



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO DE PUNO

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA LÍQUIDO- ESTRUCTURA-SUELO EN EL DISEÑO SÍSMICO DE RESERVORIOS APOYADOS EN LA CIUDAD DE PUNO

TESIS

PRESENTADA POR:

EBER NOEL RODRIGUEZ HUISA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

PUNO – PERÚ

2019



DEDICATORIA

A Dios por darme el milagro de la vida, por estar siempre guiando e iluminando mi camino hacia cada objetivo personal y por siempre proteger de mi familia.

A mis padres Ignacio Rodríguez Quispe y Santusa Huisa Quispe, quienes, con su ejemplo y sus consejos, me formaron para asumir retos y supieron inculcar en mi persona valores y principios para ser perseverante y responsable en el trabajo.

A mis hermanos David Japhet y Mary Inés, que siempre estuvieron guiándome y acompañándome en cada etapa importante de mi vida personal.

A Yuri Luz y mi adorada hija Emma Isabel Amaia, por ser el motivo de cada uno de mis logros, por apoyarme y comprenderme en cada obstáculo de la vida.

Eber Rodríguez



AGRADECIMIENTOS

A nuestra alma mater Universidad Nacional del Altiplano, y especialmente a la Facultad de Ingeniería Agrícola, Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola que por medio de los docentes que impartieron en mi persona sus conocimientos para mi formación profesional.

Al Dr. German Belizario Quispe, Dr. Edilberto Velarde Coaquira, M. Sc. Teófilo Chirinos Ortiz y al M. Sc. Roberto Alfaro Alejo a quienes expreso mi más sincero y afectuoso agradecimiento por el permanente apoyo, valiosas enseñanzas y correcciones que han constituido en el pilar fundamental del presente trabajo de investigación.

Al Ing. Juan Carlos Jiménez Condori, a quien expreso mi más sincero y afectuoso agradecimiento por compartir sus conocimientos, sin los cuales la elaboración de la tesis no hubiera sido posible.

Eber Rodriguez



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN..... 12

ABSTRACT..... 13

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 15

1.1.1 Problema general 16

1.1.2 Problemas específicos 16

1.2 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN..... 17

1.3 HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN 18

1.3.1 Hipótesis general..... 18

1.3.2 Hipótesis específicas 18

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN 19

1.4.1 Objetivo general..... 19

1.4.2 Objetivos específicos 19

CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN 20

2.1.1 Antecedentes internacionales..... 20

2.1.2 Antecedentes nacionales 21



2.1.3	Antecedentes locales	22
2.2	MARCO TEÓRICO.....	22
2.2.1	Normativa nacional para los parámetros sísmicos E.030-2018	22
2.2.1.1	Zonificación (Z).....	23
2.2.1.2	Condiciones geotécnicas (S).....	24
2.2.1.3	Parámetros de sitio (S, Tp y TL)	25
2.2.2	Interacción líquido–estructura	26
2.2.2.1	Modelo dinámico en reservorios	27
2.2.2.2	Presiones hidrostáticas.....	28
2.2.2.3	Presiones hidrodinámicas	29
2.2.3	Interacción suelo – estructura	31
2.2.3.1	Modelo de Winkler.....	33
2.2.3.2	Estudio de mecánica de suelos	35

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	ÁREA DE ESTUDIO	36
3.2	MATERIALES	37
3.2.1	Tipo de investigación.....	37
3.2.2	Nivel de investigación	37
3.2.3	Método de investigación.....	37
3.2.4	Población y muestra.....	38
3.2.5	Técnicas e instrumentos de recolección de información	38
3.2.5.1	Técnicas	38
3.2.5.2	Instrumentos	39
3.3	MÉTODO.....	39
3.3.1	Análisis de interacción liquido-estructura-suelo en reservorios	39
3.3.1.1	Fuerza dinámica lateral.....	39



3.3.1.2	Corte basal	40
3.3.1.3	Momento de volteo.....	40
3.3.1.4	Respuesta sísmica de coeficientes C_i , C_c y C_t	41
3.3.1.5	Coficiente efectivo de masas \mathcal{E}	42
3.3.1.6	Variación de interacción líquido-estructura-suelo en reservorios	43
3.3.2	Análisis de Interacción líquido-estructura en reservorios circulares	43
3.3.2.1	Masas equivalentes de líquidos acelerados	43
3.3.2.2	Alturas impulsivas y convectivas EBP.....	44
3.3.2.3	Alturas impulsivas y convectivas IBP.....	44
3.3.2.4	Periodo de vibración impulsiva T_i	45
3.3.3	Análisis de interacción líquido-estructura en reservorios rectangulares ..	45
3.3.3.1	Masas equivalentes de líquidos acelerados	45
3.3.3.2	Alturas impulsivas y convectivas EBP.....	45
3.3.3.3	Alturas impulsivas y convectivas IBP.....	46
3.3.3.4	Periodo de vibración convectiva T_c	46
3.3.4	Determinación de las características del suelo en el análisis sísmico.....	46
3.3.4.1	Cortante del suelo (Peg)	47

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	48
4.1.1	Análisis de interacción líquido-estructura en reservorios circulares	48
4.1.1.1	Cortante basal en reservorios apoyados circulares	48
4.1.1.2	Momento de volteo en reservorios apoyados circulares.....	49
4.1.1.3	Oscilación máxima en reservorios apoyados circulares.....	51
4.1.1.4	Variación del análisis sísmico en reservorios circulares.....	52
4.1.2	Análisis de interacción líquido-estructura en reservorios rectangulares ..	53
4.1.2.1	Cortante basal en reservorios apoyados rectangulares	53



4.1.2.2	Momento de volteo en reservorios apoyados rectangulares.....	55
4.1.2.3	Oscilación máxima en reservorios apoyados rectangulares.	56
4.1.2.4	Variación del análisis sísmico en reservorios rectangulares.	58
4.1.3	Determinación de las características del suelo en el análisis sísmico.....	59
4.1.3.1	Cortante de suelo en reservorios circulares y rectangulares.....	59
4.2	DISCUSIÓN.....	60
V.	CONCLUSIONES.....	62
VI.	RECOMENDACIONES.....	63
VII.	REFERENCIAS.....	64
ANEXOS.....		69
Anexo A:	Estudio de mecánica de suelo de los reservorios	69
Anexo B:	Parámetros de zona sísmica	73
Anexo C:	Espectros de diseño sísmico.....	73
Anexo D:	Propiedades de los materiales	74
Anexo E:	Parámetros en reservorios circulares.....	75
Anexo F:	Parámetros en reservorios rectangulares	77
Anexo G:	Parámetros del suelo de fundación	80
Anexo H:	Modelo matemático para reservorios apoyados.....	81

Área : Ingeniería y Tecnología

Línea : Ingeniería de Infraestructura Rural

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 14 de junio 2019



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Factor de zona sísmica.....	24
Tabla 2.	Clasificación de los perfiles del suelo.....	24
Tabla 3.	Factor del suelo "S"	25
Tabla 4.	Periodo "Tp" y "TL" en factor del suelo.....	25
Tabla 5.	Coefficiente de Balasto en kg/cm^2	34
Tabla 6.	Variación de análisis sísmico en reservorios circulares.....	52
Tabla 7.	Variación de análisis sísmico en reservorios rectangulares.....	58
Tabla 8.	Parámetros del estudio de mecánica de suelos.	72
Tabla 9.	Parámetros sísmicos de la zona 3.	73
Tabla 10.	Propiedades de los materiales.	74
Tabla 11.	Cortante basal en reservorios circulares con código ACI 350.....	75
Tabla 12.	Cortante basal en reservorios circulares con norma NTE E.030.	75
Tabla 13.	Momento volteo en reservorios circulares con ACI 350.	75
Tabla 14.	Momento de volteo en reservorios circulares con NTE E.030.....	76
Tabla 15.	Altura de oscilación máxima en reservorios circulares con ACI 350.....	76
Tabla 16.	Altura de oscilación máxima en reservorios circulares con NTE E.030	76
Tabla 17.	Cortante basal en reserv. rectangulares con código ACI 350 (dir. X-X).....	77
Tabla 18.	Cortante basal en reserv. rectangulares con código ACI 350 (dir. Y-Y).....	77
Tabla 19.	Cortante basal en reserv. rectangulares con NTE E.030 (dir. X-X).	77
Tabla 20.	Cortante basal en reserv. rectangulares con NTE E.030 (dir. Y-Y).	78
Tabla 21.	Momento de volteo en reserv. rectangulares con ACI 350 (dir. X-X).	78
Tabla 22.	Momento de volteo en reserv. rectangulares con ACI 350 (dir. Y-Y).	79
Tabla 23.	Momento de volteo en reserv. rectangulares con NTE E.030 (dir. X-X)	79
Tabla 24.	Momento de volteo en reserv. rectangulares con NTE E.030 (dir. Y-Y)	79



Tabla 25. Altura de oscilación máxima en reserv. rectangulares con ACI 350.....	80
Tabla 26. Altura de oscilación máxima en reserv. rectangulares con NTE .030.	80
Tabla 27. Cortante de suelo en reservorios circulares.	80
Tabla 28. Cortante de suelo en reservorios rectangulares.....	80



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Modelo dinámico de reservorios, con soporte rígido sobre el suelo	27
Figura 2.	Distribución simplificada de la presión hidrodinámica en muro circular ..	30
Figura 3.	Distribución de la presión hidrodinámica en muro rectangular	30
Figura 4.	Esquema espectral de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada.....	33
Figura 5.	Ubicación de los reservorios existentes para la investigación	36
Figura 6.	Respuesta de espectro de diseño	41
Figura 7.	Cortante basal en reservorios circulares.....	48
Figura 8.	Variación de cortante basal en reservorios circulares	49
Figura 9.	Momento de volteo en reservorios circulares	50
Figura 10.	Variación de momento de volteo en reservorios circulares	50
Figura 11.	Oscilación máxima en reservorios circulares.....	51
Figura 12.	Variación de la oscilación máxima en reservorios circulares	52
Figura 13.	Cortante basal en reservorios rectangulares	54
Figura 14.	Variación de cortante basal en reservorios rectangulares	54
Figura 15.	Momento de volteo en reservorios rectangulares.....	55
Figura 16.	Variación de momento de volteo en reservorios rectangulares.....	56
Figura 17.	Oscilación máxima en reservorios rectangulares	57
Figura 18.	Variación de la oscilación máxima en reservorios rectangulares	58
Figura 19.	Interpretación de cortante de suelo (ISE).....	59
Figura 20.	Variación de cortante de suelo en reservorios apoyados (ISE).....	60
Figura 21.	Espectro de respuesta sísmica ACI 350	74
Figura 22.	Espectro de respuesta sísmica NTE E.030.....	74



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

- ACI** : American concrete institute.
- ASCE** : American society of civil engineers.
- Dmax** : Oscilación máxima, medida desde la altura del líquido hasta el resto.
- EBP** : Presión basal excluida, sobre la cara interna del muro del reservorio.
- IBP** : Presión basal incluida, desde la base del reservorio.
- NTE** : Norma técnica de edificaciones.
- PCA** : Portland cement association.
- V** : Cortante basal horizontal total.



RESUMEN

Los reservorios apoyados son estructuras muy importantes que no pueden fallar durante y después de un evento sísmico, puesto que en Perú no se cuenta con una norma específica de diseño sísmico de reservorios, en ese sentido la presente investigación fue realizada teniendo como objetivo principal analizar la interacción líquido-estructura-suelo en el diseño sísmico de reservorios apoyados en la ciudad de Puno. El análisis se realizó con reservorios de 2500, 1150 y 660 metros cúbicos de capacidad, ubicados en un suelo intermedio al que se hizo el ensayo de laboratorio de mecánica de suelos para el análisis de interacción suelo-estructura por ser estructuras con base empotrada y por lo tanto se trabajó con el modelo de Winkler y el coeficiente de balasto, así mismo, los cálculos fueron obtenidos mediante el ACI 350.3-06, el más reconocido y adaptado a nivel internacional, el cual trabaja con el modelo mecánico equivalente de Housner de 1963. Los resultados obtenidos están en función del espectro de diseño sísmico con el código ACI 350.3-06 y con la E.030-2018. En conclusión, la interacción líquido-estructura-suelo en los reservorios apoyados, tiene una variación considerable para diseño sísmico del ACI 350.3-06 y la E.030-2018, teniendo estas un promedio de 30.11% en reservorios circulares y 34.26% en reservorios rectangulares, estando en función a las características del suelo de fundación.

Palabras clave: Análisis, estructura, interacción, mecánico, reservorio.



ABSTRACT

The supported reservoirs are very important structures that cannot fail during and after a seismic event, since in Peru there is no specific norm for seismic design of reservoirs, in this sense the present investigation was carried out taking into account the main objective liquid-structure-soil interaction analysis in the seismic design of supported reservoirs in the city of Puno. The analysis was carried out with reservoirs of 2,500, 1,150 and 660 cubic meters of capacity, determined in an intermediate soil to which the soil mechanics laboratory test was carried out for the analysis of soil-structure interaction as they are structures with embedded base and by Therefore, it was established with the Winkler model and the ballast coefficient, likewise, the parameters were modified through the ACI 350.3-06, the most recognized and adapted internationally, which works with Housner's equivalent mechanical model from 1963. The available results are based on the seismic design spectrum with the ACI code 350.3-06 and with the E.030-2018. In conclusion, the liquid-structure-soil interaction in the supported reservoirs has considerable variation for the seismic design of the ACI 350.3-06 and the E.030-2018, with these averaging 30.11% in circular reservoirs and 34.26% in rectangular reservoirs, depending on the characteristics of the foundation soil.

Keywords: Analysis, structure, interaction, mechanical, reservoir.



CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

Es de conocimiento general que hasta la actualidad el Perú no cuenta con normativa específica para el análisis dinámico de reservorios, la única existente y que no da mayores sugerencias frente a estas estructuras es la norma sismoresistente E.030-2018 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Por lo general varios códigos y normas de diferentes países adoptan el modelo de masa-resorte desarrollado por Housner en los años 60's. Este método es un modelo simplificado, que, para aquellos años, ante la limitación de herramientas de cálculos complejos, era muy aceptable.

Se desarrolla el modelo de Housner para dar solución a los reservorios de 2500, 1150 y 660 metros cúbicos, cuyas dimensiones serán adaptadas de acuerdo a las normas con las que se trabajará. Se considera la propuesta de reservorio circular y otra de reservorio rectangular de concreto armado, en la ciudad de Puno.

Dentro del grupo de obras de ingeniería, que existen en nuestro país, se puede mencionar que los reservorios de almacenamiento de agua potable, son estructuras que frente a desastres naturales deben seguir operativas para salvaguardar y dar salida frente a casos críticos post sismo. Puesto que es una verdad que constantemente estamos expuestos a catástrofes naturales, tales como los sismos, y para dar una solución frente a eso y no parar en los proyectos de envergadura, se tiene que tomar medidas ante ello, por lo tanto, se tiene que analizar de forma más compleja la metodología de análisis que nos permita determinar con mayor exactitud los sobreesfuerzos que se generan por la presencia de una excitación externa.



1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Perú se encuentran dentro del cinturón de fuego del pacífico, debido a la fricción que genera la placa de Nazca, por lo que existe una alta probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico de magnitud considerable, como, por ejemplo, el terremoto de Pisco en el año 2007, lo cual trajo como consecuencia de la falla de cuatro reservorios elevados que quedaron inoperativos debido a daños en la estructura de soporte (Huaranga, 2015).

El peligro sísmico, que en un futuro se espera en un lugar puede ser determinado utilizando métodos determinísticos y probabilísticos, en estas condiciones para el diseño apropiado de estructuras sismorresistentes, considerando todos los factores de seguridad, es necesario conocer el ambiente natural del área (IGP, 2014).

En el Perú, el análisis del comportamiento hidrodinámico de reservorios apoyados, se realiza de una forma no muy minuciosa, lo cual trae consigo el no considerar las características hidrodinámicas que un sismo induce al agua almacenada, por lo tanto, es de vital importancia tomar en cuenta esas características para considerar los sobreesfuerzos para realizar un correcto análisis de la interacción líquido-estructura-suelo (Tunque, 2018).

Los reservorios apoyados ya sean circulares o rectangulares, son estructuras para el almacenamiento de líquidos, de vital importancia para la humanidad, debido al uso poblacional para el que son destinados, es por eso que son clasificados como estructuras esenciales y cuyo funcionamiento no debe interrumpirse después de un evento sísmico. Adicionalmente la E.030 ha tenido un cambio fundamental en cuanto a la zonificación sísmica, anteriormente en 2003 se tenían tres zonas sísmicas, siendo la zona 3 considerada



con más alta sismicidad, con la actualización de la E.030 del 2018 el Perú se divide en cuatro zonas sísmicas, donde Puno pertenece a las zonas 1, 2 y 3 (MVCS, 2016).

Los reservorios de la ciudad de Puno con datos proporcionados del EMSA PUNO, tienen una vida útil que ya se ha culminado en años anteriores, así mismo, los diseños están sujetos a normas de otro tipo de estructuras, es por esto que se consideró realizar una investigación que evalué la interacción líquido-estructura-suelo de los reservorios apoyados, utilizando el modelo matemático de Housner (1963), y la aplicación del diseño sísmico del ACI 350.3-06 y la E.030-2018. Adicional a esto, se puede resaltar que en el Perú no existe una metodología para analizar reservorios apoyados, a pesar de ser clasificados como estructuras esenciales, y tomar diseños adaptados a estructuras de edificaciones, sin embargo, estas no tienen un comportamiento similar a edificaciones. Además, los parámetros del espectro de diseño que se desarrollan con la E.030-2018, tal como se indica en su texto están con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, es por esto que su aplicación no puede ser directa en el diseño matemático con el ACI 350.3-06, sino que es necesario obtener una equivalencia de dichos parámetros para su respectivo diseño sísmico.

1.1.1 Problema general

¿Cuál diferencia en el análisis de la interacción dinámica líquido-estructura-suelo en el diseño sísmico entre el ACI 350 y la NTE E.030 de reservorios apoyados circulares y rectangulares en la ciudad de Puno?

1.1.2 Problemas específicos

- ¿Cuál es diferencia en el análisis de la interacción dinámica líquido-estructura en el diseño sísmico de reservorios apoyados circulares entre el ACI 350 y la NTE E.030?



- ¿Cuál es diferencia en el análisis de la interacción dinámica líquido-estructura en el diseño sísmico de reservorios apoyados rectangulares entre el ACI 350 y la NTE E.030?
- ¿Cuáles son las características del suelo que intervienen en el análisis sísmico de la interacción líquido-estructura-suelo en los reservorios apoyados de 2500 m³, 1150 m³ y 660 m³ de la ciudad de Puno?

