



UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABI

Título:

Análisis y diseño sismorresistente de una piscina semiolímpica con
muros laterales

Autor:

Jehremy Nain Delgado Lucas

Tutor:

Guillermo Humberto Pazmiño Balda

Unidad Académica:

Unidad Académica de Formación Técnica y Tecnológica

Carrera:

Tecnología Superior en Construcción Sismorresistente

Bahía de Caráquez, septiembre de 2025

CERTIFICADO DEL TUTOR

Ing. Guillermo Humberto Pazmiño Balda, docente de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, Unidad Académica de Formación Técnica y Tecnológica, en calidad de Tutor.

CERTIFICO:

Que el presente proyecto de investigación con el título: “Análisis y diseño sismorresistente de una piscina semiolímpica con muros laterales” ha sido exhaustivamente revisado en varias sesiones de trabajo, está listo para su presentación y apto para su defensa.

Las opciones y conceptos vertidos en este documento son fruto de la perseverancia y originalidad del autor(a):

Jehremy Nain Delgado Lucas

Siendo de exhaustiva responsabilidad

Bahía de Caráquez, septiembre de 2025



Ing. Guillermo Humberto Pazmiño Balda

TUTOR

DECLARACION DE AUTORIA

Quien suscribe la presente:

Jehremy Nain Delgado Lucas

Estudiante de la carrera de Tecnología Superior en Construcción Sismorresistente, declaro bajo juramento que el presente proyecto de investigación cuyo título: “Análisis y diseño sismorresistente de una piscina semiolímpica con muros laterales”, previa a la obtención del título de Tecnólogo Superior en Construcción Sismorresistente, es de autoría propia y ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros y consultando las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Bahía de Caráquez, septiembre de 2025



Jehremy Nain Delgado Lucas



APROBACION DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Título con modalidad Proyecto de investigación, titulado: “Análisis y diseño sismorresistente de una piscina semiolímpica con muros laterales” de su autor: Jehremy Nain Delgado Lucas de la carrera “Tecnología Superior en Construcción Sismorresistente”, y como Tutor del Trabajo el Ing. Guillermo Humberto Pazmiño Balda.

Bahía de Caráquez, Julio de 2025

Lcdo. Eduardo Caicedo Coello, PhD

DECANO

Ing. Guillermo Pazmiño Balda

TUTOR

Primer Miembro Tribunal

Segundo Miembro Tribunal

Ing. María Verónica Aguilar García

SECRETARIA

AGRADECIMIENTO

El alcanzar el objetivo y llegar hasta esta etapa de desarrollo corresponden al esfuerzo y dedicación depositados; no tan solo míos, sino de quienes siempre han estado ahí para motivarme y alentarme en cada paso recorrido día a día.

Por sobre todas las cosas a Dios, guía espiritual de fe y esperanza.

A mis padres, por el sacrificio y la constante lucha para sobrellevar los obstáculos de la vida y motivarme con el ejemplo de responsabilidad y dedicación para alcanzar los objetivos trazados.

Al tutor Ing. Guillermo Humberto Pazmiño Balda, por las orientaciones, consejos y sabiduría brindados en cada revisión; y por, sobre todo el ahínco de inculcarme la superación diaria.

Y finalmente a la Carrera de Tecnología Superior en Sismorresistente, sus autoridades, docentes, administrativos y demás colaboradores, por el tiempo brindado y el conocimiento transmitido en estas aulas de esta hermosa carrera.

Jehremy Nain Delgado Lucas

DEDICATORIA

A mis padres, por darme el ejemplo de superación y por aquel empujón para lograr la superación profesional alcanzando esta meta; por impulsarme a buscar más allá de lo que quizá podían darme, ya que no todo fue fácil pero su fortaleza y entrega fue lo que me permitió llegar hasta esta etapa de mi vida.

A mis abuelos que con voz de aliento supieron demostrarme que hay más cosas por conseguir en esta vida, siendo una de estas el desarrollarme como profesional, inyectando en mí el anhelo del triunfo.

A mi abuelo que está en el cielo pues desde niño supo transmitir esa alegría, ese donaire con el cual lo más difícil se tornaba fácil; y es aquí, en donde con sus recuerdos y enseñanzas supero mis más grandes miedos.

Jehremy Nain Delgado Lucas

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tuvo como finalidad el análisis y diseño sismo resistente de una piscina semiolímpica con muros los laterales, ubicado en Bahía de Caráquez considerada como una zona con alta actividad sísmica. Se partió de un estudio geotécnico de suelo para verificar su estabilidad ampliando criterios normativos de la NEC 2015 y la ACI 318-14. Se determinó que el diseño debía resistir empujes hidrostáticos, cargas estáticas y fuerzas sísmicas horizontales y verticales. Además, el análisis estructural se realizó mediante modelación computacional y métodos analíticos permitiendo verificar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento y capacidad portante del terreno. Se diseñaron las secciones de los muros y losas de fondo, evaluando su comportamiento ante flexión y corte, se calculó el acero de refuerzo requerido para garantizar la resistencia estructural y se cumplieron los factores de seguridad establecidos, tanto con condiciones estáticas como sísmica y se demostró que el sistema estructural propuesto era eficiente y funcional.

