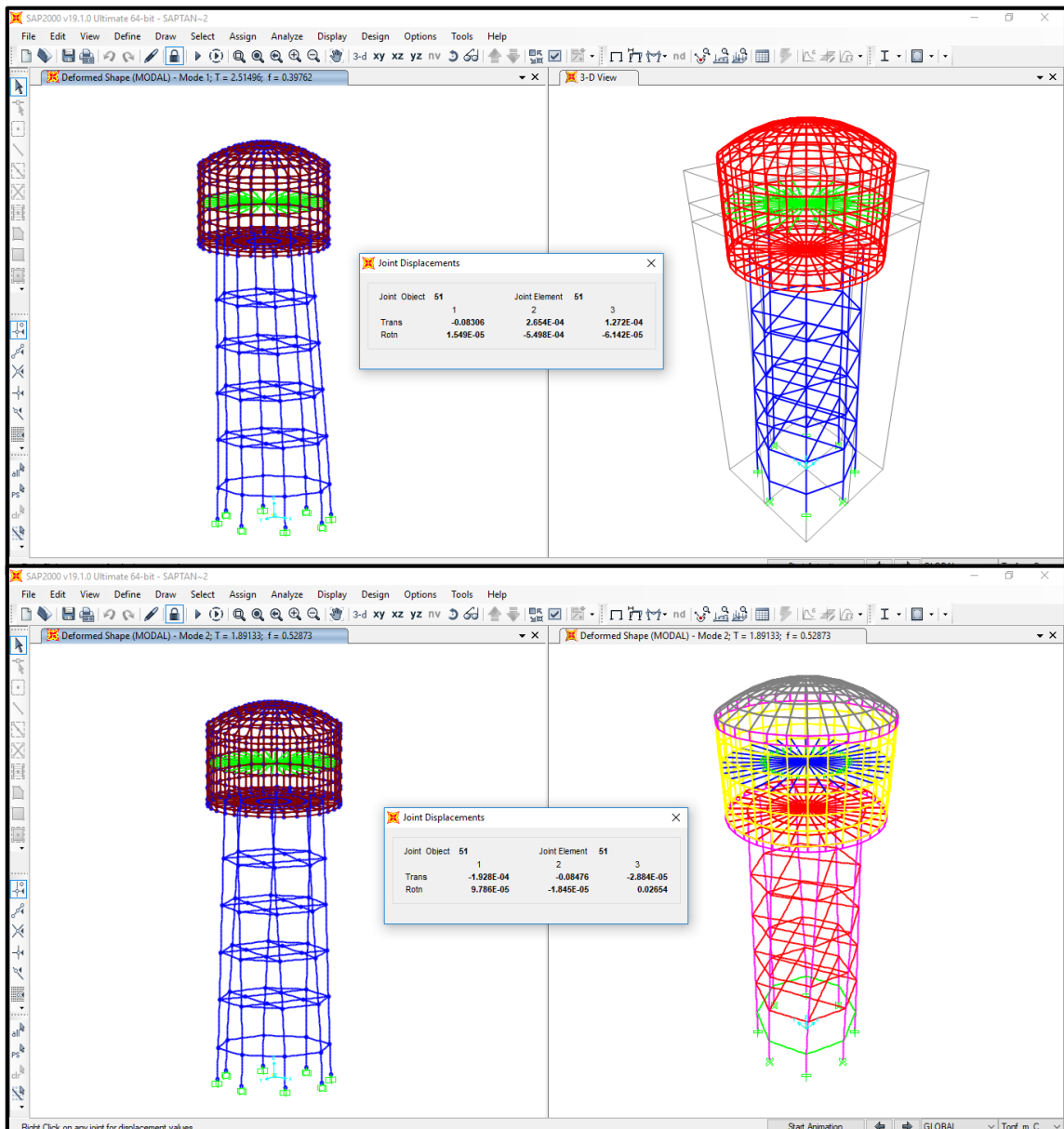


Gráfico 95. Modos de vibración R2 (modos 1-4)