1.2 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En la actualidad no se conoce a ciencia cierta la magnitud, ni ubicación ni fecha de donde se presentará un evento sísmico, es por esto que las normas establecidas están elaboradas en función a los antecedentes estadísticos, por lo tanto, los datos que se propician en cada norma son aproximados. En ese sentido la ciudad de Puno donde se plantea el estudio, según la norma NTE E.030-2018 tiene una zonificación sísmica de Z2; teniendo en cuenta el riesgo sísmico que representa es de alto riesgo, con antecedentes considerables, según los reportes del instituto geofísico del Perú se puede mencionar el sismo del año 1650 de grado 7.2 en la escala de Richter, en el año 1928 de grado 6.9 y por último en 2019 con grado de 7.0, todos estos en orden V en la escala de Mercalli, que representa el grado de poco fuerte.

El diseño sísmico de reservorios apoyados fundamenta las presiones hidrodinámicas impulsiva y convectiva, mismos temas que son relevantes en la actualidad, mientras que en el Perú la norma sismorresistente NTE E.030-2018 no fundamenta el análisis para este tipo de estructuras, sin embargo, se presentan parámetros para la inclusión del espectro de diseño. Teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, mediante esta investigación se logró encontrar la variación de la interacción líquido-estructura-suelo en el diseño sísmico en reservorios apoyados circulares y rectangulares



con distinción en volúmenes al considerar espectros de diseño del ACI 350.3-06 y la E.030-2018, con la aplicación matemática del modelamiento de masas y resortes propuesto por George Housner (1963), asimismo, habiendo usado la metodología propuesta con la norma del ACI 350.3-06 de forma correcta.

Después de haber realizado el análisis para el problema planteado, esto servirá para los profesionales que se desempeñan en proyectos de sistemas de agua potable y específicamente a EMSA PUNO que es el ente encargado del diseño y cálculo de reservorios apoyados en la ciudad de Puno, tendrán un criterio adecuado en cuanto a la aplicación del espectro de diseño sísmico y variación de la interacción líquido-estructura-suelo de este tipo de estructuras que son los reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes, con el fin de garantizar la seguridad estructural frente a una excitación sísmica de magnitud considerable.

1.3 HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

1.3.1 Hipótesis general

El análisis de interacción dinámica líquido-estructura-suelo reservorios apoyados en la ciudad de Puno con diferentes volúmenes varía en función a la aplicación de aceleraciones espectrales.

1.3.2 Hipótesis específicas

- El análisis de interacción líquido-estructura en el diseño sísmico de reservorios apoyados circulares varía en función a las aceleraciones espectrales del ACI 350 y la NTE E.030-2018.
- El análisis de interacción líquido-estructura en el diseño sísmico de reservorios apoyados rectangulares varía en función a las aceleraciones espectrales del ACI 350 y la NTE E.030-2018.



- Las características del suelo que intervienen en el análisis sísmico de la interacción líquido-estructura-suelo, es el contenido de humedad, granulometría, límite líquido, plasticidad y capacidad admisible.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 Objetivo general

Analizar la interacción dinámica líquido-estructura-suelo en el diseño sísmico de reservorios apoyados circulares y rectangulares de diferentes volúmenes en la ciudad de Puno.

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar la interacción dinámica líquido-estructura en el diseño sísmico de reservorios apoyados circulares de 2500 m³, 1150 m³ y 660 m³ con el ACI 350 y la NTE E.030 de la ciudad de Puno.
- Analizar la interacción dinámica líquido-estructura en el diseño sísmico de reservorios apoyados rectangulares de 2500 m³, 1150 m³ y 660 m³ con el ACI 350 y la NTE E.030 de la ciudad de Puno.
- Determinar las características del suelo que interviene en el análisis sísmico de interacción líquido-estructura-suelo en los reservorios apoyados de la ciudad de Puno.



CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1 Antecedentes internacionales

Los reservorios de almacenamiento desde hace más de 50 años han sido estudiados, resaltando el aporte entre tantos y el más importante el modelo simplificando mediante masas y resortes, a fin de representar las presiones hidrodinámicas desarrolladas, al momento de que un fluido almacenado es sujeto a aceleraciones horizontales (Housner, 1963).

Chaduvula (2013), en su investigación en la India: Efectos de la interacción fluido-estructura-suelo en el comportamiento sísmico de los reservorios de agua elevados, concluye que, debido a la no linealidad de la estructura de acero considerada para el tanque elevado, la presión impulsiva disminuye conforme aumenta la aceleración de la base mientras la presión convectiva se incrementa.

Deepak (2016), en su investigación en la India: Estudio comparativo del análisis dinámico de reservorios de líquido rectangulares usando disposiciones de códigos, concluye que los valores del comportamiento sísmico, considerando la componente impulsiva y convectiva, obtenidos con la norma IS 1893 parte 2, los resultados son más críticos que los de la norma IS 3370-1967 IV.

Li y Wang (2012), en su investigación en China: Solución complementaria y exacta de un modelo mecánico equivalente para un fluido de chapoteo en un tanque rectangular, concluye así expresiones para el cálculo del chapoteo del agua, las cuales muestran una mayor aproximación al modelo de Housner.



Moslemi y Kianoush (2012), realizan un estudio paramétrico en el comportamiento dinámico de reservorios circulares apoyados, concluyendo así que el procedimiento de elementos finitos se puede emplear con más precisión en el análisis de reservorios circulares, puesto que en comparación con la norma ACI 350.03-06, se obtuvo que las presiones convectivas tienen un alto grado de aproximación, mientras que en la distribución de presiones impulsiva la norma es más conservadora.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Cuando un reservorio con agua vibra, el líquido ejerce una presión hidrodinámica impulsiva y convectiva sobre las paredes del reservorio y la losa de fondo. Para incluir el efecto de la presión hidrodinámica en el análisis, el reservorio puede ser idealizado por un modelo equivalente de masas y resortes, que incluye el efecto de interacción de la pared del reservorio con el líquido. Los parámetros de este modelo dependen de la geometría del reservorio y su flexibilidad (Palomino, 2018).

Hay una incertidumbre en la adopción del valor del coeficiente de reducción de fuerza sísmica, el rango oscila entre 1 y 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. El periodo fundamental del reservorio elevado, puede tomarse satisfactoriamente igual al periodo de la masa móvil del agua, modelada en la cuba empleando el sistema mecánico equivalente simplificado de Housner (Nuñez, 2011).

Acero y Mejía (2005), en su investigación: Análisis dinámico de reservorios superficiales circulares y rectangulares, en la que emplean del modelo de Housner bajo las premisas de la norma ACI 350.3-01, concluyendo que la presión hidrodinámica se



incrementa en un 40 % como máximo en condiciones de servicio, por ello, no debe ser ignorado en el diseño de reservorios superficiales.

2.1.3 Antecedentes locales

Miranda D. (2013) en la tesis: Modelamiento sísmico para un reservorio elevado de 3000 m³, realizó un análisis sísmico del reservorio mediante el sistema mecánico equivalente simplificado con el cual hizo una comparación de un análisis modal y un análisis estático en función a sus fuerzas de diseño, donde concluye que el análisis sísmico que se efectuó tiene mayor ventaja para analizar este tipo de estructuras.

Vargas E. (2015) en su tesis: Estudio sísmico en el diseño del reservorio circular apoyado R-8 capacidad 3000 m³ para la ciudad de Juliaca, realiza un diseño de un reservorio con el uso de la norma ACI 350.3-01 y el modelamiento en Sap2000 para el mismo, concluyendo así que la interacción hidrodinámica líquido-estructura puede fácilmente contemplarse utilizando modelos dinámicos con el código ACI 350 y con el modelo de masas y resortes.

2.2 MARCO TEÓRICO

2.2.1 Normativa nacional para los parámetros sísmicos E.030-2018

Quezada W. y Salinas A. (2014), indican que nuestra norma resalta las condiciones mínimas para un comportamiento sísmico acorde con los principios de diseño sismorresistente. Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente norma.

Así mismo, de lo indicado en esta norma, se debe tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico,



tales como: fuego, fuga de materiales peligrosos u otros. Cuando se analizan los reservorios, se debe tener un criterio en donde tenga un sistema compuesto por mínimo dos materiales (líquido contenido, y la estructura contenedora) y que por tanto estos elementos tienen diferentes características y comportamientos (RNE, 2018).

A continuación, se mencionan las normas que actualmente contienen una amplia información específicamente para el análisis de reservorios, y que anteriormente fueron mencionadas.

- a. ACI 350.3-06 (USA)
- b. IBC 2012 (USA)
- c. UBC 97 (USA)
- d. ASCE/SEI 7-2016 (USA)

La norma con la que se trabajó es el ACI 350.3-06, puesto que es aquella que sintetiza la amplia información de los otros estándares debido a que cada sección se comenta por estos. Sus conceptos detallan sobre el comportamiento dinámico del líquido contenido la cual es considerado importante para el análisis de este tipo de estructuras.

2.2.1.1 Zonificación (Z)

Según el capítulo 2, sección 1 del RNE E.030 – 2018, el territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la figura. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la siguiente tabla. Este 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.

Tabla 1. *Factor de zona sísmica.*

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: NTE E.030.

2.2.1.2 Condiciones geotécnicas (S)

Según el capítulo 2, sección 3 del RNE E.030–2018, para determinar los perfiles de suelo se consideran clasificando la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), o alternativamente para suelos granulares, el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} , obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación.

La clasificación de las condiciones geotécnicas que defina al perfil de suelo se muestra a continuación.

Tabla 2. *Clasificación de los perfiles del suelo.*

Perfil	\bar{V}_s	\bar{V}_{60}	\bar{V}_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		

Fuente: NTE E.030.

2.2.1.3 Parámetros de sitio (S , T_p y T_L)

Según el capítulo 2, Sección 3 del RNE E.030 – 2018, indica que 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 periodos T_p y T_L dados en las siguientes tablas.

Tabla 3. Factor del 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

Fuente: NTE E.030.

Tabla 4. Periodo " T_p " y " T_L " en factor del suelo

	Perfil del suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: NTE E.030.

Obteniendo cada variable con la siguiente denominación:

T_p = Periodo que define la plataforma del espectro

T_L = Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante

- **Factor de amplificación sísmica (C)**

Según el capítulo 2, sección 5 del RNE E.030 – 2018, indica que, de acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones.

Para $T < T_p$, $C = 2.5$

Para $T_p < T < T_L$, $C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$

Para $T > T_L$, $C = 2.5 * \frac{T_p * T_L}{T^2}$



Teniendo cada variable la siguiente denominación:

T = Periodo de la estructura.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo. Sin embargo, estas expresiones solo son específicamente para el comportamiento de una edificación. En los reservorios se debe tener en cuenta que existan dos componentes de amplificación sísmicamente las fuerzas y estas son las ya mencionadas anteriormente como la componente convectiva y la componente impulsiva.

2.2.2 Interacción líquido–estructura

Este fenómeno ocurre cuando un fluido interactúa con una estructura sólida mediante presiones que pueden deformar la estructura y por tanto alternar la configuración del flujo. Pueden clasificarse en tres grupos de interacciones:

- a. Deformación nula: el movimiento de sólidos suspendidos en una matriz líquida.
- b. Deformación constante en flujo continuo: la fuerza constante ejercida por un fluido dentro de un contenedor debido a la fricción viscosa entre las paredes y el líquido transportado.
- c. Oscilatorias: la deformación inducida en la estructura sólida la hace moverse de tal forma que el origen de la deformación es reducido y la estructura regresa a su estado original para que el proceso se repita.

En general la interacción fluido-estructura es un fenómeno complejo de resolver analíticamente por lo cual su estudio suele ser resuelto mediante métodos de análisis de simulación numérica y experimental, con esta finalidad, se utilizan diferentes métodos de

simulación de interacción asistida de software especializado basado en elementos finitos (Pupiales, 2013).

2.2.2.1 Modelo dinámico en reservorios

Según Housner (1963), las presiones asociadas con estas fuerzas se pueden separar en partes impulsivas y conectivas. Las presiones impulsivas no son impulsos en el sentido usual, pero están, asociados con las fuerzas de inercia producidas por aceleraciones de las paredes del reservorio y son directamente proporcionales a estas aceleraciones. Las presiones convectivas son producidas por oscilaciones del fluido y por lo tanto son las consecuencias de las presiones impulsivas.

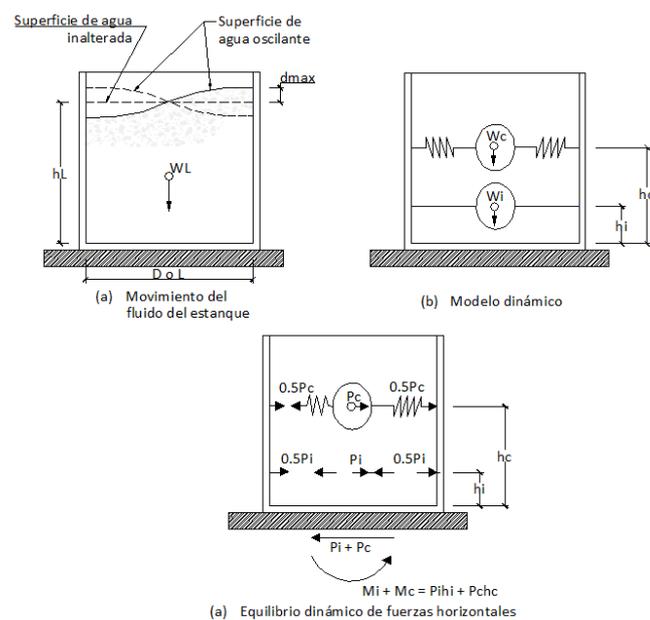


Figura 1. Modelo dinámico de reservorios, con soporte rígido sobre el suelo
Fuente: ACI 350.3-06.

En el modelo mostrado, WL está sujeta rígidamente a las paredes del reservorio a una altura h_i desde el fondo del reservorio, que corresponde a la posición de la resultante de la fuerza impulsiva P_i . Por otro lado, W_i se mueve con las paredes del reservorio, como respuesta al movimiento del suelo (el fluido se asume incomprensible y los desplazamientos de fluidos pequeños). Las presiones impulsivas son generadas por las



aceleraciones sísmicas de los muros del reservorio, es así que la fuerza P_i es igualmente dividida en fuerzas de presión del fluido acelerado hacia las paredes y una fuerza de succión del fluido acelerado hacia fuerza de las paredes. Durante un sismo, la fuerza P_i cambia de dirección muchas veces por segundo, lo que corresponde a un cambio de dirección de la aceleración de la base, el momento volcante generado por P_i es, con frecuencia inefectivo al intentar volcar el reservorio.

W_c es el peso equivalente del fluido oscilante que produce las presiones convectivas en las paredes del reservorio con la fuerza resultante P_c , que actúa a una altura H_c por sobre el fondo del reservorio. En el modelo, W_c está unido a las paredes del reservorio con resortes que producen un periodo de vibración que corresponde al periodo del fluido batiéndose. Las presiones por oscilaciones en las paredes del reservorio son resultados del movimiento del fluido, asociado a la oscilación de la ola. Este periodo de oscilación por sobre todo de la razón de la profundidad del fluido con el diámetro del reservorio y del tiempo típico (en segundos). El momento volcante ejercido por P_c actúa por el tiempo suficiente como para producir un levantamiento de las paredes del reservorio, en el caso que el peso convectivo no sea suficiente. Las fuerzas P_i y P_c actúan en forma independiente y simultáneamente en el reservorio. La fuerza P_i (y sus presiones asociadas), actúa, principalmente en los esfuerzos de los muros, mientras que P_c (y sus presiones asociadas), actúan, principalmente en el levantamiento del reservorio.

2.2.2.2 Presiones hidrostáticas

Se define como la presión que ejerce el peso de una columna de fluido sobre las paredes y como el fondo del reservorio que lo contiene cuando actúa en un punto determinado de un fluido en reposo provoca una fuerza perpendicular a las paredes del reservorio y a la superficie de cualquier objeto sumergido que esté presente, su valor es



directamente proporcional a la densidad del fluido y a la altura de la columna medida verticalmente (Carrion & Corpus, 2015).

La presión en el muro puede determinarse como una expresión matemática lineal donde la mayor carga se ubica en el fondo del reservorio, es decir, cuando la altura de la columna de agua es cero y mientras determinamos las fuerzas en alturas superiores hasta la altura total de la columna de agua la presión disminuye hasta donde no existe este efecto. Esto es debido a que el fluido tiene el comportamiento de tener la forma del reservorio y para mantenerse, ejerce un empuje lateral estático que por reacción del reservorio se mantiene en equilibrio.

La presión que ejerce el peso del agua que no es más que aquella carga en el sentido de la gravedad despejándose del volumen y el peso específico del líquido contenido. Esta puede ser una carga puntual o una carga distribuida en toda el área que la soporte.

2.2.2.3 Presiones hidrodinámicas

El estudio del comportamiento de los líquidos en movimiento, dinámica de los fluidos o hidrodinámica, considera algunas variables tales como velocidad, densidad, temperatura y presión como funciones de tiempo y espacio. Particularmente, las presiones hidrodinámicas gobiernan la definición de la respuesta de un reservorio sometido a excitación dinámica debido a que, durante un sismo, el líquido contenido ejerce presiones hidrodinámicas en las paredes y fondo del reservorio (Pupiales, 2013).

El movimiento del líquido dentro de los reservorios provoca una sobrecarga en las paredes debido a las presiones hidrodinámicas, simplifícadamente un modelo mecánico

equivalente, masa-resorte, simula los efectos de la respuesta mediante dos componentes hidrodinámicas asociadas a dos modos principales de vibración, convectivo e impulsivo.

La distribución de las presiones hidrodinámicas en un muro circular debido a la excitación sísmica varía alrededor de la circunferencia del reservorio, sin embargo, por conveniencia en el análisis de esfuerzos en las paredes del reservorio, la presión hidrodinámica sobre las paredes del reservorio debe aproximarse a una distribución de presiones hacia afuera; de intensidad igual a la máxima presión hidrodinámica (Palomino, 2018).

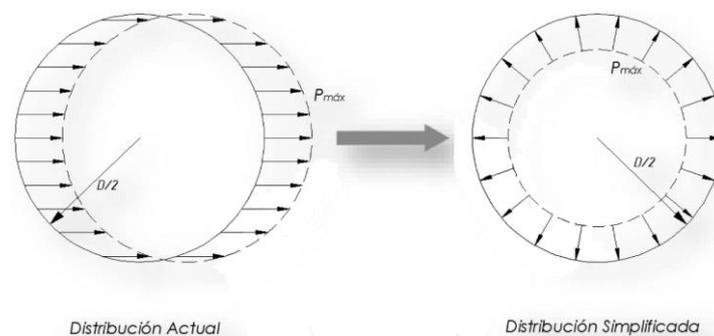


Figura 2. Distribución simplificada de la presión hidrodinámica en muro circular
Fuente: Palomino 2018.

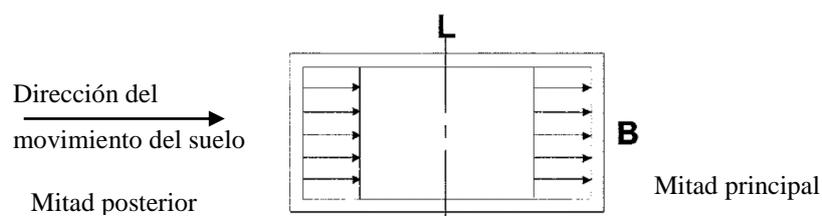


Figura 3. Distribución de la presión hidrodinámica en muro rectangular
Fuente: ACI 350.3-06.

Al margen de las presiones hidrostáticas, se debe considerar las presiones hidrodinámicas las cuales son aquellas generadas por la acción sísmica. Determinar cada una de estas cargas que afectan a la estructura es crucial para obtener resultados más cercanos de lo real.



2.2.3 Interacción suelo – estructura

Se define como la respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, la rigidez y disposición de la cimentación y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la estructura puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura (Sucasaca & Mamani V., 2017).

Para identificar los principales efectos que introduce el considerar que la base de las estructuras es deformable, debemos primero analizar cualitativamente las diferencias fundamentales que tienen estos modelos, respecto a aquellos que consideran bases indeformables.

- **Interacción cinemática**

Es el fenómeno que desde el punto de vista estructural es menos conocido y estudiado. En general se suele pensar, que el no considerar la “interacción cinemática”, esa del lado de la seguridad debido a la reducción del movimiento de altas frecuencias que produce, y a que la rotación de la cinemática introducida suele tener poca influencia en las aceleraciones y desplazamientos de la superestructura. La consideración que se tiene es correcta para el caso de edificaciones robustas, con relaciones de esbeltez baja y cimentaciones relativamente superficiales, sin embargo, para el caso de estructuras altas con cimentaciones más profundas, el efecto del cabeceo puede introducir componentes de movimiento importantes, induciendo a que el diseño que no tome en cuenta la

“interacción cinemática”, este del lado de la inseguridad. En general, la interacción cinemática en términos de la modificación del movimiento, tiene una mayor influencia en las estructuras cimentadas con cajones de cimentación que en aquellas cimentadas con pilotes (Sucasaca & Mamani V., 2017).

- **Interacción inercial**

El caso más simple de interacción suelo-estructuras se da cuando la cimentación, está en la zona de contacto con el terreno y la estructura, es pequeña de manera que pueda considerarse puntual respecto a las longitudes de las ondas sísmicas que la van a solicitar y es superficial de manera que no exista una zona de terreno que tenga que guardar cierta compatibilidad de deformaciones con el movimiento de la estructura en otra zona que sea puntual. Si el terreno no es infinitamente rígido, los esfuerzos que se generan en la cimentación provocarían una deformación variable, es decir un movimiento que obligaría al punto de unión y a su entorno próximo a moverse de manera distinta al movimiento del campo libre (Sucasaca & Mamani V., 2017).

Asimismo, Sucasaca y Mamani (2017), señalan de que se desprende de la idea principal de los modelos dinámicos de interacción suelo estructura, es la correspondiente asignación de los coeficientes de rigidez, que determinan la condición real de interacción suelo-estructura:

$$R_a = K_a u_a; R_{\varphi a} = K_{\varphi a} u_{\varphi a}; (a = x, y, z)$$

Donde:

$R_a, R_{\varphi a}$: Fuerzas de reacción

K_z : Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme

K_x, K_y : Coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme

$K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$: Coeficiente de rigidez de compresión no uniforme

$K_{\varphi z}$: Coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme

U_a : Desplazamiento lineal

φ_a : Desplazamiento angular

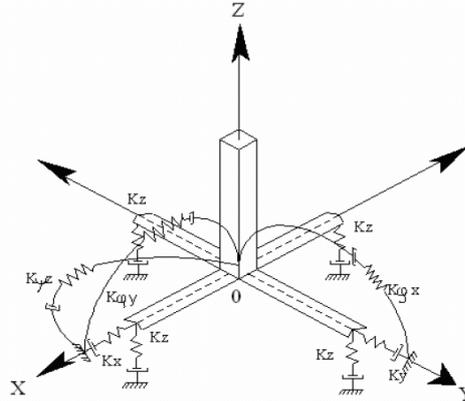


Figura 4. Esquema espectral de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada
Fuente: Modelo Winkler para el análisis de la respuesta dinámica de estructuras enterradas-Santana
2010.

2.2.3.1 Modelo de Winkler

Santana (2010), el modelo de Winkler propone que el desplazamiento transversal v en cualquier punto del suelo que actúa como soporte es directamente proporcional a la presión q aplicada en dicho punto y además independiente de los demás puntos adyacentes al mismo. Es también uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelizar la interacción entre estructuras de cimentación y terreno es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos cuya rigidez denominado modulo o coeficiente de balasto (K_s), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento (δ):

$$K_s = \frac{q}{\delta}$$

Según este modelo el comportamiento de cualquier punto del terreno es completamente independiente de los demás puntos del mismo. Por ejemplo, una viga

apoyada sobre el terreno con una carga distribuida constante en toda su longitud, los desplazamientos del terreno en contacto con la viga serían constantes e independientes de que la viga sea flexible o infinitamente rígida. Este modelo es incapaz de contemplar las deformaciones fuera del área cargada y por tanto no es recomendable su aplicación cuando el terreno tiene cohesión o capacidad a cortante (Santana, 2010).

- **Coefficiente de balasto (K)**

El nombre “balasto”, viene precisamente del análisis de las traviesas del ferrocarril donde se utilizó por primera vez esta teoría. El balasto es la capa de grava que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar las traviesas. A este modelo de interacción se le conoce generalmente como modelo de Winkler debido al nombre de su creador, y tiene múltiples aplicaciones, no solo en el campo de las cimentaciones, sino en cualquier problema que pudiese adaptarse a este modelo (Sucasaca & Mamani V., 2017).

Leoni, A. (2005) define como la relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “tensión-deformación” que genera un asentamiento.

Morrison, N. (1993) define que los diferentes valores del módulo de reacción del suelo (conocido también como módulo de Winkler) están en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión.

Tabla 5. *Coefficiente de Balasto en kg/cm²*

Módulo de reacción del suelo					
Esf. adm. (kg/cm²)	Winkler (kg/cm²)	Esf. adm. (kg/cm²)	Winkler (kg/cm²)	Esf. adm. (kg/cm²)	Winkler (kg/cm²)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70



0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: Interacción suelo-estructura semi-espacio de Winkler (Morrison, 1993).

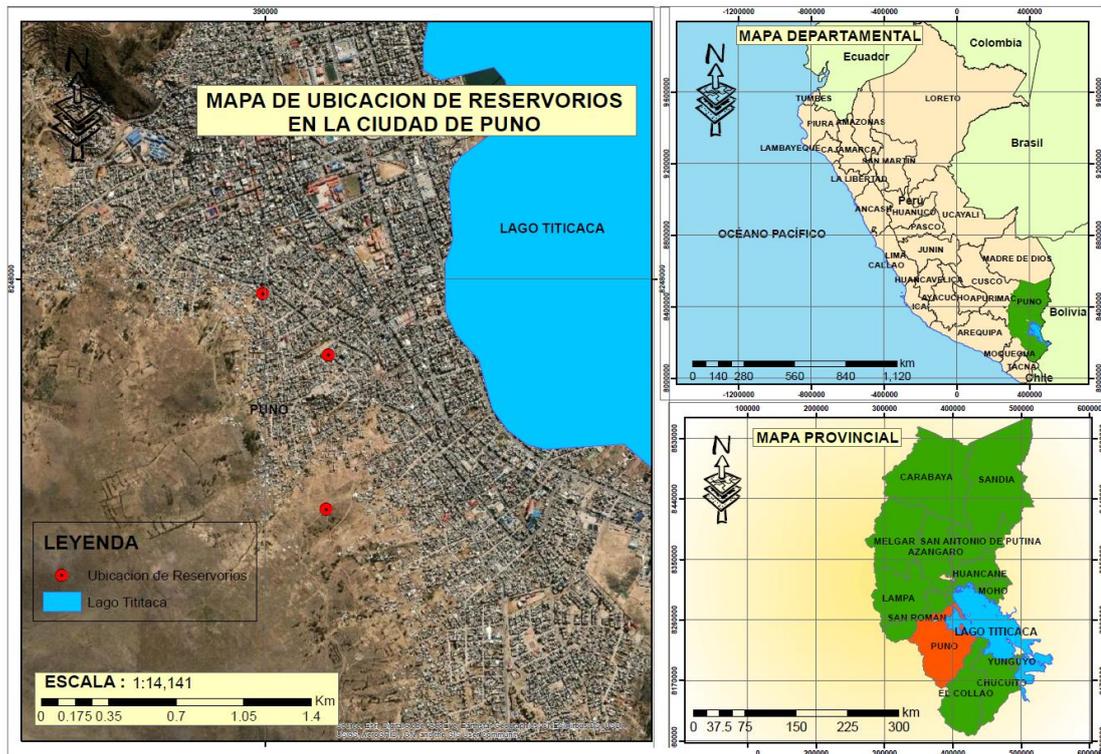
2.2.3.2 Estudio de mecánica de suelos

Para la norma peruana, el proyecto de la cimentación del reservorio del tipo considerado, siempre deberá basarse en un estudio de mecánica de suelos realizados en el sitio mismo de la construcción. Este estudio deberá permitir definir las características mecánicas del subsuelo hasta una profundidad en la que los esfuerzos transmitidos por la estructura dejen de ser significativos. (Sucasaca & Mamani V., 2017).

CAPITULO III MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 ÁREA DE ESTUDIO

La presente investigación se realizó en la ciudad de Puno, los reservorios existentes las cuales se encuentran en distintos lugares estratégicos para su respectivo abastecimiento; las cuales son: 1) Reservorio circular apoyado RA – 03 “Chacarilla” de 2500 m³, coordenadas UTM (WGS 84), norte: 8247601 m, este: 390326 m, altura: 3880 m.s.n.m. 2) Reservorio circular apoyado RA – 05 “El Manto” de 1150 m³, coordenadas UTM (WGS 84), norte: 8247926 m, este: 389988 m, altura: 3891 m.s.n.m. 3) Reservorio circular apoyado RA – 04 “Manto” de 660 m³, coordenadas UTM (WGS 84), norte: 8246790 m, este: 390316 m, altura: 3983 m.s.n.m.



*Figura 5. Ubicación de los reservorios existentes para la investigación
Fuente: Elaboración propia.*



3.2 MATERIALES

- **Para trabajos de en campo:** Cámara fotográfica, flexómetro, GPS, wincha de 50 m, formato de lectura de medidas de las dimensiones de los reservorios construidos.
- **Para trabajos en gabinete:** Libros y revistas de investigación relacionados al trabajo, software de AutoCAD, Sap2000 y Office, 01 computadora personal, impresora, papel bond A4, lapiceros, tinta para impresora, útiles de escritorio.

3.2.1 Tipo de investigación

La presente investigación corresponde al tipo aplicada, porque busca utilizar los conocimientos científicos de las teorías normadas que nos presenta el código ACI 350.3-06 y la NTE.030-2018, con el cual se contribuirá a la aplicación y se podrá adaptarla a la realidad peruana en la mayoría de los proyectos.

3.2.2 Nivel de investigación

La presente investigación desarrolla un tipo de investigación descriptiva - exploratorio, ya que se describirá el comportamiento de los reservorios bajo acción sísmica, debido que se efectuara sobre un tema poco estudiado en el Perú, por lo que los resultados contribuirán a una visión aproximada de dicho tema y así tener una comprensión más clara para un adecuado análisis de interacción de la estructura, el suelo y el líquido.

3.2.3 Método de investigación

- a) Estudio y revisión bibliográfica de la normas y códigos para este tipo de estructura.



- b) Aplicación de la bibliografía a una hoja de cálculo Excel, para el procesamiento de datos.
- c) Modelamiento de las estructuras en el software sap2000.
- d) Análisis de la interacción liquido-estructura-suelo de cada reservorio.
- e) Finalmente, redacción de tesis.

3.2.4 Población y muestra

- **Población** : Son los reservorios existentes de la ciudad de Puno.
- **Muestra** : Son 03 reservorios apoyados con volumen de 660 m³, 1150 m³ y 2500 m³, circulares y rectangulares. Es un muestreo no probabilístico considerando las mayores capacidades existentes en la ciudad de Puno (Alfaro & Gonzales, 2008).

3.2.5 Técnicas e instrumentos de recolección de información

Se procede con la recolección bibliografía afines al tema: teóricas, documentos, revistas, tesis, materiales escritos, etc., revisión de cada uno, lectura del código ACI 350.3-06 el cual está en inglés y la norma E.030-2018.

3.2.5.1 Técnicas

Se realizó la asimilación, análisis, estudio, interpretación y determinación de los parámetros sísmicos fundamentales de los reservorios, que nos presenta la norma del ACI 350.3-2018, además de determinar propiedades dinámicas las cuales originaran las cargas dinámicas y lógicamente los esfuerzos generados por la presencia de una excitación externa (sismo), para su posterior análisis en el cual interactúan los parámetros de estructura, agua y suelo.



3.2.5.2 Instrumentos

Se aplicó la determinación numérica de los parámetros, propiedades y cargas dinámicas que se presentan los reservorios a analizar, se apoyó en una hoja de cálculo Excel para su posterior diseño, el cual está en función del ACI 350.3-06 a la E.030-2018, para el dibujo geométrico de las estructuras se realizó en AutoCAD, el modelamiento de esfuerzos se realizó en Sap2000.

Los instrumentos de ingeniería que se utilizó son:

- American concrete institute – seismic design of liquid containing concrete structures (ACI 350.3-06) and commentary (ACI 350.3R-06).
- Reglamento nacional de edificaciones sismorresistente E.030-2018.

Software de ingeniería AutoCAD.

3.3 MÉTODO.

3.3.1 Análisis de interacción liquido-estructura-suelo en reservorios

3.3.1.1 Fuerza dinámica lateral.

Las fuerzas dinámicas laterales sobre la base serán determinadas como:

$$P_w = C_i I \left\{ \frac{\mathcal{E} W_w}{R_i} \right\}$$

$$P_r = C_i I \left\{ \frac{W_r}{R_i} \right\}$$

$$P_i = C_i I \left\{ \frac{W_i}{R_i} \right\}$$

$$P_c = C_c I \left\{ \frac{W_c}{R_c} \right\}$$

3.3.1.2 Corte basal

El corte basal debido a fuerzas sísmicas aplicado en el fondo del reservorio será determinado por:

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

Donde sea aplicable, las fuerzas laterales dinámicas debidas a tierra y presión de agua contra la pared de la parte enterrada del reservorio serán incluidas en la determinación del corte basal total V.

3.3.1.3 Momento de volteo

Los momentos debidos a fuerzas sísmicas en la base del reservorio serán determinados por diferentes ecuaciones. El momento de flexión en la sección transversal completa del reservorio, apenas sobre la base de la pared (EBP):

$$M_w = P_w h_w$$

$$M_r = P_r h_r$$

$$M_i = P_i h_i$$

$$M_c = P_c h_c$$

$$M_b = \sqrt{\{M_i + M_w + M_r\}^2 + \{M_c\}^2}$$

El momento envolvente en la base del reservorio, incluyendo la presión en el fondo del reservorio y estructura soportante (IBP):

$$M_w = P_w h_w$$

$$M_r = P_r h_r$$

$$M_i' = P_i h_i'$$

$$M_c' = P_c h_c'$$

$$M_b = \sqrt{\{M_i' + M_w + M_r\}^2 + \{M_c'\}^2}$$

3.3.1.4 Respuesta sísmica de coeficientes C_i , C_c y C_t .

En el aspecto práctico, las designaciones C_i , C_c y C_t , definen el perfil del espectro de respuesta de diseño en los periodos de T_i , T_c y T_v , respectivamente. Un gráfico del coeficiente de respuesta sísmica C_i se muestra en el espectro de respuesta de diseño en la siguiente figura, la cual es una adaptación del ASCE/SEI 7-10.

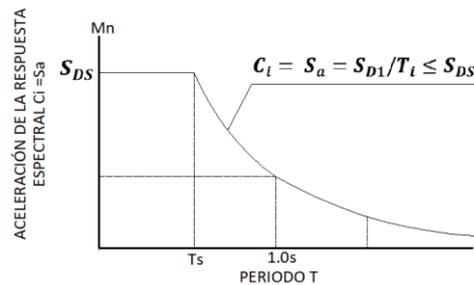


Figura 6. Respuesta de espectro de diseño
Fuente: ACI 350.3-06.

C_i se determina de la siguiente manera:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Para $T_i \leq T_s$; $C_i = S_{DS}$

Para $T_i > T_s$; $C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS} S_{DS}$

S_{DS} = Diseño de aceleración de respuesta espectral en periodos cortos.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_s F_a$$

S_{D1} = Diseño de aceleración de respuesta espectral en un periodo de 1 segundo.

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_1 F_v$$

S_s y S_1 son las aceleraciones de respuesta espectral mapeadas en periodos cortos (S_s) y un segundo (S_1), respectivamente, y se obtiene a partir de los mapas de movimientos sísmicos del ASCE; F_a y F_v son los coeficientes de sitio y se obtienen de la misma forma del ASCE. Los espectros de respuesta amortiguada que representa terremotos con un 2% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años, lo que equivale a un intervalo de recurrencia de aproximadamente 2500 años.

C_c se determina de la siguiente manera:

$$\text{Para } T_c \leq \frac{1.6}{T_s} \text{ segundos; } C_c = \frac{1.55S_{D1}}{T_c} \leq 1.5S_{DS}$$

$$\text{Para } T_c > \frac{1.6}{T_s} \text{ segundos; } C_c = \frac{2.4S_{DS}}{T_c^2}$$

El factor 1.5 representa la relación aproximada de las amplificaciones espectrales sobre la base de 0.5% de amortiguación para los basados en 5% de amortiguamiento $0.4S_{DS}$ es una aproximación del pico S_0 eficaz aceleración del suelo ($a(T=0)$) reducido por un factor de $2/3$.

3.3.1.5 Coeficiente efectivo de masas ε

El coeficiente ε representa la relación de la masa dinámica equivalente de la placa del reservorio a su masa total real. La ecuación que se presenta a continuación se ha adaptado del ASCE (1981).

Para reservorios circulares:

$$\varepsilon = 0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \leq 1.0$$

Para reservorios rectangulares:



$$\varepsilon = 0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \leq 1.0$$

3.3.1.6 Variación de interacción liquido-estructura-suelo en reservorios

Debido a que la investigación requirió un estudio comparativo con el fin de contrastar la hipótesis, para cada indicador en la variable que es el espectro de diseño, se verificó su variación en función de un porcentaje, el cual es obtenido correspondiente al código ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018. Por lo tanto, las variaciones porcentuales fueron obtenidas mediante la siguiente expresión:

$$\%Var = \frac{P_{ACI\ 350} - P_{E.030}}{P_{ACI\ 350}} (\%)$$

Donde:

% Var: Porcentaje de variación, que indica la disminución entre ambas categorías.

$P_{ACI\ 350}$: Parámetro del indicador de análisis ILES con el ACI 350.3-06.

$P_{ACI\ 350}$: Parámetro del indicador de análisis ILES con la NTE E.030-2018.

Por lo que finalmente, el rango del análisis de interacción liquido-estructura-suelo (ILES) fue definido por el porcentaje de variación mínimo, el máximo y el promedio de las variaciones obtenidas para cada volumen y geometría correspondiente.