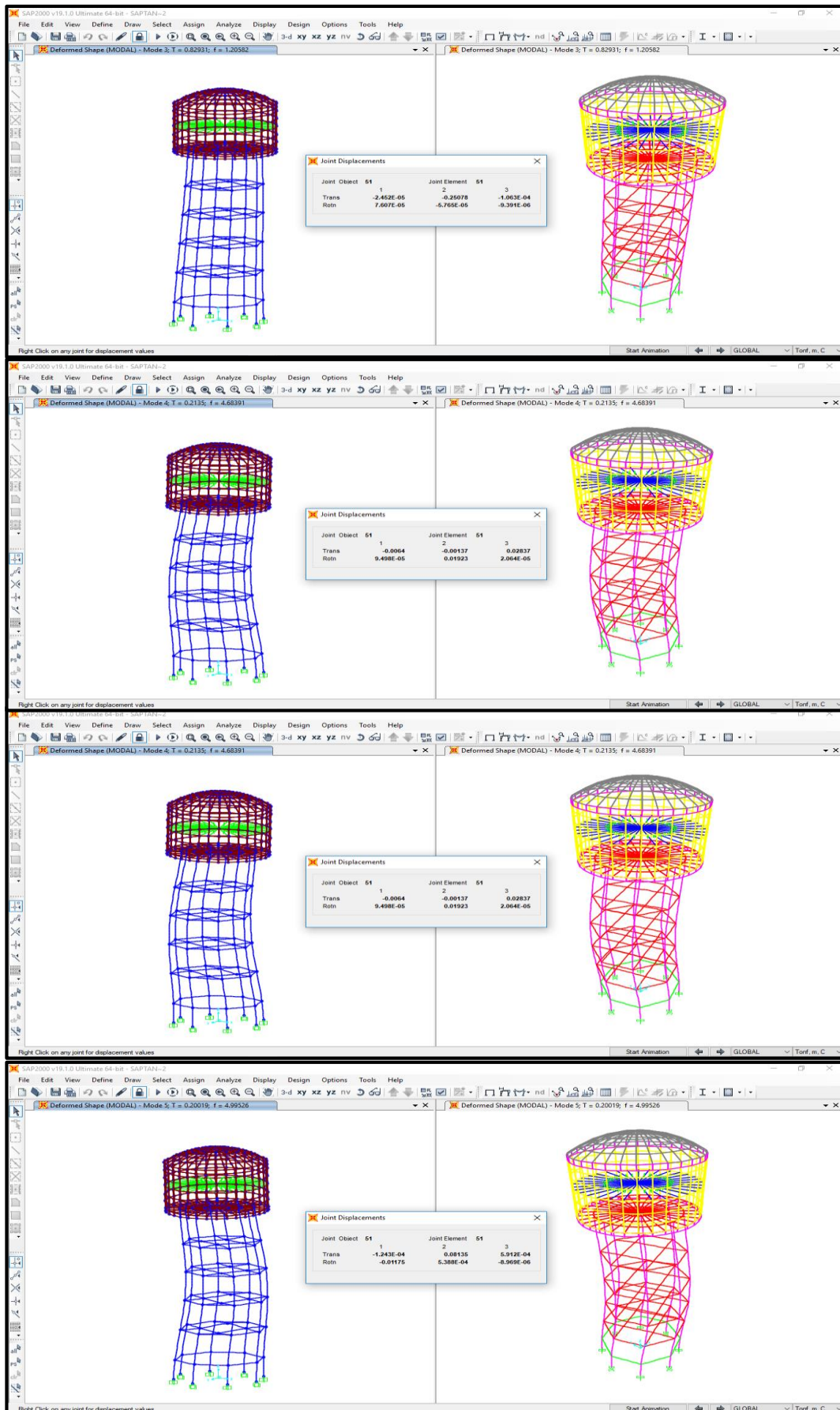
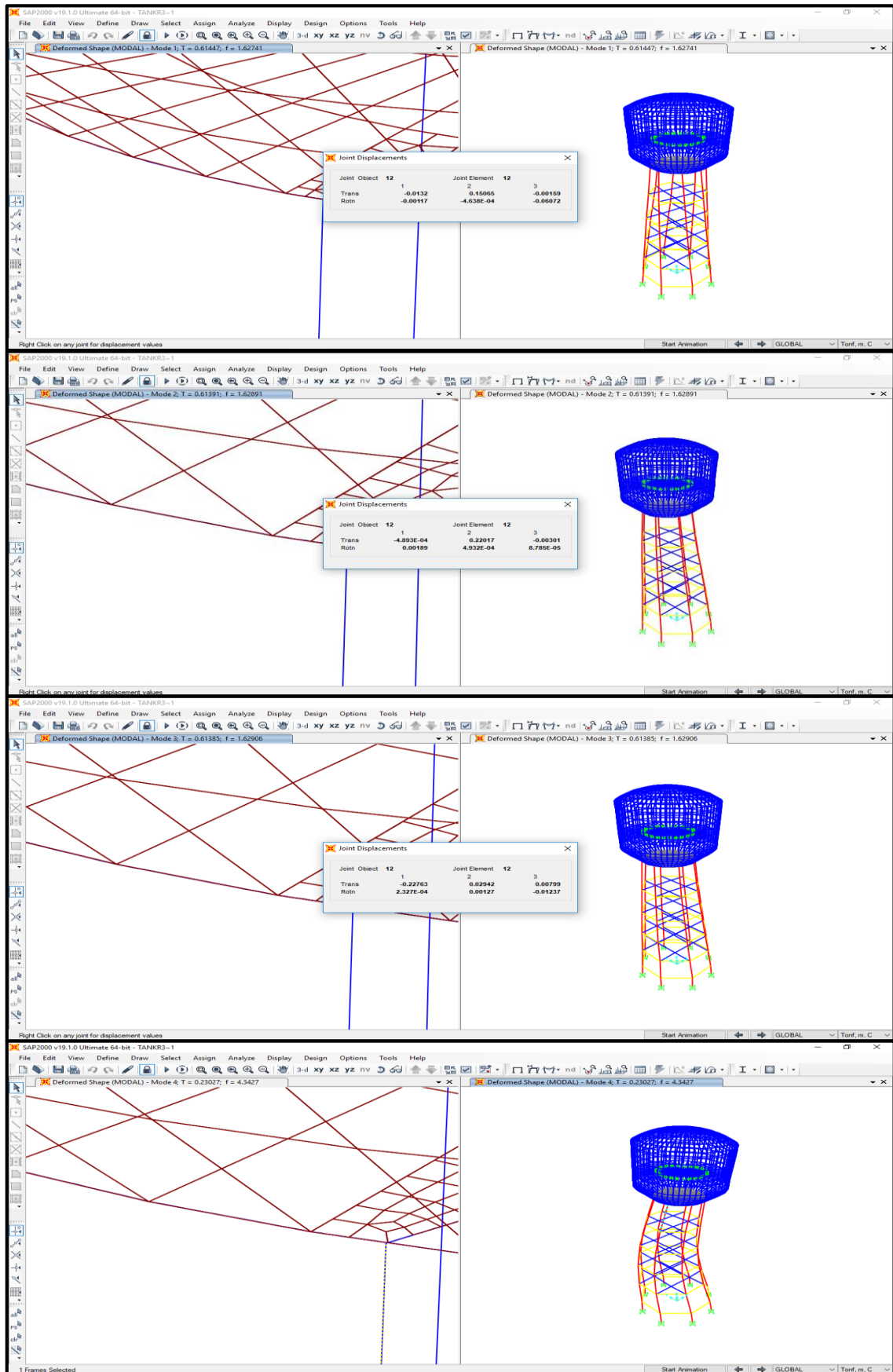