3.3.2 Análisis de Interacción liquido-estructura en reservorios circulares

3.3.2.1 Masas equivalentes de líquidos acelerados

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh \left[0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right)}$$

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

3.3.2.2 Alturas impulsivas y convectivas EBP.

Altura impulsiva:

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

$$\text{Para reservorios con } \frac{D}{H_L} \geq 1.333 \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

Altura convectiva:

para todo reservorio

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) * \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

3.3.2.3 Alturas impulsivas y convectivas IBP

Altura impulsiva:

$$\text{Para reservorios con } \frac{D}{H_L} < 0.75 \quad \frac{h_i'}{H_L} = 0.45$$

$$\text{Para reservorios con } \frac{D}{H_L} \geq 0.75 \quad \frac{h_i'}{H_L} = \frac{0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right)}{2 * \tanh \left[0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8}$$

Altura convectiva:

Para todo reservorio

$$\frac{h_c'}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 2.01}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) * \sinh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

3.3.2.4 Periodo de vibración impulsiva T_i

$$\omega_i = C_L \frac{12}{H_L} \sqrt{\frac{E_c g}{\gamma_c}}$$

$$C_L = 10C_W \sqrt{\frac{t_w}{12 \left\{ \frac{D}{2} \right\}}}$$

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

$$C_W = 0.09375 + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D} \right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D} \right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D} \right)^3 + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D} \right)^4 - 0.03186 \left(\frac{H_L}{D} \right)^5$$

➤ Periodo de vibración impulsiva T_c .

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

$$\lambda = \sqrt{3.68 g \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_a}{D_i} \right) \right]} \quad T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{D}$$

3.3.3 Análisis de interacción líquido-estructura en reservorios rectangulares

3.3.3.1 Masas equivalentes de líquidos acelerados

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh \left[0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right)}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \left(\frac{L}{H_L} \right) \tanh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]$$

3.3.3.2 Alturas impulsivas y convectivas EBP

Altura impulsiva:

$$\text{Para reservorios con } \frac{L}{H_L} < 1.333 \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L} \right)$$

$$\text{Para reservorios con } \frac{L}{H_L} \geq 1.333 \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

Altura convectiva:

para todo reservorio

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) * \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]}$$

3.3.3.3 Alturas impulsivas y convectivas IBP

Altura impulsiva:

$$\text{Para reservorios con } \frac{L}{H_L} < 0.75 \quad \frac{h_i'}{H_L} = 0.45$$

$$\text{Para reservorios con } \frac{L}{H_L} \geq 0.75 \quad \frac{h_i'}{H_L} = \frac{0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right)}{2 * \tanh \left[0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8}$$

Altura convectiva:

para todo reservorio

$$\frac{h_c'}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 2.01}{3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) * \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]}$$

3.3.3.4 Periodo de vibración convectiva T_c

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

$$\lambda = \sqrt{3.16 g \tanh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{L}$$

3.3.4 Determinación de las características del suelo en el análisis sísmico

Para determinar las propiedades dinámicas del suelo de fundación, se ha utilizado el coeficiente de balasto, para estos cálculos respectivos se ha hecho uso de los resultados obtenidos del estudio de mecánica de suelos (EMS):



3.3.4.1 Cortante del suelo (Peg)

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi$$

Donde:

K_o : Coeficiente del suelo en reposo.

ϕ : Angulo de fricción del suelo.

$$p_s = \frac{1}{2} K_o \gamma_s h_s$$

Donde:

P_s : Presión del suelo.

γ_s : Peso específico del suelo.

h_s : Altura de anclaje de reservorio.

$$p_{eg} = p_s \pi \frac{D}{2}$$

Donde:

P_{eg} : Cortante del suelo.

D : Diámetro del reservorio.

CAPITULO IV

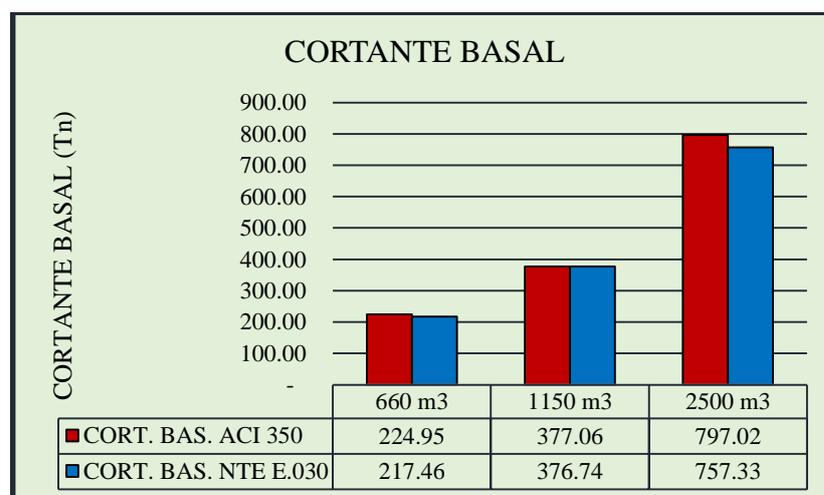
RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1.1 Análisis de interacción líquido-estructura en reservorios circulares

4.1.1.1 Cortante basal en reservorios apoyados circulares

En la figura 7, se presentan los resultados de la cortante basal según lo indicado en la sección 3.3.1.2 de la investigación; la cual incluye a la componente convectiva, impulsiva y las propiedades del suelo mediante la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), donde se obtuvo resultados para cada reservorio, correspondiente al análisis sísmico del ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018. Así mismo los datos obtenidos en relación a la cortante basal, están en función a los parámetros hidrodinámicos de la estructura, de acuerdo con lo planteado por Palomino (2018). La comparación de la cortante basal tiene una variación mínima en los reservorios de menor capacidad, aceptando así la aplicación del modelo matemático de Housner (1963); las variaciones principales se deben a las componentes impulsiva y convectiva, puesto que son estas las que causan el efecto hidrodinámico en los reservorios.



*Figura 7. Cortante basal en reservorios circulares.
Fuente: Elaboración propia.*

En la figura 8, se presenta la variación del cortante basal en reservorios circulares, en donde la fuerza sísmica está directamente relacionada a una masa, misma que se incrementa conforme se tienen estructuras más grandes, en contrastación con resultados obtenidos en la investigación realizada como la de Deepak (2016), pese a las variaciones entre las dimensiones de los reservorios y su altura, se obtienen incrementos en los cortantes basales conforme aumenta el volumen. Con respecto a los espectros de diseño aplicados, en todos los casos el cortante basal que se obtuvo para el ACI 350 fue mayor a la NTE E.030, con los parámetros sísmicos obtenidos y las propiedades dinámicas son determinados en base a la geometría y volumen del reservorio, con lo que se diferencia es el espectro de diseño sísmico, ya que este produce diferentes aceleraciones espectrales tanto para la componente impulsiva como la convectiva.

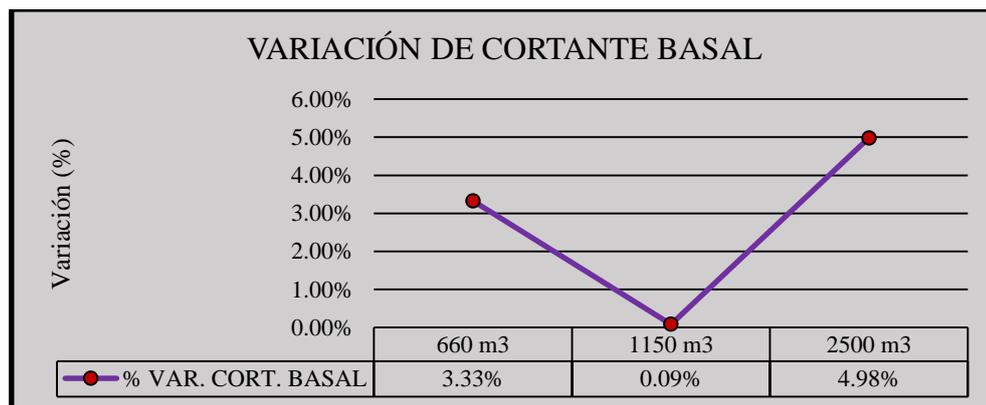


Figura 8. Variación de cortante basal en reservorios circulares
Fuente: Elaboración propia.

4.1.1.2 Momento de volteo en reservorios apoyados circulares.

En la figura 9, se presentan los momentos de volteo, teniendo en cuenta que se calcularon bajo una condición de inclusión de fuerzas en la base del reservorio, tal como lo indica Palomino (2018), así mismo, se aplica el espectro de diseño por la norma ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018 donde se muestra un incremento progresivo conforme aumenta la capacidad de almacenamiento en cada reservorio al igual que los cortantes

basales, aceptando así la aplicación del modelo matemático de Housner (1963); debido a que están directamente relacionados a la geometría y volumen de los mismos, como ya se dio a conocer la fuerza sísmica está en función directa de la masa.

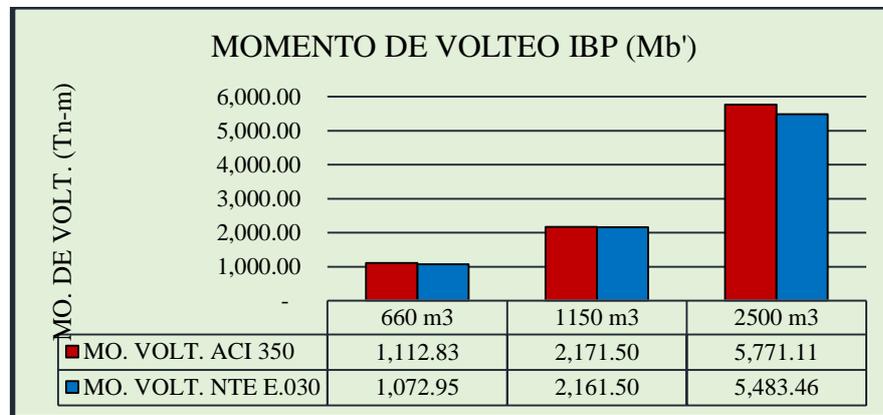


Figura 9. Momento de volteo en reservorios circulares
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 10, se presenta la variación en incremento de los momentos de volteo entre el diseño sísmico del ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018, para cada volumen de reservorio. Los momentos de volteo tienen una forma de distribución en función a las condiciones de contorno que tienen con la viga anular, puesto que su presencia genera el efecto de restringir en la altura del reservorio, en concordancia con los resultados obtenidos por Deepak (2016), el incremento en el caso de los momentos de flexión es a medida que aumenta el volumen.

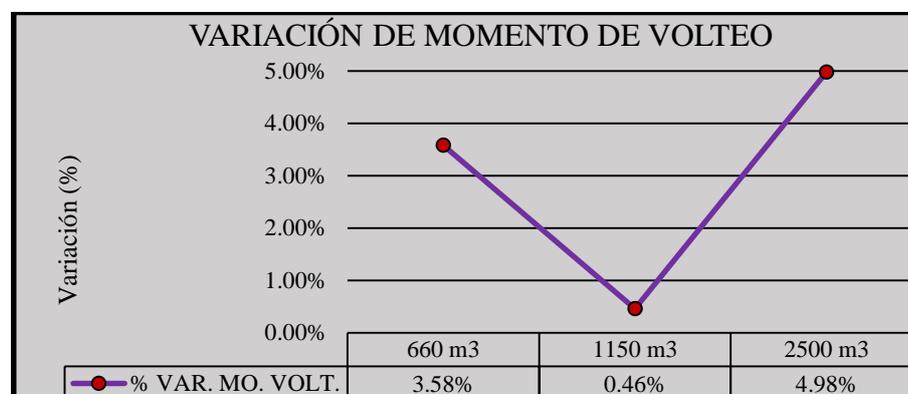


Figura 10. Variación de momento de volteo en reservorios circulares
Fuente: Elaboración propia.

4.1.1.3 Oscilación máxima en reservorios apoyados circulares.

En la figura 11, se presenta el borde libre mínimo, la cual se obtuvieron por las alturas de oscilación máxima con las aceleraciones espectrales y los diámetros de los reservorios, aceptando lo resultados de Li y Wang (2012) en la aplicación exacta del modelo mecánico equivalente para el chapoteo del fluido, obteniendo así la comparación de la oscilación máxima, misma que varía en forma descendente según la relación directamente con el volumen, de acuerdo al ACI 350 la altura de oscilación máxima está directamente relacionada con la longitud del análisis y con la aceleración espectral de la componente convectiva, misma que disminuye conforme aumenta el volumen.

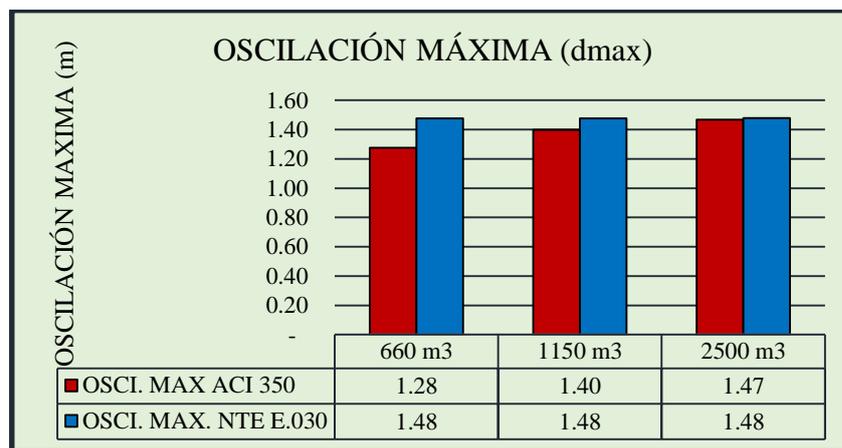


Figura 11. Oscilación máxima en reservorios circulares
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 12 se obtuvo la variación en decremento de las alturas de desborde entre el diseño sísmico del ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018, para cada volumen de reservorio; a comparación con Deepak (2016), donde se realizó un análisis de reservorios de 50, 100 y 200 m³, son menores, por el hecho de estar relacionadas directamente con la longitud interna del reservorio. Li y Wang (2012), determinan un estudio más detallado sobre los efectos de oscilación mediante procedimientos no lineales obteniendo valores más críticos que en los lineales, sin embargo, estos fueron determinados mediante el uso

de registros sísmicos con acelerogramas, puesto que las expresiones consideradas en las -normas de diseño sísmico, como el ACI 350.3-06, siempre tienen a ser conservadoras garantizando un adecuado comportamiento.

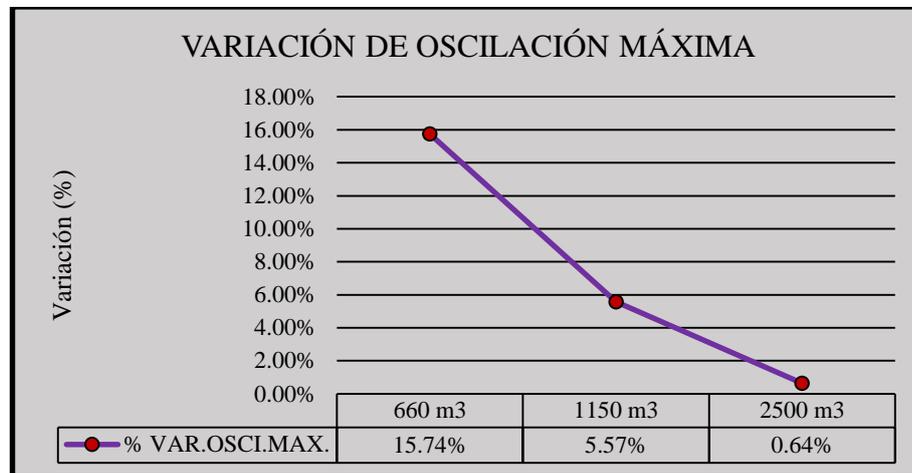


Figura 12. Variación de la oscilación máxima en reservorios circulares
Fuente: Elaboración propia

4.1.1.4 Variación del análisis sísmico en reservorios circulares

En la tabla 6, se determinó el rango de variación de la interacción líquido estructura suelo en el diseño sísmico, como el porcentaje de variación mínimo, el máximo y el promedio de las variaciones en incremento y decremento, entre cada uno de los indicadores correspondientes.

Tabla 6. Variación de análisis sísmico en reservorios circulares.

Descripción	Variación			Promedio
	660 m ³	1150 m ³	2500 m ³	
Cortante basal	3.33%	0.09%	4.98%	2.80%
Oscilación máxima	15.74%	5.57%	0.64%	7.31%
Momento de volteo	3.58%	0.46%	4.98%	3.01%
Interacción sísmica				
% de Variación mínima	3.33%	0.09%	0.64%	1.35%
% de Variación máxima	15.74%	5.57%	4.98%	8.76%
Promedio	7.55%	2.04%	3.53%	4.37%

Fuente: Elaboración propia.



4.1.2 Análisis de interacción líquido-estructura en reservorios rectangulares

4.1.2.1 Cortante basal en reservorios apoyados rectangulares

Para el caso de los reservorios rectangulares, el análisis sísmico se realiza en dos (02) direcciones, que está en relación al largo y ancho de esta misma, por lo que se optó por las direcciones paralelas y perpendiculares (X-X) y (Y-Y).

En la figura 13, se presentan los resultados de la cortante basal según indicado en la sección 3.3.1.2 de la investigación, incluyendo la componente convectiva, impulsiva y al suelo mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), donde se obtuvo para cada reservorio correspondiente al análisis sísmico del ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018. Así mismo los datos obtenidos están en función a los parámetros hidrodinámicos de la estructura, en concordancia con lo planteado por Palomino (2018) lo cual representa la comparación de la cortante basal, siendo esta ascendente conforme se incrementó el volumen de los, así mismo los resultados en la dirección X-X fueron mayores a los de la dirección Y-Y a causa de la diferencia en los pesos en cada dirección, los mismos que están en función de la longitud y también de la componente convectiva, aceptando así la aplicación del modelo matemático del Housner (1963), puesto que cuando se reduce la longitud de análisis, los periodos convectivos son menores incrementando las aceleraciones espectrales convectivas.

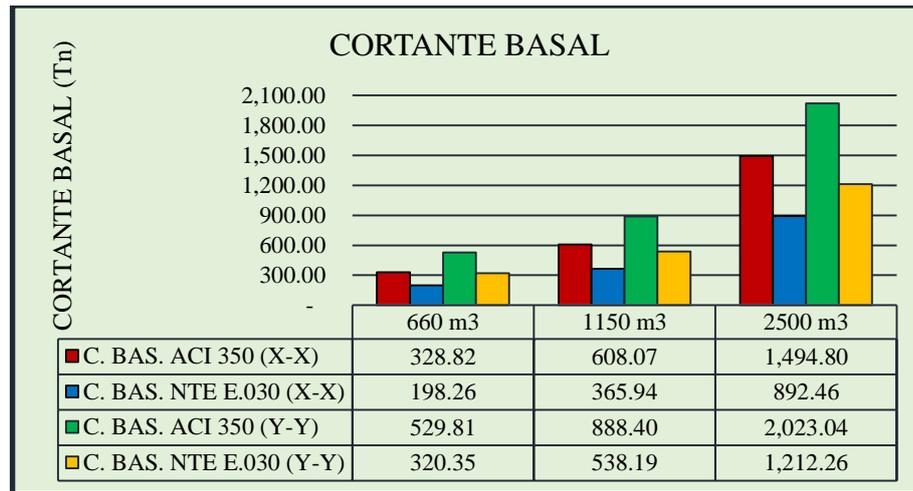


Figura 13. Cortante basal en reservorios rectangulares
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 14, se presenta la variación en incremento del cortante basal entre el diseño sísmico del ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018, para cada volumen de reservorio, así como la dirección respectiva del análisis. El cortante basal para los reservorios rectangulares, tuvo una variación mínima en los reservorios de menor capacidad a comparación del reservorio de mayor capacidad. Estos resultados se obtienen debido a que, en todos los casos, la fuerza sísmica está directamente relacionada a una masa, misma que se incrementa conforme se tienen estructuras más grandes, lo cual es consistente con la investigación de Deepak (2016), que realiza el comportamiento sísmico con códigos diferentes.

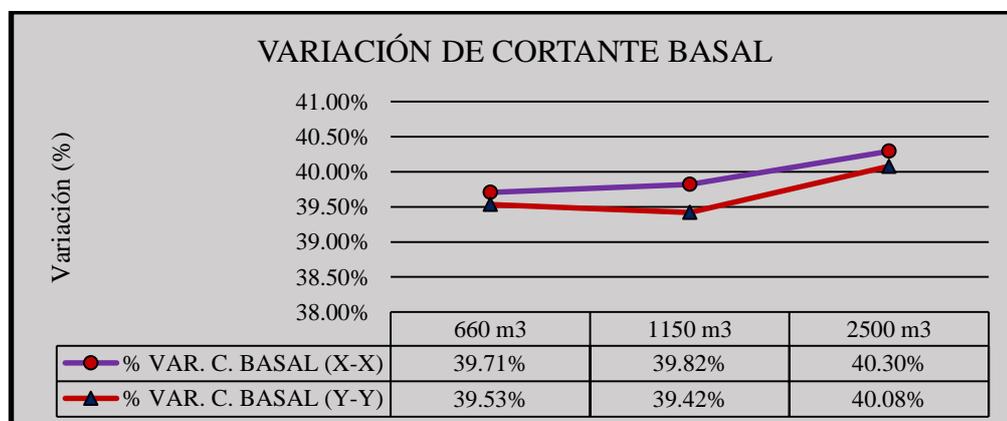
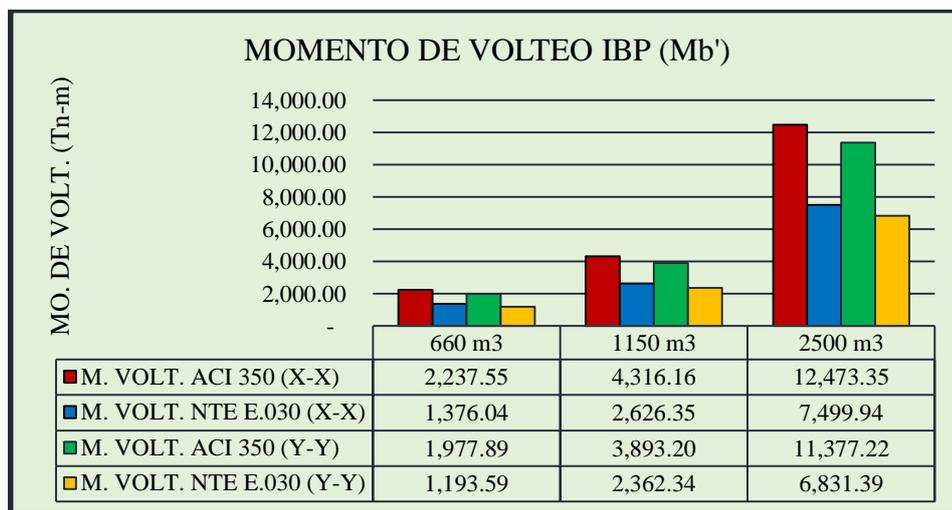


Figura 14. Variación de cortante basal en reservorios rectangulares
Fuente: Elaboración propia

4.1.2.2 Momento de volteo en reservorios apoyados rectangulares.

En la figura 15, se presenta los momentos de volteo en función a las componentes impulsiva y convectiva teniendo en cuenta que estos se calcularon bajo una condición de incluir la las fuerzas en la base del reservorio, tal como lo indica Palomino (2018) se aplica el espectro de diseño según la norma ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018, en donde el incremento es en función al volumen de los reservorios, aceptando así la aplicación del modelo matemático de Housner (1963), sin embargo, a diferencia de los cortantes basales, los datos son mayores en ambas direcciones, a las que están en función al ACI 350.3-06 respecto a la norma NTE E.030-2018.



*Figura 15. Momento de volteo en reservorios rectangulares
Fuente: Elaboración propia.*

En la figura 16, se presenta la variación del momento de volteo para reservorios rectangulares, de forma similar al de flexión para el diseño sísmico en función al ACI 350.3-06 todos los datos son mayores tanto en ambas direcciones a comparación que los datos de la E.030-2018, en condición IBP. La variación se obtuvo de forma ascendente en relación al volumen para la dirección Y-Y, sin embargo, para la dirección X-X la variación actuó con discordancia, así mismo los resultados de Deepak (2016) donde se

estudiaron reservorios rectangulares, también mostraron de forma implícita esa relación inversa de que, a mayor longitud de análisis, menores son los momentos.

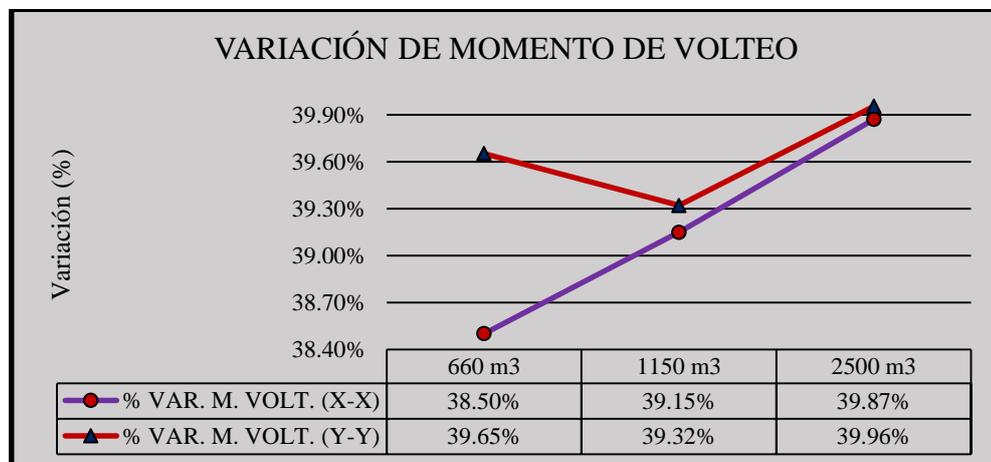


Figura 16. Variación de momento de volteo en reservorios rectangulares
Fuente: Elaboración propia.

4.1.2.3 Oscilación máxima en reservorios apoyados rectangulares.

En la figura 17, se presenta el borde libre mínimo, es decir, las alturas de oscilación máxima, con el empleo de las aceleraciones espectrales y los diámetros de los reservorios, aceptando el comportamiento del líquido que menciona Li y Wang (2012) en la aplicación exacta del modelo mecánico equivalente para el chapoteo del fluido; misma que varía de forma descendente y ascendente en la dirección X-X y Y-Y respectivamente, según la relación es directamente con el volumen y de acuerdo al ACI 350 (2006) la altura de oscilación máxima es directamente en relación a la longitud de análisis, y en este caso en ambas direcciones, así como también la aceleración espectral de la componente convectiva, misma que disminuye y aumenta conforme al volumen y dirección de análisis.

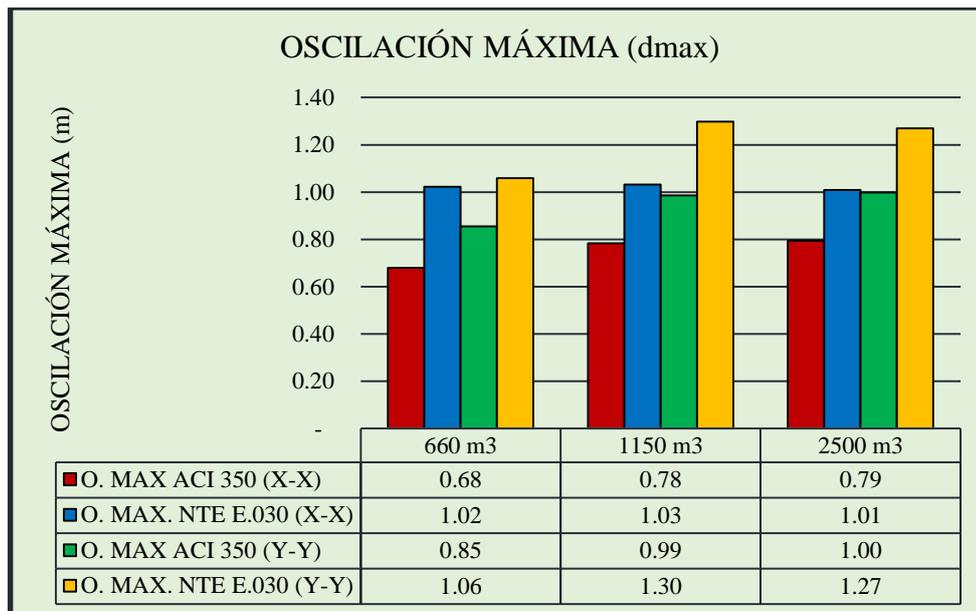


Figura 17. Oscilación máxima en reservorios rectangulares

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 18, se presenta la variación en decremento e incremento para cada dirección de análisis de las alturas de desborde entre el diseño sísmico del ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018, para cada volumen de reservorio. Como ya se mencionó antes, la oscilación máxima es necesaria para determinar el borde libre mínimo, ya que si un reservorio rectangular no posee uno, se produciría derrame líquido, pérdida de agua potable entre otros como concluye Huaranga (2015), cuando los reservorios poseen una losa de techo, si no se considera un borde libre adecuado se producirán sobrepresiones en los bordes del mismo, generando tensiones para las que son diseñados, por lo que se producirán fallas estructurales importantes, es por ello que el ACI 350.3-06 muestra exigencia. En la investigación desarrollada por Deepak (2016), las variaciones de oscilación máxima determinada, con diferentes normas es relativamente baja, en todos los casos los valores menores fueron los del Eurocódigo 8, no se evaluó con el ACI 350.3-06, sin embargo, como se explicó anteriormente, estos valores son conservadores y van siempre del lado de la seguridad.

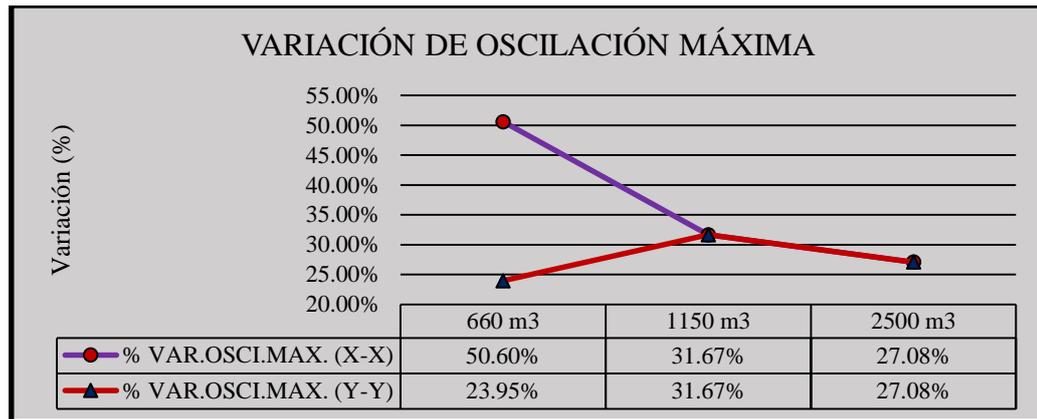


Figura 18. Variación de la oscilación máxima en reservorios rectangulares
Fuente: Elaboración propia

4.1.2.4 Variación del análisis sísmico en reservorios rectangulares.

En la tabla 7, se presenta el rango de variación de la interacción líquido estructura suelo en el diseño sísmico, como el porcentaje de variación mínimo, el máximo y el promedio de las variaciones en incremento y decremento, entre cada uno de los indicadores correspondientes.

Tabla 7. Variación de análisis sísmico en reservorios rectangulares.

Descripción	Variación			Promedio
	660 m ³	1150 m ³	2500 m ³	
Dirección X-X				
Cortante basal	39.71%	39.82%	40.30%	39.94%
Oscilación máxima	50.60%	31.67%	27.08%	36.45%
Momento de volteo	38.50%	39.15%	39.87%	39.18%
Interacción sísmica dirección X-X				
% de Variación mínima	38.50%	31.67%	27.08%	25.80%
% de Variación máxima	50.60%	39.82%	40.30%	40.81%
Promedio	42.94%	36.88%	35.75%	38.52%
Dirección Y-Y				
Cortante basal	39.53%	39.42%	40.08%	39.68%
Oscilación máxima	23.95%	31.67%	27.08%	27.57%
Momento de volteo	39.65%	39.32%	39.96%	39.64%
Interacción sísmica dirección Y-Y				
% de Variación mínima	23.95%	31.67%	27.08%	27.57%
% de Variación máxima	39.65%	39.42%	40.08%	39.68%
Promedio	34.38%	36.80%	35.71%	35.63%

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3 Determinación de las características del suelo en el análisis sísmico

4.1.3.1 Cortante de suelo en reservorios circulares y rectangulares.

En la figura 19, se presenta las fuerzas generadas por el suelo en donde se encuentra el reservorio, lo cual genera desplazamientos excesivos, solamente si estuvieran enterrados en su totalidad, en la presente investigación solo se encuentran reservorios apoyados, por tanto, se incluye el cortante del suelo bajo una condición en reposo, Santana (2010) propone que el desplazamiento en cualquier punto del suelo genera un soporte que es directamente proporcional a la presión, para lo cual los resultados mostrados indican de manera similar que la cortante de suelo es admisible para cada reservorio, por lo que se presenta la comparación de las cortantes de suelo con los datos obtenidos aplicando la interacción suelo-estructura, los cuales están en función a los estudios de mecánica de suelos que se realizó en campo, y así poder aplicar los parámetros del tipo de suelo que se encontró.

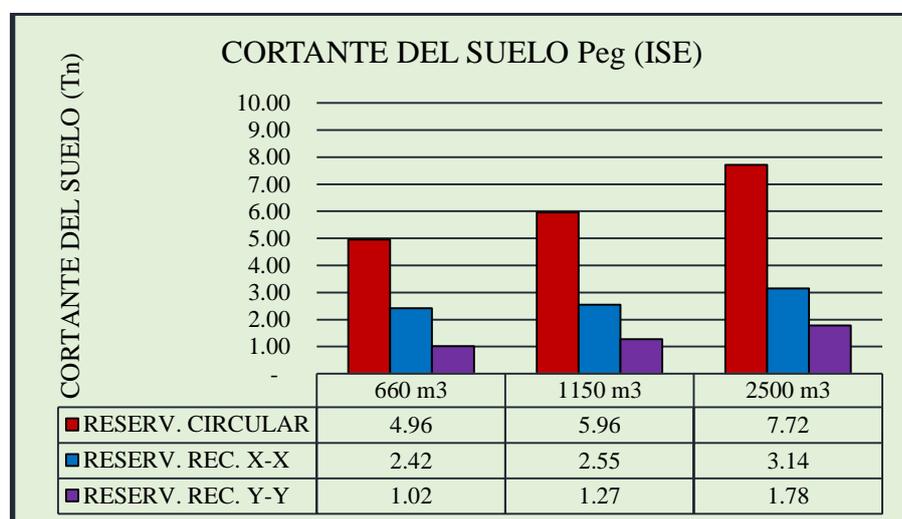


Figura 19. Interpretación de cortante de suelo (ISE)
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 20, se presenta la variación en incremento en la dirección Y-Y y en decremento en la dirección X-X, en las cortantes del suelo aplicando interacción suelo estructura, para cada volumen de reservorio. Con los resultados obtenidos en relación al

análisis de interacción suelo-estructura en cada uno de los reservorios, se acepta que las características del suelo obtenidos mediante un estudio de mecánica de suelos en donde se obtuvo como factor principal la capacidad portante del suelo que es 2 kg/cm^2 , se puede aceptar que los parámetros obtenidos del suelo que intervienen en el suelo de fundación, tiene una intervención fundamental para el comportamiento de la estructura en un evento sísmico, obteniendo así, el coeficiente de balasto para la aplicación del cortante del suelo para cada uno de los reservorios. Cabe señalar que el tipo de suelo encontrado, es de clasificación roca fija, por lo que los desplazamientos al momento de interactuar el suelo con la estructura, serán mínimas, por ser un suelo estable y duro, a comparación de Sucasaca y Mamani (2017), donde indican de los efectos de interacción suelo-estructura, en donde se generan mayores desplazamientos de las cimentaciones es en suelo arcillosos, donde obtuvieron una capacidad portante de 0.84 kg/cm^2 para las cimentaciones de diseño.

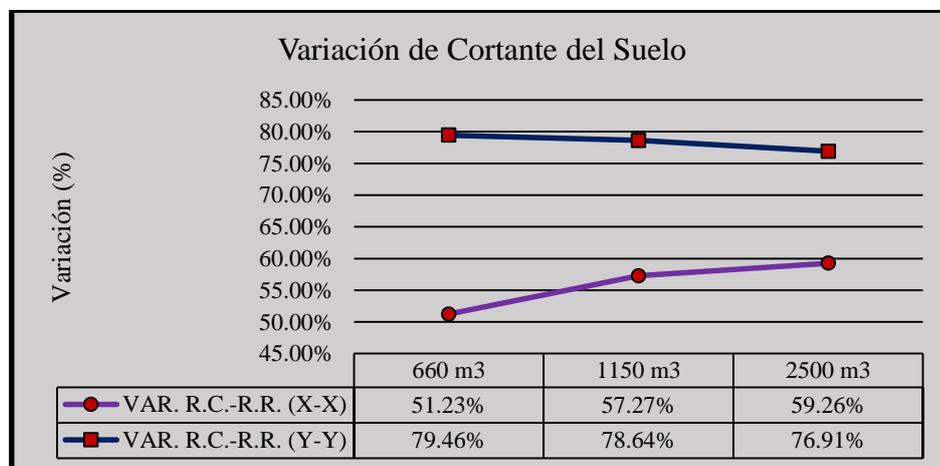


Figura 20. Variación de cortante de suelo en reservorios apoyados (ISE)
Fuente: Elaboración propia.