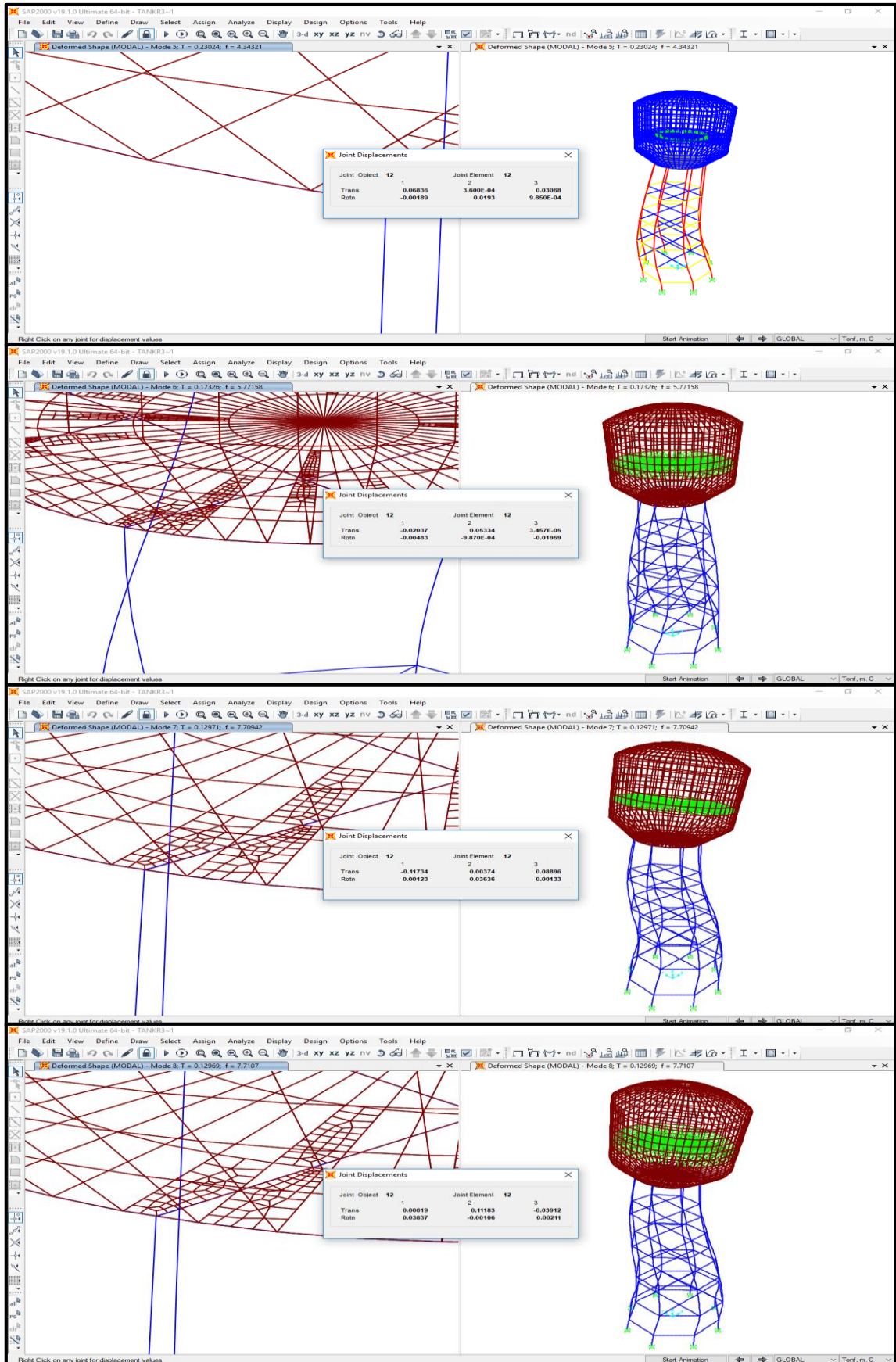