4.2 DISCUSIÓN

A partir de los resultados obtenidos se acepta que el método de Housner sigue siendo relevante para la aplicación matemática de reservorios apoyados, en base a ello y



a los resultados específicos obtenidos, se realizó el análisis de interacción dinámica liquido-estructura-suelo (ILES) en el diseño sísmico con la aplicación de los diseños de espectros obtenidos con el ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018, para cada geometría y volumen de los reservorios, en base al fundamento teórico que se planteó tal como se muestra los resultados, de acuerdo a los antecedentes internacionales encontrados, tal y como concluyen Li y Wang (2012), Moslemi y Kianoush (2012), que también utilizaron el modelo de masas y resortes para el comportamiento sísmico de los reservorios.

Se resalta que para los objetivos de la investigación y con la finalidad de contrastar la hipótesis, la principal comparación fue la realizada en el diseño de aceleraciones espectrales con el ACI 350.3-06 y la NTE E.030-2018, consecuentemente las variables como la geometría y el volumen se mantuvieron constantes, adicionalmente a ello, se trató de mantener la relación aproximada D/HL y B/HL , puesto que de acuerdo a Nuñez y Mosqueira (2014), la esbeltez en los reservorios produce variaciones significativas en su comportamiento estructural (Huaquisto & Belizario, 2018).

Los parámetros sísmicos obtenidos en relación al tipo de suelo en donde se construyeron los reservorios y a los parámetros del estudio de mecánica de suelo, se realizó un análisis de acuerdo a la norma NTE E.030 se encontró el tipo de zona sísmica 3. Para así poder trabajar con los parámetros de periodos cortos (S_s) y periodos de 1 segundo (S_1), en donde se realizó una equivalencia con los parámetros sísmicos de norma E.030 y el ACI 350, ya que varían en la probabilidad de excedencia de 2% y 10 % respectivamente en 50 años, tal como desarrollo Palomino (2018), la equivalencia de las aceleraciones del suelo de norma E.030 con el ACI 350.



V. CONCLUSIONES

En reservorios circulares; el análisis de interacción liquido-estructura-suelo tiene una variación mínima de 2.80%, una variación máxima de 30.11% y un promedio de 8.64%, estando estos valores en función a las aceleraciones espectrales de diseño del ACI 350.3-06 y la norma peruana NTE E.030-2018, por lo que se encuentran dentro del rango de variación establecido por la hipótesis.

En reservorios rectangulares; el análisis de interacción liquido-estructura-suelo tiene una variación mínima de 25.80%, una variación máxima de 40.81% y un promedio de 37.06% en la dirección X-X, mientras que en la dirección Y-Y la variación mínima es de 18.38%, la variación máxima de 40.81% y el promedio de 34.26% estando valores en función a las aceleraciones espectrales de diseño del ACI 350.3-06 y la norma peruana NTE E.030-2018, por lo que se encuentran dentro del rango de variación establecido por la hipótesis.

Las propiedades del suelo que intervienen en el análisis sísmico son: La capacidad portante, ángulo de fricción, peso específico del suelo y el coeficiente del módulo de Balasto en función a su capacidad portante. Las características del suelo en las que están construido cada uno de los reservorios, son similares en cuanto a sus parámetros obtenidos en un estudio de mecánica de suelos, estos datos que se obtienen en relación a la norma E.030, se clasifica el tipo de suelo de la zona sísmica a nivel nacional.



VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda a la Universidad Nacional del altiplano de promover que el Reglamento Nacional de Edificaciones, incorpore una norma peruana que considere el análisis sísmico en reservorios circulares y rectangulares, puesto que este tipo de estructuras son esenciales, ya que estas no deberían fallar, después de una excitación sísmica.
- Se recomienda la utilización del código ACI 350.3-06, para reservorios que contengan cualquier tipo de líquidos, y la aplicación de parámetros sísmicos equivalentes a la norma sismorresistente E.030-2018, ya que estas mismas servirán para la verificación de los demás componentes estructurales.
- Se recomienda realizar una futura investigación, utilizando las demás zonas sísmicas de que tiene la ciudad de Puno de acuerdo a la norma E.030-2018, para la verificación de la interacción liquido-estructura-suelo de reservorios.
- Se recomienda realizar futuras líneas de investigación, utilizando un modelo de masas y resortes de una forma compleja, incluyendo un análisis espectral y un análisis modal.
- Se recomienda utilizar el software de Sap2000, ya que los resultados en función al programa y a los determinados manualmente, son similares y servirá para poder realizar las verificaciones correspondientes del análisis sísmico.
- Se recomienda realizar investigaciones para reservorios de otro tipo de estructuras y con materiales almacenados distintos al agua, puesto que el comportamiento estructural es muy diferente.



VII. REFERENCIAS

- Acero, J., & Mejia, J. (2005). Análisis dinámico de tanques superficiales, circulares y rectangulares. Obtenido de <https://vdocuments.site/documents/analisis-dinamico-de-tanquespdf.html>
- ACI. (2006). *Seismic design of liquid-containing concrete structures and commentary* (ACI 350.3-06). Obtenido de <http://docshare01.docshare.tips/files/30685/306853030.pdf>
- Alfaro, R., & Gonzales, V. (2008). *Estadística y probabilidades para ingenieros*. Primera edición. Puno: U.N.A. .
- ASCE/SEI.7-10. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. Estados Unidos.
- Carneiro de Barros, R. (1999). *Resposta sísmica de tanques de armazenaminto de líquidos*. Presentación Power Point. Portugal: Universidad de Porto.
- Carrion, J., & Corpus, C. B. (2015). *Procedimiento de diseño estructural de un reservorio circular apoyado de concreto armado cumpliendo los parametros de la propuesta de norma E030 2014 para la zona de Cajamarquilla*. Lima.
- Chaduvula, U. (2013). *Fluid-structure-soil interaction effects on seismic behavior of elevated water tanks*. India. Obtenido de <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705813000155>
- Compagnoni, M., & Curadelli, R. y. (2012). *Análisis del comportamiento dinámico de tanques cilíndricos bajo excitación sísmica*. Obtenido de <http://www.cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/view/4187/4113>
- Dias del Valle, J. (2013). *Análisis sísmico de depósitos*. Obtenido de http://www.edutecne.utn.edu.ar/coini_2013/trabajos/COA48_TC.pdf



- Fernandez-Davila, V. y. (2006). *Estudio paramétrico de la respuesta sísmica de estanques elevados de hormigón armado con aislación sísmica en la base*. Obtenido de www.upf.br/seer/index.php/rsae/article/download/322/232
- Housner, W. (1963). *Comportamiento dinámico de tanques de agua*. Cajamarca, Perú: Traducido en 2013 por Alex Palomino.
- Huaquisto, S., & Belizario, G. (2018). Utilización de la ceniza volante en la dosificación del concreto como sustituto del cemento. *Revista de Investigaciones Altoandinas*, 20(2), 225–234. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.18271/ria.2018.366>
- Huaranga, P. (2015). *Evaluación de la respuesta sísmica no lineal de reservorios elevados tipo INTZE*. Lima, Perú: PUCP.
- IGP. (2014). *Evaluación del peligro sísmico en Perú*. Lima, Perú. Obtenido de <http://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/783>
- Kumar, D. (2016). Comparative study of dynamic analysis of rectangular liquid filled containers using codal provisions. India. Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705816303137>
- Kuroiwa, J. (2012). *Gestión de riesgo de desastres sismos y tsunamis*. Callao, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Obtenido de <http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2012/TOTAL/1.%20Gestión%20de%20Riesgo%20de%20Desastres-Sismos%20y%20Tsunamis.pdf>.
- Leoni, A. (2005). *Apuntes de coeficiente de balasto*. Argentina: Universidad Nacional de la Plata.
- Li, Y., & Wang, J. (2012). A supplementary, exact solution of an equivalent mechanical model for a sloshing fluid in a rectangular tank. *Journal of Fluids and Structures*.



- Obtenido de
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0889974612000540>
- Llasa, O. (2012). Análisis sísmico y diseño estructural del reservorio R-10 San Antonio. II Ciclo de conferencias: Mega construcciones en el Perú Capítulo de Estudiantes ACI-Universidad Carlos Mariátegui. Moquegua. Obtenido de (https://www.youtube.com/watch?v=oD9_hNVf1Wk)
- Martinez, E., & Sanchez, L. (2004). Análisis sísmicos de tanques elevados de agua sobre diferentes sistemas estructurales de hormigón reforzado en la ciudad Bucaramanga (tesis para optar título de ingeniero civil). Bucaramanga: Universidad de Santander. Obtenido de (<http://repositorio.uis.edu.co/jspui/bitstream/123456789/2309/2/114546.pdf>)
- Martos, F., & Mosqueira, R. (2013). Evaluación de los esfuerzos de un reservorio circular entre el método estático y el método dinámico del diseño sismorresistente. Cajamarca, Perú.
- Miranda, C. (2013). Modelamiento sísmico para un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte tipo Intze de 3000 m³. *Tesis de ingeniería civil*. Puno, Perú: Universidad Nacional del Altiplano.
- Monroy, C., Bolaños L., A., Muñoz P., A., & Blondet S., M. (2004). Demandas sísmicas con peligro uniforme en el Perú. Perú.
- Morrison, N. (1993). Interacción suelo-estructura: semi-espacio de Winkler. *Tesis de maestría*. España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Moslemi, M., & Kianoush M., R. (2012). Parametric study on dynamic behavior of cylindrical ground-supported tanks. *Engineering Structures*. Obtenido de <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612002210>
- MVCS. (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima.



- Núñez, E. (2011). Propuesta tecnologica para el mejoramiento del comportamiento sismico de reservorio elevado con estructura de soporte tipo marco. Lima, Perú.
- Palomino, A. (2018). Curso de diseño de reservorios apoyados de concreto armado. Cajamarca, Perú: Ceint Perú.
- Pupiales, A. (2013). Análisis de la interacción fluido-estructura en el diseño de tanques cilíndricos de acero según las norma americana, neozelandesa, ecuatoriana y métodos simplificados (tesis para optar el título de ingeniero civil). Quito: Universidad San francisco de Quito. Obtenido de <http://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/2405/1/107099.pdf>
- Quezada, W., & Salinas, A. (2014). Diseño y analisis de un reservorio tipo fuste de 300 m3 en la ciudad de Trujillo. *Tesis para optar el titulo profesional de ingeniero civil*.
- RNE. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones. *DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030*.
- Santana, A. (2010). Modelo Winkler para el análisis de la respuesta dinámica de estructuras enterradas. *Proyecto de fin de carrera*. España: Universidad de las Palmas el Gran Canaria.
- Sucasaca, C., & Mamani V., J. (2017). Evaluacion de los efectos de interaccion suelo-estructura en el estadio universitario UNA-PUNO. Universidad Nacional del Altiplano.
- Tunque, C. (2018). Analisis y diseño de un reservorio apoyado segun el codigo ACI 350; tomando como base el modelo mecanico equivalente propuesto por G.W. Housner. Huancavelica, Perú.



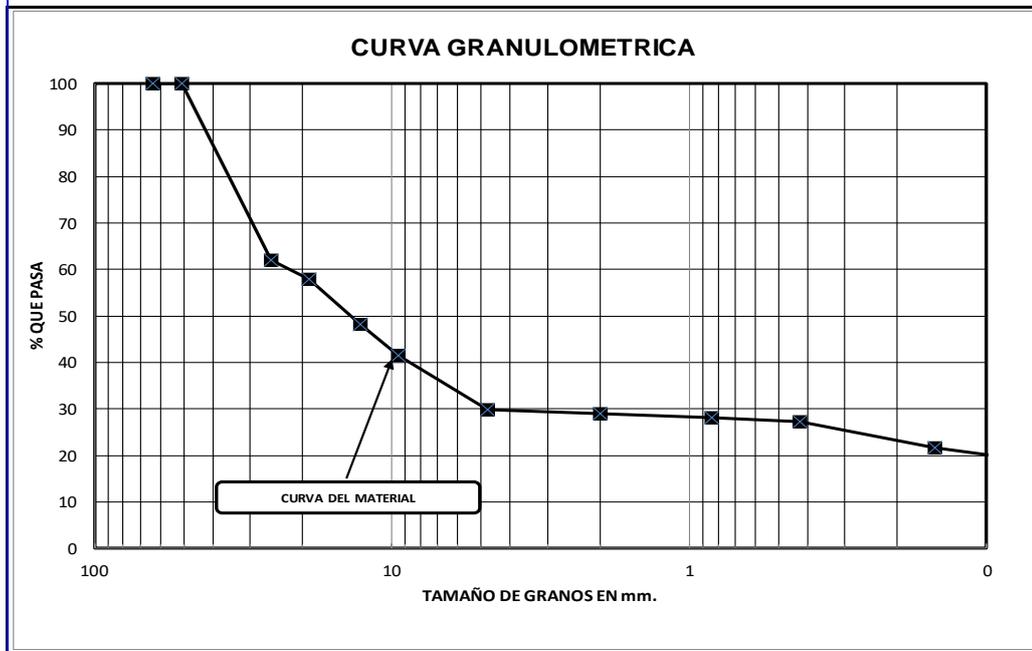
Vargas, H. E. (2015). Estudio sismico en el diseño del reservorio circular apoyado R-8 capacidad 3000 m³ para la ciudad de Juliaca. *Tesis de ingenieria civil*. Juliaca, Perú: Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez.

ANEXOS

ANEXO A: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELO DE LOS RESERVORIOS



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)						
PROYECTO		Tesis "Análisis de la Interacción Dinámica Líquido-Estructural: Suelo en el Diseño Sísmico de Reservorios Apoyados en la Ciudad de Puno"			CALICATA	: C - 01
LUGAR		RA - 03 "Chacarilla"			FECHA	: Junio del 2019
SOLICITADO		Bach. Eber Noel Rodríguez Huisa				
						NORMA : ASTM D422
Nº DE MALLAS	ABERTURA DE MALLAS (mm)	PESO RETENIDO	% RETEN PARCIAL	% RETEN. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	76.200					Peso Inicial : 1,250.00 Gr.
2 1/2"	63.500				100.00	Peso Fracción : 525.00 Gr.
2"	50.800	0.0	0.00	0.00	100.00	Humedad Natural : 13.41
1 1/2"	38.100	153.0	12.24	12.24	87.76	Limite Liquido : 20.3
1"	25.400	322.0	25.76	38.00	62.00	Limite Plastico : 17.6
3/4"	19.050	52.0	4.16	42.16	57.84	Indice Plastico : 2.7
1/2"	12.700	121.0	9.68	51.84	48.16	
3/8"	9.525	83.0	6.64	58.48	41.52	
1/4"	6.350					CLASIFICACION
Nº 4	4.760	147.0	11.76	70.24	29.76	AASHTO : A-1-b (0)
Nº 6	3.360					SUCS : GC
Nº 8	2.380					IG :
Nº 10	2.000	33.0	0.79	71.03	28.97	CC :
Nº 16	1.190					CU :
Nº 20	0.840	32.0	0.76	71.79	28.21	DENSIDAD MAXIMA :
Nº 30	0.590					HUMEDAD OPTIMA :
Nº 40	0.426	42.0	1.00	72.79	27.21	CBR AL 100% :
Nº 50	0.297					CBR AL 95% :
Nº 60	0.177					Observaciones : El suelo del estrato es del terreno de fundacion.
Nº 100	0.149	233.0	5.55	78.33	21.67	
Nº 200	0.074	111.0	2.64	80.98	19.02	
-200		74.00	1.76	82.7	17.26	





ENSAYOS DE CONSISTENCIA LL MTC E-110- 2000 LP MTC E-111-2000

PROYECTO	Tesis "Análisis de la Interacción Dinámica Líquido-Estructura-Suelo en el Diseño Sísmico de Reservorios Apoyados en la Ciudad de Puno"	CALICATA	: C - 01
LUGAR	RA - 03 "Chacarilla"	FECHA	: Junio del 2019
SOLICITANTE	Bach. Eber Noel Rodríguez Huisa		

LIMITE LIQUIDO					DETERMINACIÓN DE HUMEDAD NATURAL			
Nro. De Tarro	Nº	1	2	3	Nro. De Tarro	Nº	1	2
T. + Suelo Húmedo	Gr.	31.86	33.20	33.23	T. + Suelo Húmedo	Gr.	143.11	144.12
T. + Suelo Seco	Gr.	28.70	30.05	30.14	T. + Suelo Seco	Gr.	127.87	128.91
Agua	Gr.	3.16	3.15	3.09	Agua	Gr.	15.24	15.21
Peso del Tarro	Gr.	14.48	14.98	14.10	Peso del Tarro	Gr.	14.64	15.01
Suelo Seco	Gr.	14.22	15.07	16.04	Suelo Seco	Gr.	113.23	113.90
% de Humedad	%	22.22	20.90	19.26	% de Humedad	%	13.46	13.35
Nro. De Golpes	Nº	14	23	34	Humedad Natural	%	13.41	

LIMITE PLASTICO					LL = $W_n * (N/25) + 0.121$	
Nro. De Tarro	Nº	4	5		DONDE	
T. + Suelo Húmedo	Gr.	16.20	16.44		LL	: Límite líquido
T. + Suelo Seco	Gr.	15.45	15.62		W_n	: Contenido de humedad promedio
Agua	Gr.	0.75	0.82		N	: Número de golpes
Peso del Tarro	Gr.	11.15	11.01		DETERMINACIÓN DE INDICE DE PLASTICIDAD	
Suelo Seco	Gr.	4.30	4.61		L.L.	= 20.30 %
% de Humedad	%	17.44	17.79		L.P.	= 17.61 %
Humedad Promedio	%	17.61			I.P.	= 2.69 %

GRAFICO LIMITE LIQUIDO





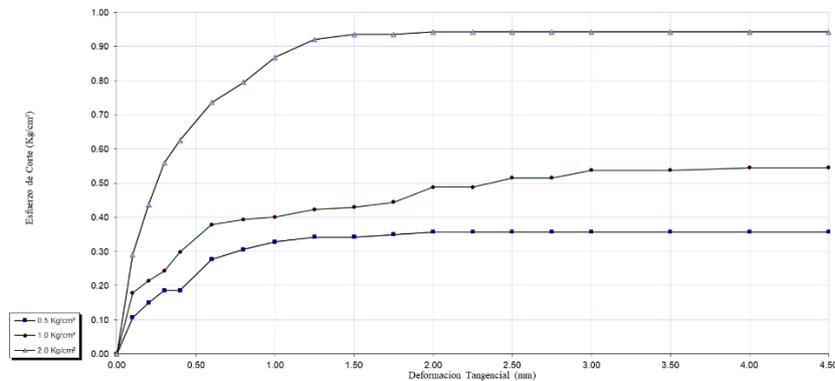
ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM D 3080 - 98)