Gráfico 96. Modos de vibración R2 (5-6)

6.7.2 Reservorio R3-300 m³





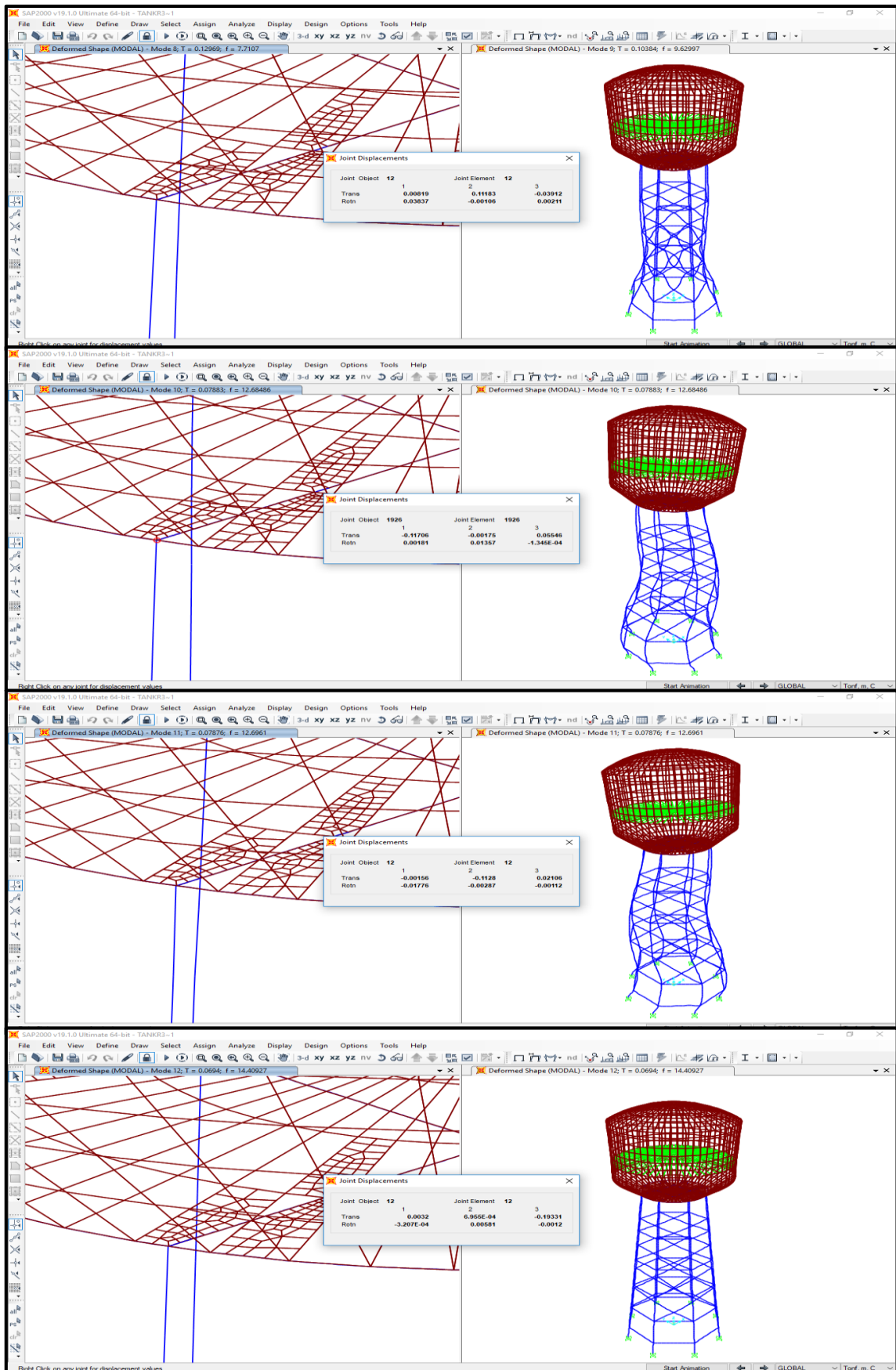


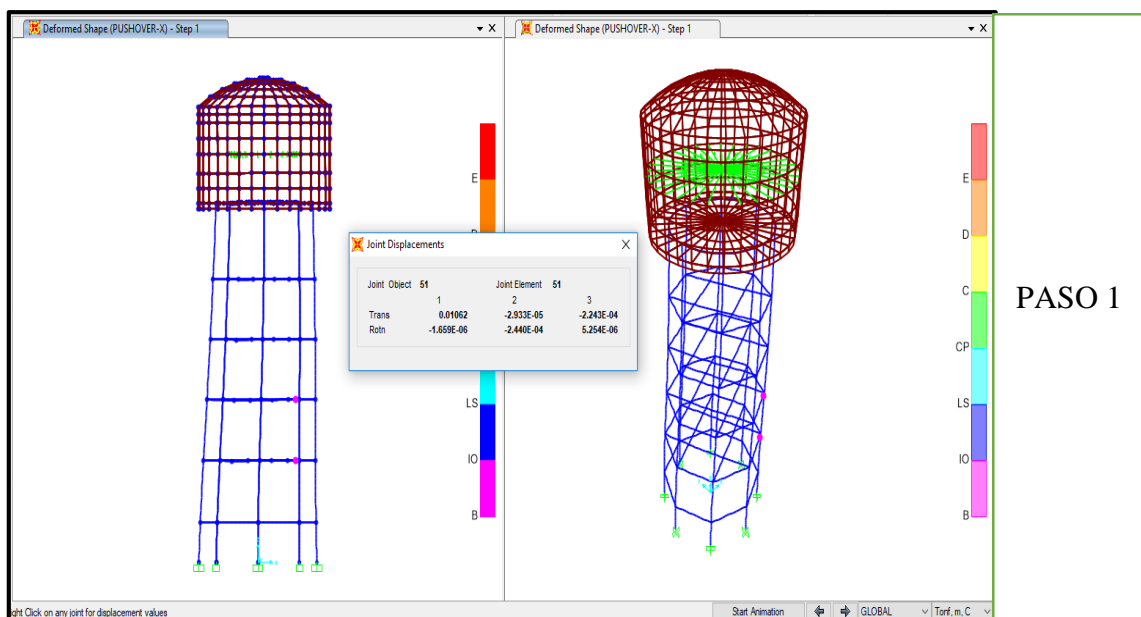
Gráfico 97. Modos de vibración R3

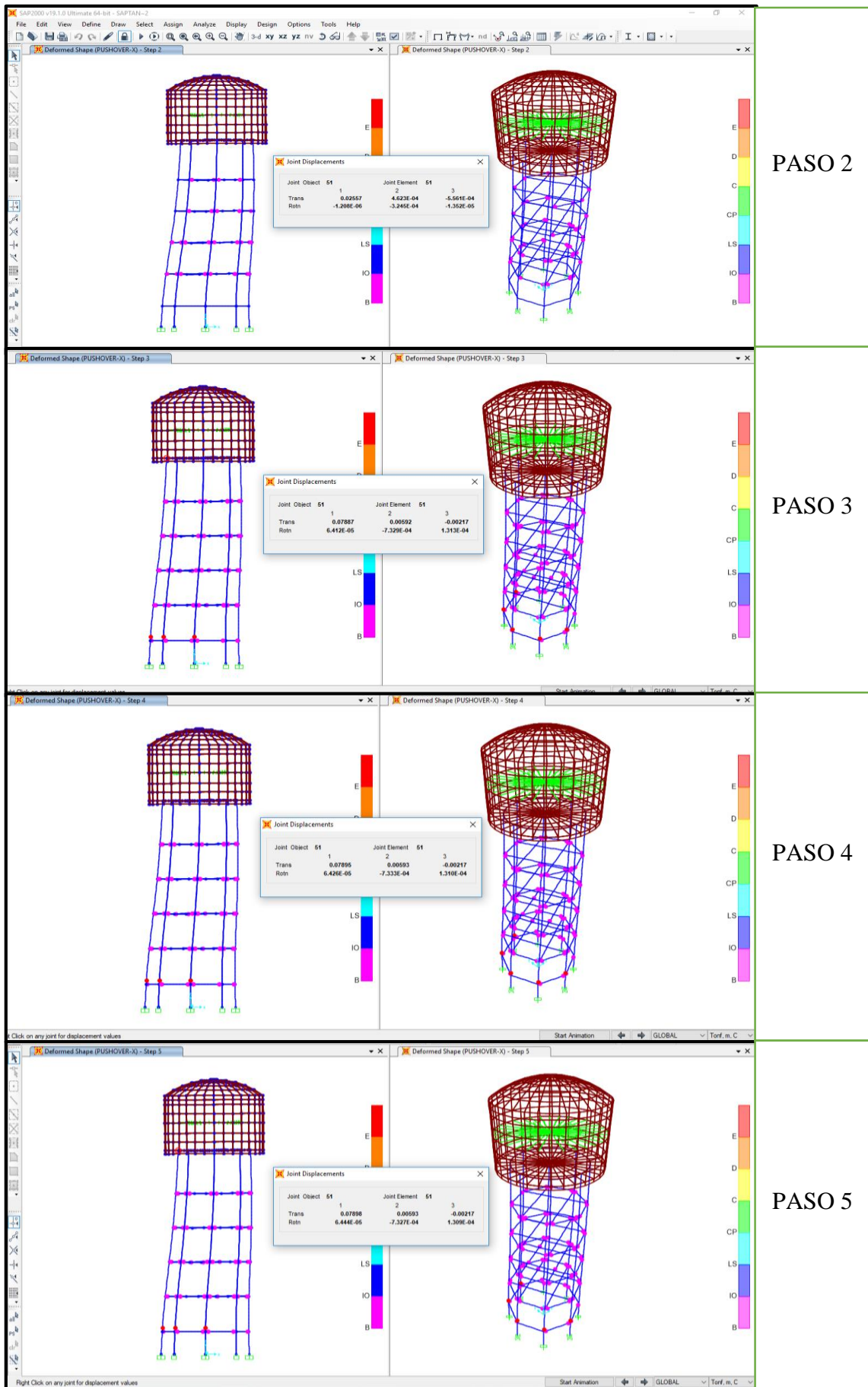
6.8 Formación de rotulas plásticas

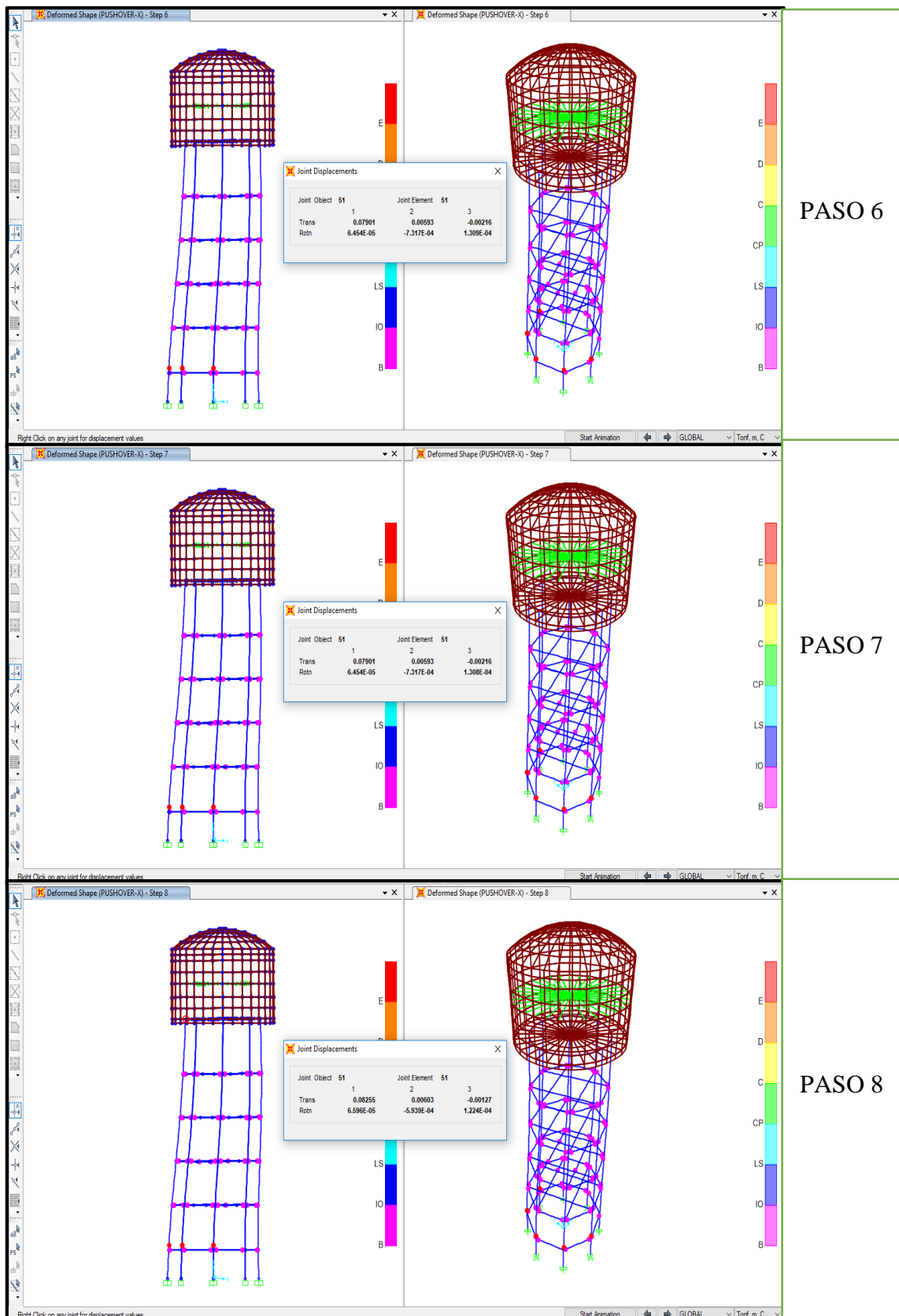
Se muestra la secuencia de la formación de las rótulas plásticas en los miembros, de los reservorios de la tesis, donde se aprecia la formación de estas y los estados de deformación.

6.8.1 Secuencia de formación de rótula en el reservorio R2.

En el primer paso se muestra la estructura sin llegar a la formación de rotulas en las vigas, para los pasos 2 a 8 se muestra el comportamiento a través de la presencia de rotulas plásticas, hasta llevar a la estructura a un estado de colapso.

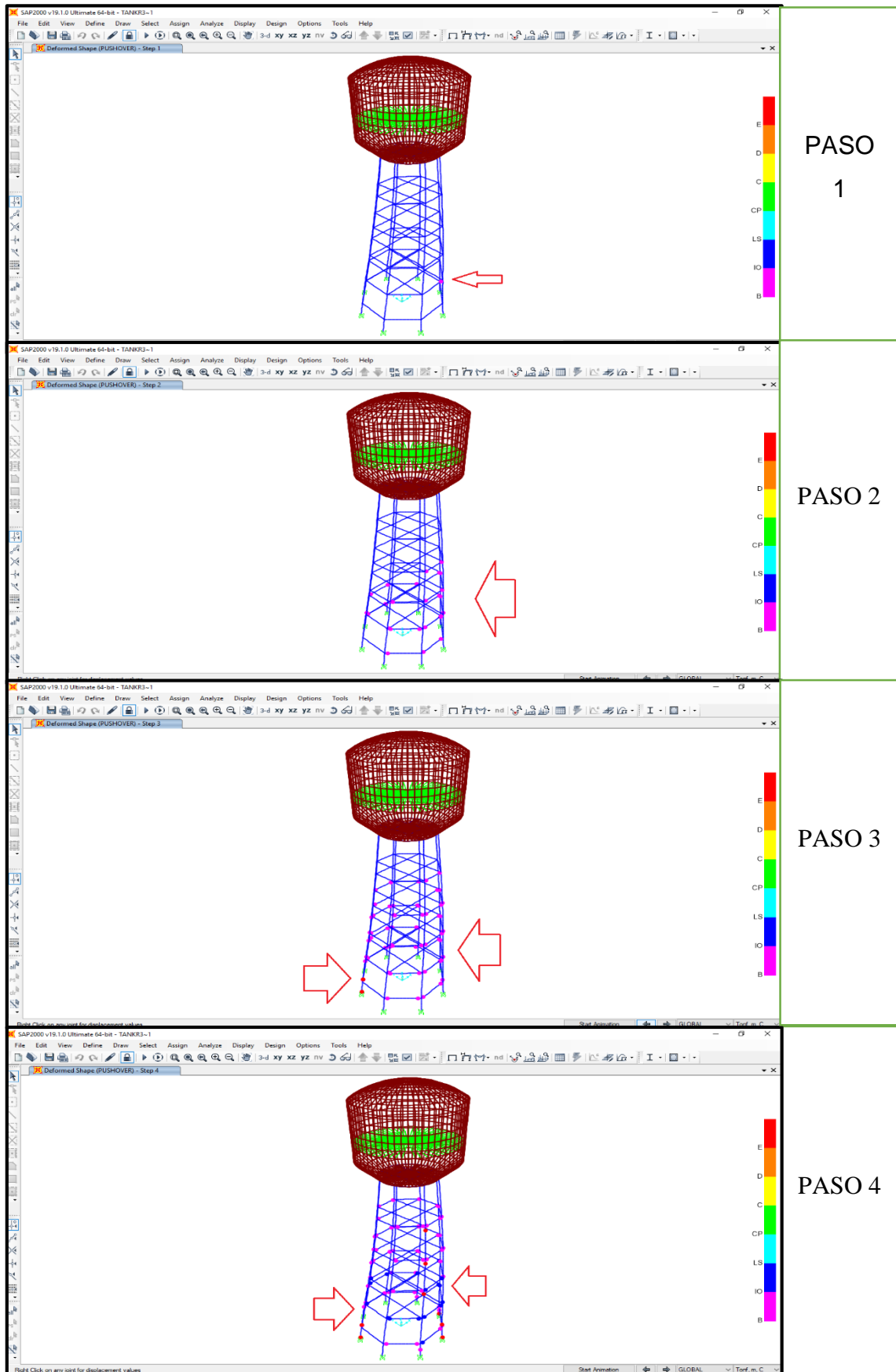


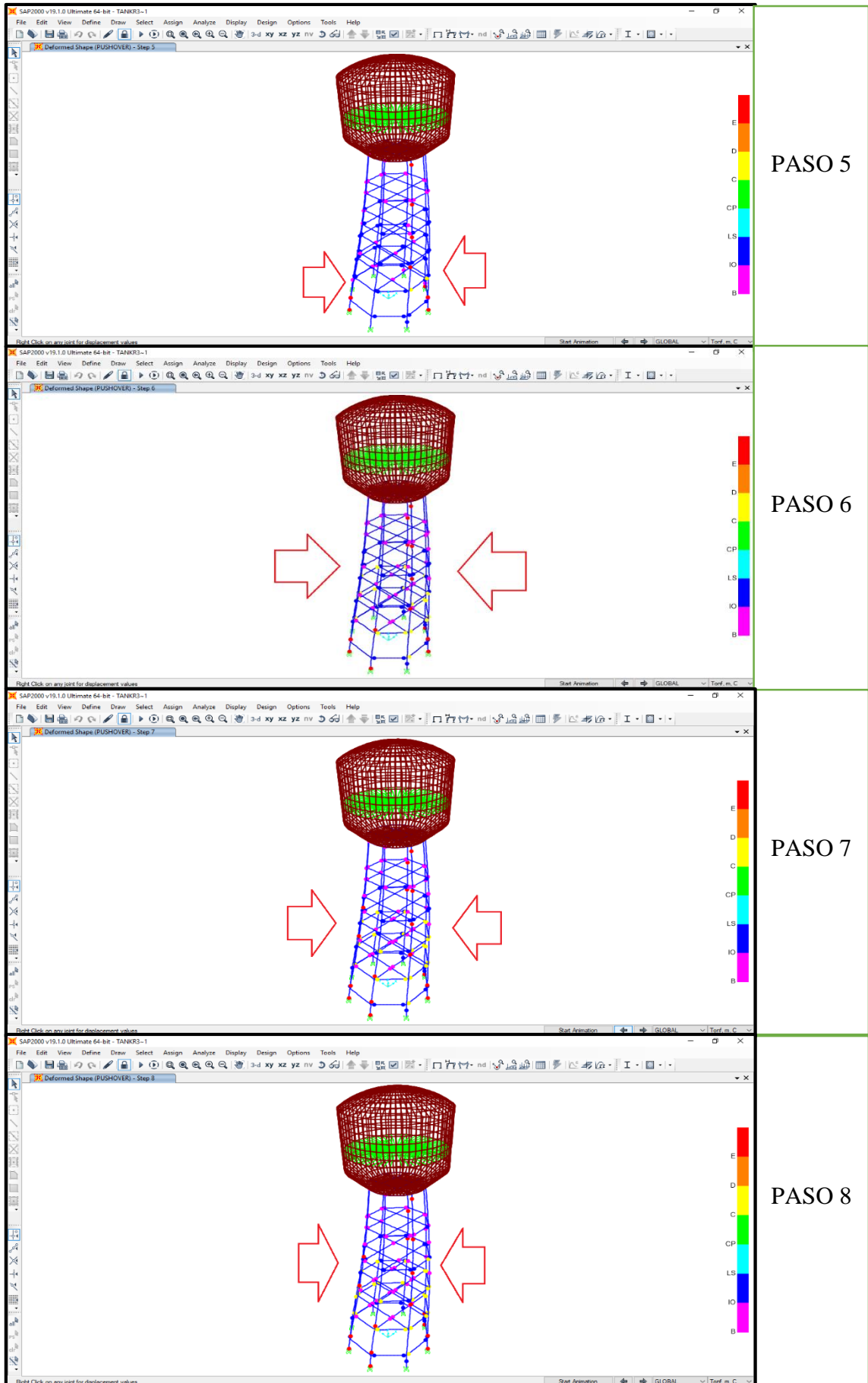


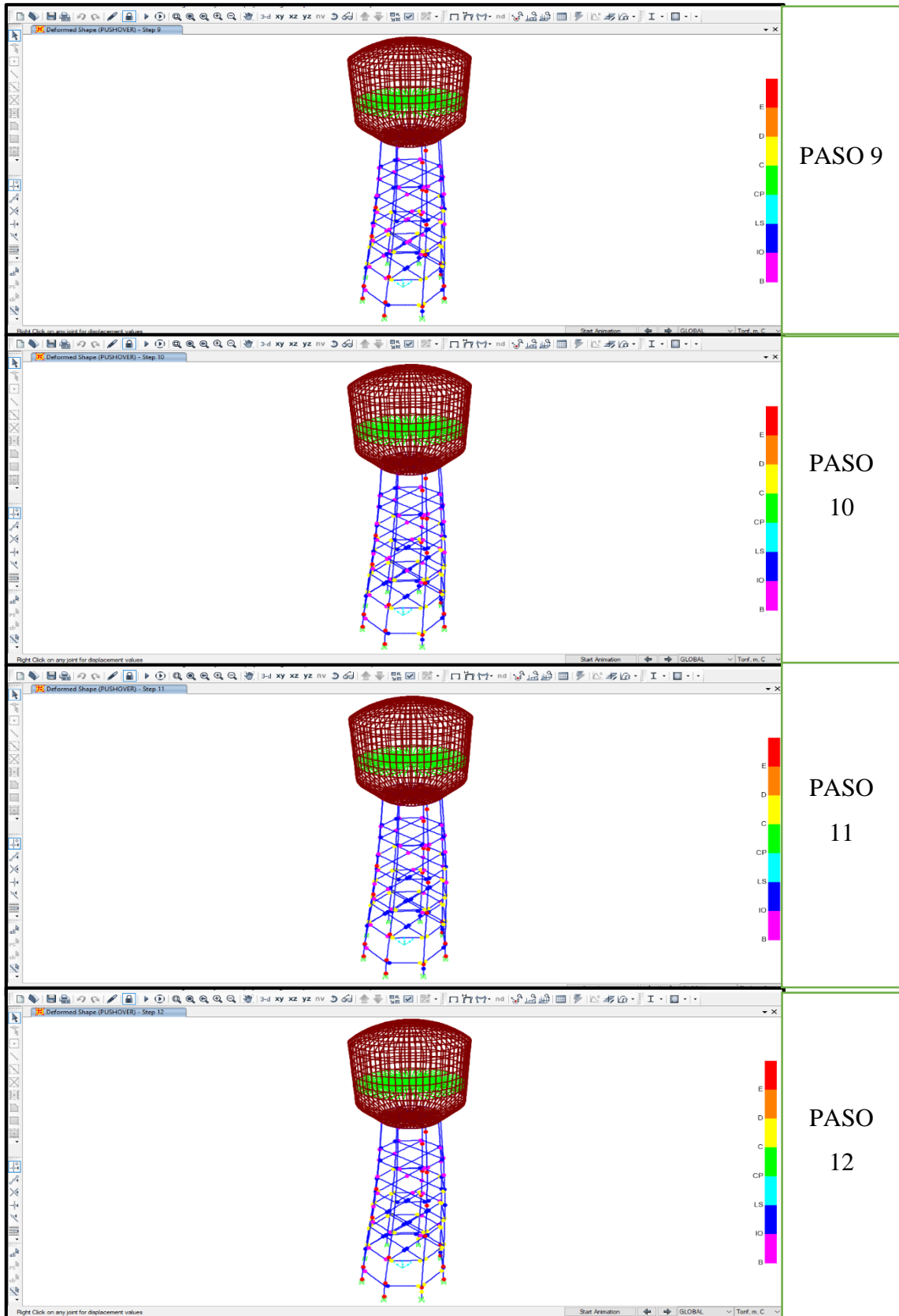


Cuadro 44. Formación de rótulas en reservorio R2.

6.8.2 Secuencia de formación de rótula en el reservorio R3.







Cuadro 45. Formación de rótulas en reservorio R3.