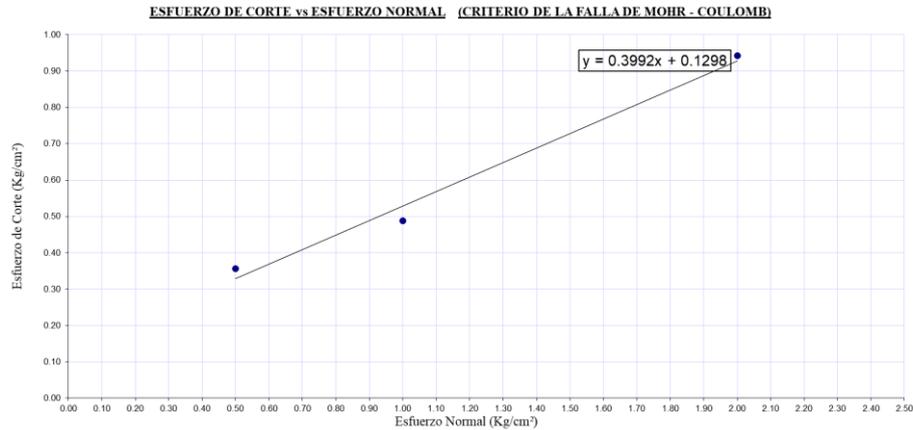
PROYECTO :	Estructura-Suelo en el Diseño Sísmico de Reservorios Apoyados en la Ciudad de Puno	SOLICITADO :	Bach. Eber Noel Rodríguez Huisa
LUGAR :	RA - 03 "Chacarilla"	SONDAJE :	Calicata C - 1 "R-2500"
FECHA :	Junio del 2019	MUESTRA :	M - 1

Profundidad de la muestra : 1
 Clasificación (SUCS) : GM
 Estado de la muestra de suelo : Inalterado
 Veloc. de Ensayo (mm/min) : 0.5

Datos	ESPECIMEN 01				ESPECIMEN 02				ESPECIMEN 03			
	Inicial		Final		Inicial		Final		Inicial		Final	
Altura (h) (cm)	2.45		2.45		2.45		2.45		2.45		2.45	
Diámetro (Ø) (cm)	5.10		5.10		5.10		5.10		5.10		5.10	
Humedad (w) (%)	36.23%				34.62%				32.18%			
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	0.50				1.00				2.00			
	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
	0.10	15.00	2.103	0.107	0.10	25.00	3.505	0.179	0.10	40.00	5.720	0.291
	0.20	21.00	2.944	0.150	0.20	30.00	4.206	0.214	0.20	60.00	8.580	0.437
	0.30	26.00	3.645	0.186	0.30	34.00	4.767	0.243	0.30	76.00	10.982	0.559
	0.40	26.00	3.645	0.186	0.40	41.00	5.863	0.299	0.40	85.00	12.283	0.626
	0.60	38.00	5.434	0.277	0.60	52.00	7.436	0.379	0.60	100.00	14.450	0.736
	0.80	42.00	6.006	0.306	0.80	54.00	7.722	0.393	0.80	108.00	15.606	0.795
	1.00	45.00	6.435	0.328	1.00	55.00	7.865	0.401	1.00	118.00	17.051	0.868
	1.25	47.00	6.721	0.342	1.25	58.00	8.294	0.422	1.25	125.00	18.063	0.920
	1.50	47.00	6.721	0.342	1.50	59.00	8.437	0.430	1.50	127.00	18.352	0.935
	1.75	48.00	6.864	0.350	1.75	61.00	8.723	0.444	1.75	127.00	18.352	0.935
	2.00	49.00	7.007	0.357	2.00	67.00	9.581	0.488	2.00	128.00	18.496	0.942
	2.25	49.00	7.007	0.357	2.25	67.00	9.581	0.488	2.25	128.00	18.496	0.942
	2.50	49.00	7.007	0.357	2.50	70.00	10.115	0.515	2.50	128.00	18.496	0.942
	2.75	49.00	7.007	0.357	2.75	70.00	10.115	0.515	2.75	128.00	18.496	0.942
	3.00	49.00	7.007	0.357	3.00	73.00	10.549	0.537	3.00	128.00	18.496	0.942
	3.50	49.00	7.007	0.357	3.50	73.00	10.549	0.537	3.50	128.00	18.496	0.942
	4.00	49.00	7.007	0.357	4.00	74.00	10.693	0.545	4.00	128.00	18.496	0.942
	4.50	49.00	7.007	0.357	4.50	74.00	10.693	0.545	4.50	128.00	18.496	0.942

ESFUERZO vs DEFORMACION



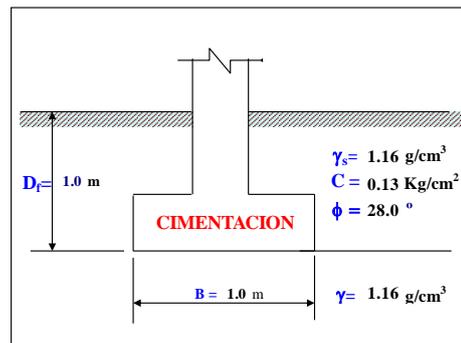


CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO



CIMENTACION CORRIDA

Cohesión	C =	0.13 Kg/cm ²
Angulo de fricción	φ =	28.0°
Peso unitario del suelo sobre el nivel de fundación	γ_s =	1.16 g/cm ³
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	γ =	1.16 g/cm ³
Ancho de la cimentación	B =	1.00 m
Largo de la cimentación	L =	3.00 m
Profundidad de la cimentación	D_f =	1.00 m
Factor de seguridad	FS =	3.00



$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Calculando los factores de capacidad de carga y forma:

Factores de capacidad de carga

N_q = 14.719881
N_c = 25.803343
N_γ = 16.716818
N_q/N_c = 0.57
tan φ = 0.53

Factores de forma

S_q = 1
S_c = 1
S_γ = 1

$$S_c = \left(\frac{N_q}{N_c} \right) * \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) * Tg \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 * \left(\frac{B}{L} \right)$$

Reemplazando en la formula se tiene:

q_{ult} = 60.32 Tn/m²

Finalmente

Capacidad última de carga **q_{ult}** = **6.03 Kg/cm²**

Con: **FS** = **3.00**

Se tiene finalmente:

Capacidad admisible de carga **q_{adm}** = **2.01 Kg/cm²**

Tabla 8. Parámetros del estudio de mecánica de suelos.

Descripción	Valor
Peso específico del suelo:	γ _s = 1600.00 kg/cm ³
Angulo de fricción del suelo:	φ = 28.00
Capacidad portante:	q _s = 2.00 kg/cm ²
Altura de anclaje del reservorio:	H _s = 0.60 m
Coefficiente de balasto:	K = 4.00 kg/cm ³

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO B: PARÁMETROS DE ZONA SÍSMICA

En la tabla 9 se presenta los parámetros calculados con la NTE E.030-2018 que está en función con aceleraciones a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años; y el ACI 350.3-06 está a una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, para esto se realizó una equivalencia de los parámetros sísmicos, y así poder aplicar al análisis de interacción liquido-estructura-suelo, para fuerzas sísmicas en una zona específica del país.

Tabla 9. *Parámetros sísmicos de la zona 3.*

Parámetros de sismicidad	Zona sísmica 3		
Aceleración espectral para periodos cortos:	$S_s =$	1.540	g
Aceleración espectral para periodos de 1 s:	$S_1 =$	0.630	g
Clase de sitio:		B	
Coefficiente de sitio:	$F_a =$	0.900	
Coefficiente de sitio:	$F_v =$	0.800	
Aceleración espectral para MCER:	$S_{Ms} =$	1.386	g
Aceleración espectral para MCER:	$S_{M1} =$	0.504	g
Aceleración espectral de diseño:	$SDS =$	0.924	g
Aceleración espectral de diseño:	$SD1 =$	0.336	g
Factor de importancia:	$I_e =$	1.250	
Periodo de diseño:	$T_s =$	0.364	s
Periodo de diseño:	$T_L =$	4.000	s
Periodo de diseño:	$T_o =$	0.073	s
Factor de reducción impulsiva:	$R_i =$	2.000	
Factor de reducción convectiva:	$R_c =$	1.000	

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO C: ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO

Para los reservorios apoyados en la ciudad de Puno, que pertenece a la zona sísmica 3, de acuerdo con la norma NTE E.030-218 y a la norma ACI 350.3-06 que hace referencia a la norma ASCE/SEI 7-10, se obtiene las aceleraciones espectrales impulsiva y convectiva para el diseño, para cada uno de los códigos.

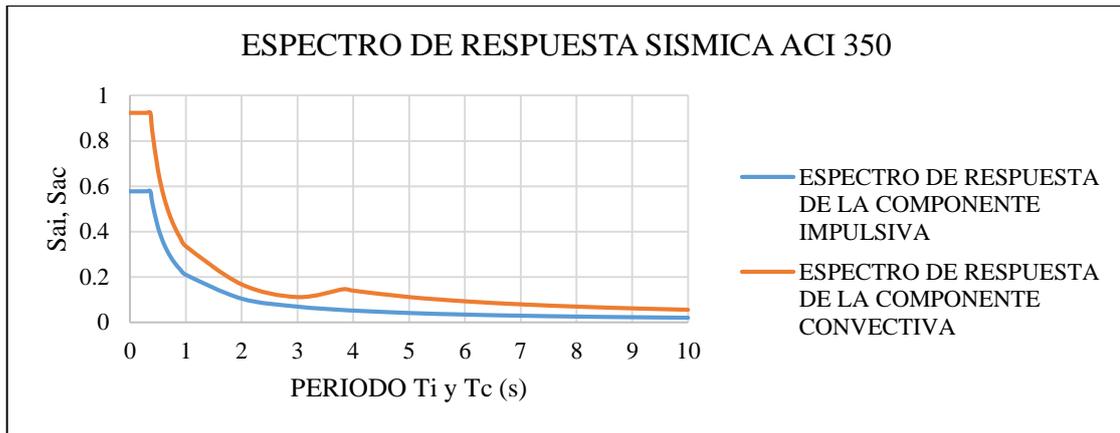


Figura 21. Espectro de respuesta sísmica ACI 350
Fuente: Elaboración propia.

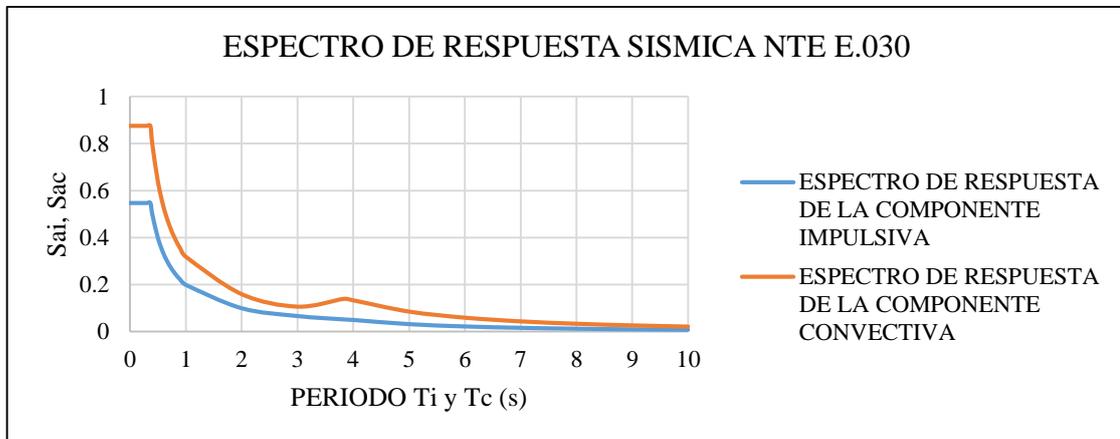


Figura 22. Espectro de respuesta sísmica NTE E.030
Fuente: Elaboración propia.

ANEXO D: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Se menciona las características de cada uno de los materiales con lo que está construido el reservorio, teniendo en cuenta las exigencias mínimas que nos proporciona el código del ACI 350-06.

Tabla 10. Propiedades de los materiales.

Descripción	Valor
Peso específico del agua:	$\gamma_L = 1000.00 \text{ kg/m}^3$
Densidad del concreto del reservorio:	$\gamma_c = 2400.00 \text{ kg/m}^3$
Resistencia de concreto:	$f'_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 252671.33 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO E: PARÁMETROS EN RESERVORIOS CIRCULARES

Tabla 11. Cortante basal en reservorios circulares con código ACI 350.

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Periodo impulsivo (s):	Ti =	0.035	0.042	0.054
Aceleración espectral impulsiva (g):	Sai =	0.578	0.578	0.578
Periodo convectivo (s):	Tc =	3.826	4.195	4.772
Aceleración espectral convectiva (g):	Sac =	0.165	0.150	0.122
Peso impulsivo total (Tn):	Wit =	459.418	783.437	1694.895
Peso convectivo del agua (Tn):	Wc =	319.061	553.378	1203.726
Fuerza lateral propor. por el muro (Tn):	Pw =	35.621	60.443	133.266
Fuerza lateral propor. por la cúpula (Tn):	Pr =	13.647	19.206	30.628
Cortante del suelo (Tn):	Peg =	4.960	5.960	7.720
Cortante de la componente impulsiva (Tn):	Pi =	165.821	282.772	611.751
Cortante de la componente convectiva (Tn):	Pc =	65.673	103.892	183.175
Cortante basal (Tn):	V =	224.947	377.065	797.019

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12. Cortante basal en reservorios circulares con norma NTE E.030.

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Periodo impulsivo (s):	Ti =	0.035	0.042	0.054
Aceleración espectral impulsiva (g):	Sai =	0.547	0.547	0.547
Periodo convectivo (s):	Tc =	3.826	4.195	4.772
Aceleración espectral convectiva (g):	Sac =	0.191	0.159	0.123
Peso impulsivo total (Tn):	Wit =	459.418	783.437	1694.895
Peso convectivo del agua (Tn):	Wc =	319.061	553.378	1203.726
Fuerza lateral propor. por el muro (Tn):	Pw =	33.732	57.238	126.199
Fuerza lateral propor. por la cúpula (Tn):	Pr =	12.923	18.188	29.004
Cortante del suelo (Tn):	Peg =	4.960	5.960	7.720
Cortante de la componente impulsiva (Tn):	Pi =	157.028	267.776	579.310
Cortante de la componente convectiva (Tn):	Pc =	76.009	155.270	184.346
Cortante basal (Tn):	V =	217.460	376.738	757.332

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13. Momento volteo en reservorios circulares con ACI 350.

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Momento de flexión del muro (Tn-m):	Mw =	110.43	220.62	619.69
Momento de flexión de la cúpula (Tn-m):	Mr =	147.39	207.43	330.79
Calculo de los momentos de flexión				
Altura impulsiva EBP (m):	hi =	2.06	2.48	3.22
Altura convectiva EBP (m):	hc =	3.23	3.88	5.05



Momento de flexión (Tn-m):	Mi =	342.01	699.86	1968.31
Momento de flexión (Tn-m):	Mc =	212.28	402.86	924.17
Momento de flexión Total (Tn-m):	Mb =	636.28	1197.69	3061.60
Calculo de los momentos de volteo				
Altura impulsiva IBP (m):	hi' =	4.90	5.89	7.63
Altura convectiva IBP (m):	hc' =	4.62	5.54	7.19
Momento de volteo (Tn-m):	Mi' =	812.93	1665.68	4668.35
Momento de volteo (Tn-m):	Mc' =	303.14	575.97	1317.02
Momento de volteo Total (Tn-m):	Mb' =	1112.83	2171.50	5771.11

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14. Momento de volteo en reservorios circulares con NTE E.030.

Descripcion		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Momento de flexión del muro (Tn-m):	Mw =	104.57	208.92	586.83
Momento de flexión de la cúpula (Tn-m):	Mr =	139.57	196.43	313.25
Calculo de los momentos de flexión				
Altura impulsiva EBP (m):	hi =	2.06	2.48	3.22
Altura convectiva EBP (m):	hc =	3.23	3.88	5.05
Momento de flexión (Tn-m):	Mi =	323.87	662.75	1863.93
Momento de flexión (Tn-m):	Mc =	245.70	602.09	930.08
Momento de flexión Total (Tn-m):	Mb =	618.87	1226.10	2916.29
Calculo de los momentos de volteo				
Altura impulsiva IBP (m):	hi' =	4.90	5.89	7.63
Altura convectiva IBP (m):	hc' =	4.62	5.54	7.19
Momento de volteo (Tn-m):	Mi' =	769.82	1577.35	4420.78
Momento de volteo (Tn-m):	Mc' =	350.85	860.82	1325.44
Momento de volteo Total (Tn-m):	Mb' =	1072.95	2161.50	5483.46

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15. Altura de oscilación máxima en reservorios circulares con ACI 350

Descripcion		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Oscilación máxima (m):	dmax:	1.28	1.40	1.47

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16. Altura de oscilación máxima en reservorios circulares con NTE E.030

Descripcion		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Oscilación máxima (m):	dmax:	1.48	1.48	1.48

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO F: PARÁMETROS EN RESERVORIOS RECTANGULARES

Tabla 17. Cortante basal en reserv. rectangulares con código ACI 350 (dir. X-X).

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Periodo impulsivo (s):	Ti =	0.204	0.224	0.287
Aceleración espectral impulsiva (g):	Sai =	0.924	0.924	0.924
Periodo convectivo (s):	Tc =	6.226	5.946	6.567
Aceleración espectral convectiva (g):	Sac =	0.057	0.063	0.051
Peso impulsivo total (Tn):	Wit =	337.602	667.400	1591.316
Peso convectivo del agua (Tn):	Wc =	475.879	760.755	1644.810
Fuerza lateral propor. por el muro (Tn):	Pw =	54.812	102.954	261.052
Fuerza lateral propor. por el techo (Tn):	Pr =	77.272	116.759	311.018
Cortante del suelo (Tn):	Peg =	2.419	2.547	3.145
Cortante de la componente impulsiva (Tn):	Pi =	194.965	385.424	918.985
Cortante de la componente convectiva (Tn):	Pc =	34.027	59.646	105.729
Cortante basal (Tn):	V =	328.823	608.074	1494.802

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18. Cortante basal en reserv. rectangulares con código ACI 350 (dir. Y-Y).

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Periodo impulsivo (s):	Ti =	0.255	0.269	0.331
Aceleración espectral impulsiva (g):	Sai =	0.924	0.924	0.924
Periodo convectivo (s):	Tc =	3.292	3.664	4.386
Aceleración espectral convectiva (g):	Sac =	0.205	0.165	0.115
Peso impulsivo total (Tn):	Wit =	630.257	1083.135	2365.413
Peso convectivo del agua (Tn):	Wc =	301.761	500.828	1184.741
Fuerza lateral propor. por el muro (Tn):	Pw =	82.907	140.094	338.778
Fuerza lateral propor. por el techo (Tn):	Pr =	77.272	116.759	311.018
Cortante del suelo (Tn):	Peg =	1.019	1.273	1.783
Cortante de la componente impulsiva (Tn):	Pi =	363.974	625.511	1366.026
Cortante de la componente convectiva (Tn):	Pc =	77.177	103.403	170.746
Cortante basal (Tn):	V =	529.805	888.402	2023.042

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19. Cortante basal en reserv. rectangulares con NTE E.030 (dir. X-X).