6.9 Panel fotográfico

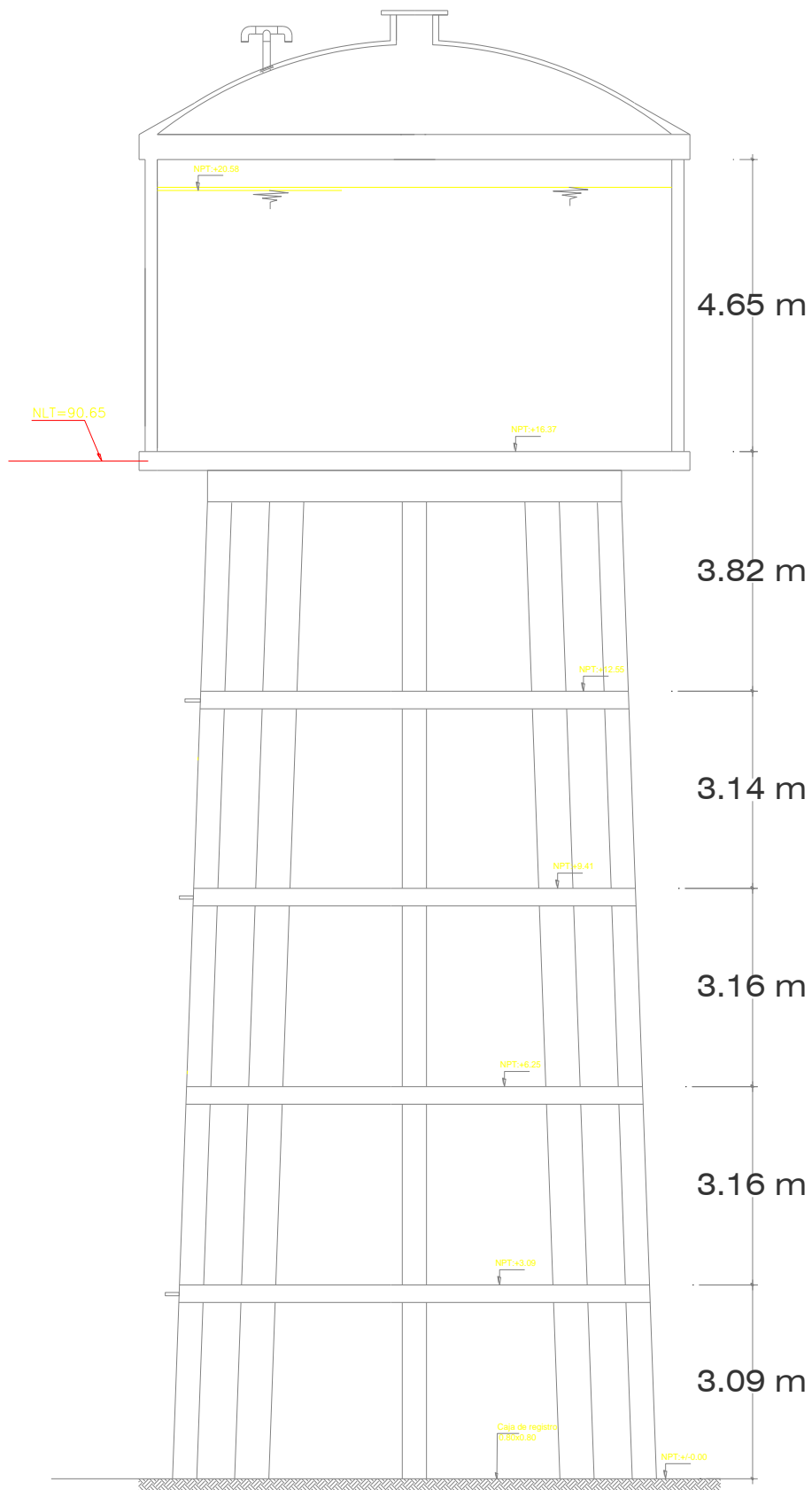


Gráfico 98. Fotografía de reservorio R-2

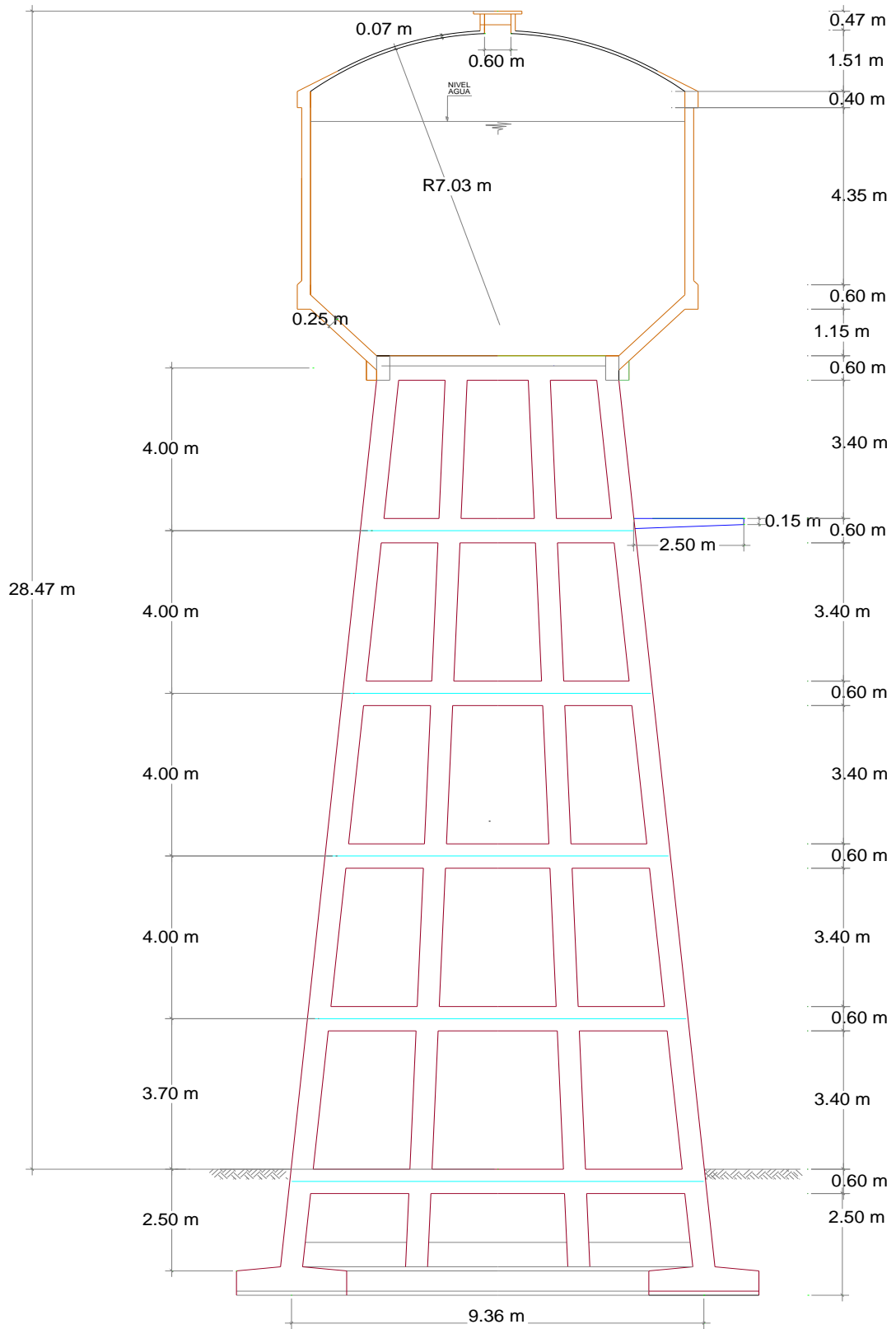


Gráfico 99. Fotografía de reservorio R-3

6.10 Planos



Reservorio R-2, existente con capacidad de 165 m³.



Reservorio R-3, existente con capacidad de 300 m^3 .