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Periodo impulsivo (s):	Ti =	0.204	0.224	0.287
Aceleración espectral impulsiva (g):	Sai =	0.547	0.547	0.547
Periodo convectivo (s):	Tc =	6.226	5.946	6.567
Aceleración espectral convectiva (g):	Sac =	0.072	0.079	0.065
Peso impulsivo total (Tn):	Wit =	337.602	667.400	1591.316

Peso convectivo del agua (Tn):	$W_c =$	475.879	760.755	1644.810
Fuerza lateral propor. por el muro (Tn):	$P_w =$	32.441	60.934	154.505
Fuerza lateral propor. por el techo (Tn):	$P_r =$	45.734	116.759	184.078
Cortante del suelo (Tn):	$P_{eg} =$	2.419	2.547	3.145
Cortante de la componente impulsiva (Tn):	$P_i =$	115.391	228.115	543.907
Cortante de la componente convectiva (Tn):	$P_c =$	42.806	75.034	133.006
Cortante basal (Tn):	$V =$	198.257	365.938	892.462

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20. Cortante basal en reserv. rectangulares con NTE E.030 (dir. Y-Y).

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Periodo impulsivo (s):	$T_i =$	0.255	0.269	0.331
Aceleración espectral impulsiva (g):	$S_{ai} =$	0.547	0.547	0.547
Periodo convectivo (s):	$T_c =$	3.292	3.664	4.386
Aceleración espectral convectiva (g):	$S_{ac} =$	0.212	0.208	0.145
Peso impulsivo total (Tn):	$W_{it} =$	630.257	1083.135	2365.413
Peso convectivo del agua (Tn):	$W_c =$	301.761	500.828	1184.741
Fuerza lateral propor. por el muro (Tn):	$P_w =$	49.069	82.915	200.508
Fuerza lateral propor. por el techo (Tn):	$P_r =$	45.734	69.104	184.078
Cortante del suelo (Tn):	$P_{eg} =$	1.019	1.273	1.783
Cortante de la componente impulsiva (Tn):	$P_i =$	215.420	370.212	808.491
Cortante de la componente convectiva (Tn):	$P_c =$	79.907	130.079	214.795
Cortante basal (Tn):	$V =$	320.351	538.190	1212.259

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21. Momento de volteo en reserv. rectangulares con ACI 350 (dir. X-X).

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Momento de flexión del muro (Tn-m):	$M_w =$	139.77	337.17	1057.26
Momento de flexión de techo (Tn-m):	$M_r =$	573.75	866.93	2309.31
Calculo de los momentos de flexión				
Altura impulsiva EBP (m):	$h_i =$	1.65	2.16	2.72
Altura convectiva EBP (m):	$h_c =$	2.29	3.06	3.86
Momento de flexión (Tn-m):	$M_i =$	321.69	831.07	2498.49
Momento de flexión (Tn-m):	$M_c =$	78.03	182.38	408.57
Momento de flexión total (Tn-m):	$M_b =$	1038.14	2043.33	5879.27
Calculo de los momentos de volteo				
Altura impulsiva IBP (m):	$h_i' =$	7.69	7.98	9.85
Altura convectiva IBP (m):	$h_c' =$	9.89	9.21	11.27
Momento de volteo (Tn-m):	$M_i' =$	1498.56	3076.93	9049.76
Momento de volteo (Tn-m):	$M_c' =$	336.69	549.44	1191.32
Momento de volteo total (Tn-m):	$M_b' =$	2237.55	4316.16	12473.35

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22. Momento de volteo en reserv. rectangulares con ACI 350 (dir. Y-Y).

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Momento de flexión del muro (Tn-m):	Mw =	211.41	458.81	1372.05
Momento de flexión de techo (Tn-m):	Mr =	573.75	866.93	2309.31
Calculo de los momentos de flexión				
Altura impulsiva EBP (m):	hi =	1.65	2.16	2.72
Altura convectiva EBP (m):	hc =	2.63	3.47	4.26
Momento de flexión (Tn-m):	Mi =	600.56	1348.76	3713.88
Momento de flexión (Tn-m):	Mc =	202.64	358.83	727.97
Momento de flexión total (Tn-m):	Mb =	1400.45	2698.46	7430.99
Calculo de los momentos de volteo				
Altura impulsiva IBP (m):	hi' =	3.22	4.06	5.60
Altura convectiva IBP (m):	hc' =	3.55	4.54	6.07
Momento de volteo (Tn-m):	Mi' =	1173.62	2539.09	7648.48
Momento de volteo (Tn-m):	Mc' =	274.27	469.16	1037.17
Momento de volteo total (Tn-m):	Mb' =	1977.89	3893.20	11377.22

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23. Momento de volteo en reserv. rectangulares con NTE E.030 (dir. X-X)

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Momento de flexión del muro (Tn-m):	Mw =	82.72	199.56	625.75
Momento de flexión de techo (Tn-m):	Mr =	339.58	513.10	1366.78
Calculo de los momentos de flexión				
Altura impulsiva EBP (m):	hi =	1.65	2.16	2.72
Altura convectiva EBP (m):	hc =	2.29	3.06	3.86
Momento de flexión (Tn-m):	Mi =	190.40	491.87	1478.75
Momento de flexión (Tn-m):	Mc =	98.16	229.43	513.98
Momento de flexión total (Tn-m):	Mb =	620.51	1226.19	3509.12
Calculo de los momentos de volteo				
Altura impulsiva IBP (m):	hi' =	7.69	7.98	9.85
Altura convectiva IBP (m):	hc' =	9.89	9.21	11.27
Momento de volteo (Tn-m):	Mi' =	886.93	1821.10	5356.16
Momento de volteo (Tn-m):	Mc' =	423.56	691.19	1498.66
Momento de volteo total (Tn-m):	Mb' =	1376.04	2626.35	7499.94

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24. Momento de volteo en reserv. rectangulares con NTE E.030 (dir. Y-Y)

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Momento de flexión del muro (Tn-m):	Mw =	125.13	271.55	812.06
Momento de flexión de techo (Tn-m):	Mr =	339.58	513.10	1366.78



Calculo de los momentos de flexión

Altura impulsiva EBP (m):	hi =	1.65	2.16	2.72
Altura convectiva EBP (m):	hc =	2.63	3.47	4.26
Momento de flexión (Tn-m):	Mi =	355.44	798.27	2198.08
Momento de flexión (Tn-m):	Mc =	209.81	451.40	915.78
Momento de flexión total (Tn-m):	Mb =	846.56	1646.02	4471.70

Calculo de los momentos de volteo

Altura impulsiva IBP (m):	hi' =	3.22	4.06	5.60
Altura convectiva IBP (m):	hc' =	3.55	4.54	6.07
Momento de volteo (Tn-m):	Mi' =	694.61	1502.77	4526.80
Momento de volteo (Tn-m):	Mc' =	283.97	590.20	1304.74
Momento de volteo total (Tn-m):	Mb' =	1193.59	2362.34	6831.39

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25. *Altura de oscilación máxima en reserv. rectangulares con ACI 350*

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Oscilación máxima (direcc. X-X) (m):	dmax:	0.68	0.78	0.79
Oscilación máxima (direcc. Y-Y) (m):	dmax:	1.02	1.03	1.01

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26. *Altura de oscilación máxima en reserv. rectangulares con NTE .030.*

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Oscilación máxima (direcc. X-X) (m):	dmax:	0.85	0.99	1.00
Oscilación máxima (direcc. Y-Y) (m):	dmax:	1.06	1.30	1.27

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO G: PARÁMETROS DEL SUELO DE FUNDACIÓN

Tabla 27. *Cortante de suelo en reservorios circulares.*

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Coef. de suelo en reposo:	Ko =	0.53	0.53	0.53
Presión del suelo (Tn/m):	Ps =	0.25	0.25	0.25
Cortante del suelo (Tn):	Peg =	4.96	5.96	7.72

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 28. *Cortante de suelo en reservorios rectangulares.*

Descripción		Volumen de reservorios		
		660 m ³	1150 m ³	2500 m ³
Coef. de suelo en reposo:	Ko =	0.53	0.53	0.53
Presión del suelo (Tn/m):	Ps =	0.25	0.25	0.25



Cortante del suelo (Direcc. X-X) Tn:	Peg =	2.42	2.55	3.14
Cortante del suelo (Direcc. Y-Y) Tn:	Peg =	1.02	1.27	1.78

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO H: MODELO MATEMÁTICO PARA RESERVORIOS APOYADOS

Para diseño el matemático que da a conocer el código del ACI 350 para reservorios apoyados, se procedió con la obtención de los pesos estructurales, de cada elemento de los reservorios.

Para reservorio circular de 2500 m³.

DATOS DE RESERVORIO DE 2500 M3			
Volumen de agua almacenada	V =	2500	m ³
Resistencia a la compresion del concreto	f'c =	280	kg/cm ²
peso especifico del concreto	γc =	2400	kg/m ³
Peso especifico del agua	γL =	1000	kg/m ³
Peso especifico del suelo	γs =	1600	kg/m ³
Capacidad portante del suelo	qs =	2.00	kg/cm ²
Angulo de friccion del suelo	φ =	28°	Grados sexagesimales
Longitud de anclaje del reservorio en el suelo	hs=	0.60	m
Modulo de elasticidad del concreto	Ec =	252671.33	kg/cm ²
Altura del Líquido	HL =	8.58	m
Altura del Muro	Hw =	9.3	m
Diámetro Interno del Reservorio	D =	19.30	m
Relación D/HL		2.25	
Espesor de Muro	tw =	0.40	m
Espesor de Losa de Fondo	ts =	0.20	m
Espesor de Cupula	tr =	0.10	m
Base de viga anular	bv =	0.70	m
Altura de viga anular	hv =	0.45	m
Factor de importancia	I =	1.25	
Factor de reduc. Sismica impulsiva	Ri =	1.00	
Factor de reduc. Sismica convectiva	Rc =	2.00	
Altura al centro de gravedad del muro	hw =	4.65	m
Altura al centro de gravedad del techo	hr =	10.80	m

PESOS EQUIVALENTES DE LAS ESTRUCTURAS			
Peso de la Cupula Wr	Wr =	84.86	Tn
Peso del Muro Ww	Ww =	552.55	Tn
Peso de la Losa de Fondo Wlf	Wlf =	140.43	Tn
Peso del Agua WL	WL =	2510.11	Tn
Peso de Viga	Wb =	47.50	Tn

- Peso impulsivo del agua (Wi).



$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh \left[0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right)} \rightarrow W_i = 1237.23 \text{ Tn}$$

- Peso convectivo del agua (W_c).

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L} \right) \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] \rightarrow W_c = 1203.73 \text{ Tn}$$

- Coeficiente de masa efectiva (\mathcal{E}).

$$\mathcal{E} = 0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \leq 1.0$$

$$\mathcal{E} = 0.6682 \leq 1.0$$

- Altura de aplicación impulsiva (h_i) EBP.

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

$$\text{Para reservorios con } \frac{D}{H_L} \geq 1.333 \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

$$h_i = 3.22 \text{ mts}$$

- Altura de aplicación convectiva (h_c) EBP.

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) * \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]} \rightarrow h_c = 5.05 \text{ mts}$$

- Altura de aplicación impulsiva (h_i') IBP.

$$\text{Para reservorios con } \frac{D}{H_L} < 0.75 \quad \frac{h_i'}{H_L} = 0.45$$



Para reservorios con $\frac{D}{H_L} \geq 0.75$ $\frac{h_i'}{H_L} = \frac{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}{2*\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8}$

$$h_i' = 7.63 \text{ mts}$$

- Altura de aplicación convectiva (h_c') IBP.

$$\frac{h_c'}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 2.01}{3.68\left(\frac{H_L}{D}\right) * \sinh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \rightarrow h_c' = 7.19 \text{ mts}$$

- Periodo de vibración impulsiva (T_i).

$$C_w = 0.09375 + 0.2039\left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034\left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253\left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267\left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 0.03186\left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

$$C_w = 0.157$$

$$C_L = 10C_w \sqrt{\frac{t_w}{12\left\{\frac{D}{2}\right\}}} \rightarrow C_L = 0.092$$

$$\omega_i = C_L \frac{12}{H_L} \sqrt{\frac{E_c g}{\gamma_c}} = 116.384 \text{ rad/s}$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 0.05399 \text{ seg.}$$

- Periodo de vibración convectiva (T_c).

$$\lambda = \sqrt{3.68 g \tanh\left[3.68\left(\frac{H_a}{D_i}\right)\right]} \rightarrow \lambda = 5.7846$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} = 1.3167 \text{ rad/s}$$



$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = 4.7718 \text{ seg.}$$

- Rigidez convectiva (K_c).

$$K_c = 0.836 \left(\frac{W_L}{H_L} \right) \tanh^2 \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] \rightarrow K_c = 210.129 \text{ Tn/m}$$

ACELERACIONES ESPECTRALES			
ACI 350.3-06			
Aceleracion espectral impulsiva	Sai =	0.578	
Aceleracion espectral Convectiva	Sac =	0.122	
NTE E.030			
Aceleracion espectral impulsiva	Sai =	0.547	
Aceleracion espectral Convectiva	Sac =	0.123	

- Cortante del suelo (Peg).

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi \rightarrow K_o = 0.53$$

$$p_s = \frac{1}{2} K_o \gamma_s h_s \rightarrow p_s = 0.25 \text{ Tn/m}$$

$$p_{eg} = p_s \pi \frac{D}{2} \rightarrow p_{eg} = 7.72 \text{ Tn}$$

- Cortante basal (V).

$$P_w = S a_i I \left\{ \frac{\mathcal{E} W_w}{R_i} \right\} \rightarrow P_w = 133.27 \text{ Tn}$$

$$P_r = S a_i I \left\{ \frac{W_r}{R_i} \right\} \rightarrow P_r = 30.63 \text{ Tn}$$

$$P_i = S a_i I \left\{ \frac{W_i}{R_i} \right\} \rightarrow P_i = 611.75 \text{ Tn}$$

$$P_c = S a_c I \left\{ \frac{W_c}{R_c} \right\} \rightarrow P_c = 183.18 \text{ Tn}$$



$$V = \sqrt{\{P_i + P_w + P_r\}^2 + \{P_c\}^2 + \{P_{eg}\}^2} \rightarrow \mathbf{V = 797.02 Tn}$$

- Momento de flexión EBP (Mb).

$$M_w = P_w h_w \rightarrow M_w = 619.69 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_r = P_r h_r \rightarrow M_r = 330.79 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_i = P_i h_i \rightarrow M_i = 1968.31 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_c = P_c h_c \rightarrow M_c = 924.17 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_b = \sqrt{\{M_i + M_w + M_r\}^2 + \{M_c\}^2} \rightarrow \mathbf{M_b = 3061.60 Tn - m}$$

- Momento de volteo IBP (Mb').

$$M'_i = P_i h'_i \rightarrow M'_i = 4668.35 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M'_c = P_c h'_c \rightarrow M'_c = 1317.02 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M'_b = \sqrt{\{M'_i + M_w + M_r\}^2 + \{M'_c\}^2} \rightarrow \mathbf{M'_b = 5771.11 Tn - m}$$

- Aceleración vertical (Sat).

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_{agua} D H_L^2}{24g T_w E_c}} \rightarrow T_v = 0.07 \text{ seg}$$

Para reservorios con $T_v \leq T_s$ $Sa_t = S_{DS}$

Para reservorios con $T_v \geq T_s$ $Sa_t = \frac{S_{D1}}{T_v}$

$$Sa_t = 0.92 \text{ seg}$$



- Presión vertical (Pvy).

$$p_{vy} = \mu_v q_{hy}; \mu_v = Sa_t I \left\{ \frac{b}{R_i} \right\} \geq 0.2 S_{DS}; b = \frac{2}{3}; q_{hy} = \gamma_w (H_L - y)$$

$$\mu_v = 0.39$$

Presión vertical en la base

$$q_{hy} = 8580.00 \text{ kg/m}^2$$

$$p_{vy} = 3303.30 \text{ kg/m}^2$$

Nota: La presión en a nivel del agua es cero.

- Presión inercial aportado por el muro (Pwy).

Distribución lineal: $P_{wy} = \frac{P_w}{2H_w} \rightarrow P_{wy} = 7164.85 \text{ kg/m}$

Distribución horizontal: $P_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi r} \rightarrow P_{wy} = 236.34 \text{ kg/m}^2$

Nota: la presión inercial es uniforme en toda la altura del muro.

- Presión impulsiva aportado por la componente impulsiva (Piy).

Distribución lineal en el nivel del agua:

$$P_{iy} = \frac{P_i}{2H_L^2} \left\{ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left\{ \frac{y}{H_L} \right\} \right\} \rightarrow P_{iy} = 8912.46 \text{ kg/m}$$

Distribución lineal en el nivel de la base:

$$P_{iy} = \frac{P_i}{2H_L^2} \left\{ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left\{ \frac{y}{H_L} \right\} \right\} \rightarrow P_{iy} = 62387.20 \text{ kg/m}$$



Distribución horizontal en el nivel del agua:

$$P_{iy} = \frac{P_{iy}}{2\pi r} \cos\theta; \text{ se considera } \theta = 0 \rightarrow P_{iy} = 587.96 \text{ kg/m}^2$$

Distribución horizontal en el nivel de la base:

$$P_{iy} = \frac{P_{iy}}{2\pi r} \cos\theta; \text{ se considera } \theta = 0 \rightarrow P_{iy} = 4115.74 \text{ kg/m}^2$$

- Presión impulsiva aportado por la componente convectiva (P_{cy}).

Distribución lineal en el nivel del agua:

$$P_{cy} = \frac{P_c}{2H_L^2} \left\{ 4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left\{ \frac{y}{H_L} \right\} \right\} \rightarrow P_{cy} = 16312.66 \text{ kg/m}$$

Distribución lineal en el nivel de la base:

$$P_{cy} = \frac{P_i}{2H_L^2} \left\{ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_c) \left\{ \frac{y}{H_L} \right\} \right\} \rightarrow P_{cy} = 5036.46 \text{ kg/m}$$

Distribución horizontal en el nivel del agua:

$$P_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi r} \cos\theta; \text{ se considera } \theta = 0 \rightarrow P_{cy} = 956.59 \text{ kg/m}^2$$

Distribución horizontal en el nivel de la base:

$$P_{cy} = \frac{P_{cy}}{9\pi r} \cos\theta; \text{ se considera } \theta = 0 \rightarrow P_{cy} = 295.34 \text{ kg/m}^2$$

- Oscilación máxima (d_{max}).

$$d_{max} = \frac{D}{2} S_a I \rightarrow d_{max} = 1.47 \text{ mts}$$



Todas las formulas mostradas anteriormente se extrajo del código ACI 350.3-06, al igual que para cada tipo de reservorio, el manual contiene fórmulas para el diseño de los reservorios rectangulares, ya que su variación es sobre todo en las dimensiones geométricas de cada estructura, y la variación del análisis sísmico, así como para encontrar valores de S_{ai} y S_{ac} , están en función al espectro de diseños, como son del ACI 350.3-06 y de la norma técnica peruana E.030.