PALABRAS CLAVES:

Diseño Sismo Resistente, Piscina Semiolímpica, Análisis Estructural, Acero de Refuerzo

ABSTRACT

This research work aimed to analyze and design a seismic-resistant semi-Olympic swimming pool with lateral walls, located in Bahía de Caráquez, an area considered to have high seismic activity. The process began with a geotechnical soil study to verify its stability, applying the normative criteria of NEC 2015 and ACI 318-14. It was determined that the design must withstand hydrostatic pressures, static loads, and horizontal and vertical seismic forces. Furthermore, the structural analysis was performed using computational modeling and analytical methods to verify the stability against overturning and sliding, as well as the soil's bearing capacity. The sections of the walls and bottom slabs were designed, evaluating their behavior under bending and shear. The required reinforcing steel was calculated to ensure structural strength, and the established safety factors were met under both static and seismic conditions. This demonstrated that the end result that the proposed structural system was efficient and functional.

KEYWORD:

Seismic-Resistant Design, Semi-Olympic Swimming Pool, Structural Analysis, Reinforcing Steel

INDICE

Contenido

CERTIFICADO DEL TUTOR	2
DECLARACION DE AUTORIA.....	3
APROBACION DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	4
AGRADECIMIENTO.....	5
DEDICATORIA.....	6
RESUMEN.....	7
PALABRAS CLAVES:	7
ABSTRACT	8
KEYWORD:	8
INDICE	9
INDICE DE ILUSTRACIONES	10
INDICE DE TABLAS.....	11
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	12
1.1. TITULO.....	12
1.2. INTRODUCCIÓN.....	12
1.3. PROBLEMA	12
1.4. JUSTIFICACION	13
1.5. OBJETIVOS.....	13
1.5.1. Objetivo General.....	13
1.5.2. Objetivos específicos	13
1.6. METODOLOGIA	14
1.6.1. Procedimiento	14
1.6.2. Técnicas	14
1.6.3. Métodos.....	14
CAPITULO II: MARCO TEORICO	15
2.1. DEFINICIONES	15
2.2. ANTECEDENTES.....	16
2.3. TRABAJOS RELACIONADOS.....	17
2.3.1. Caso otro continente (Europa- España)	17

2.3.2. Caso América del sur – Perú	17
2.3.3. Caso Nacional – Ecuador	17
2.3.4. Caso Provincia- Manabí	17
CAPITULO III: DESARROLLO DE LA PROPUESTA.....	18
3.1. OBJETIVO 1	18
3.1.1. Análisis geotécnico de la piscina para verificar su estabilidad.....	18
3.1.2. Dimensionamiento	18
3.1.3. Cálculo de cargas y empujes sobre el muro	19
3.1.4. Verificación de estabilidad al volcamiento.....	22
3.1.5. Verificación de estabilidad al deslizamiento	25
3.1.6. Verificación de la capacidad portante	29
3.2. OBJETIVO 2	31
3.2.1. Análisis estructural de la piscina para verificar su resistencia	31
3.2.2. Criterios de diseño y verificación a flexión.....	31
3.2.3. Criterios de diseño y verificación a corte	35
3.3. OBJETIVO 3	37
3.3.1. Diseño del acero de refuerzo en muros y losa de fondo.....	37
3.3.2. Criterios normativos	37
3.3.3. Metodología para el diseño del acero	38
3.3.4. Cálculo de las sesiones de acero	39
CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	43
4.1. CONCLUSIONES.....	43
4.2. RECOMENDACIONES	43
BIBLIOGRAFIA	44
ANEXOS.....	46
Anexo 1: Planos de la piscina fontal	46
Anexo 2: Planos de la piscina de su cobertura	47

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Fuerza y momentos, piscina llena	21
Ilustración 2: Fuerzas y Momentos, piscina vacía, Fuente: Autor	24

Ilustración 3: Detalles y medidas de piscina, Fuente: Autor	31
Ilustración 4: Distribución de acero en el muro.....	41
Ilustración 5: Distribución de acero en losa de fondo	42

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Resumen de todas las medidas	19
Tabla 2 Verificación de cumplimiento a flexión	35
Tabla 3 Verificación cumplimiento a corte	37

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. TITULO

Análisis y diseño sismorresistente de una piscina semiolímpica con muros laterales.

1.2. INTRODUCCIÓN

Según el ACI 350.3-06, las estructuras de concreto que contienen líquidos como las piscinas y cisternas, deben analizarse y diseñarse tomando en consideración las presiones estáticas y dinámicas del fluido contenido provocado por los sismos, ya que el movimiento del agua genera cargas adicionales sobre los muros durante el sismo.

La aplicación de normativas como la ACI 350.3-06 exige el uso de modelos tridimensionales y el método de elementos finitos para evaluar de manera precisa el comportamiento de la estructura bajo estas condiciones.

El diseño estructural de las estructuras de concreto reforzado, requiere de softwares especializados como el Etabs, Sap, Cypecad, etc., para modelar y analizar las estructuras complejas, como el realizado por Montufar Chata (2022). Este enfoque es directamente aplicable al diseño de piscinas de concreto reforzado, garantizando su seguridad estructural y su correcto funcionamiento.

El análisis sismorresistente de piscinas olímpica responde tanto a demandas técnica, la seguridad de los espacios deportivos utilizados por comunidades estudiantiles y deportistas profesionales, requieren altos niveles de confiabilidad estructural. Estos temas se vinculan de manera directa con la carrera de construcción sismorresistente, permitiendo aplicar los conocimientos del análisis estructural, evaluación de amenazas sísmicas y normativas técnicas, para fortalecer la formación profesional y enfrentar los problemas reales de nuestro entorno profesional.

1.3. PROBLEMA

En nuestro entorno, el análisis y diseño de estructuras es determinante para atender los efectos sísmicos de la región donde se sitúa; sin embargo, se hace esquivo a la hora de planificar la construcción de cualquier infraestructura, como es el caso de una piscina de características semiolímpicas.

Prácticamente, las estructuras requieren un análisis detallado y específico que considere los efectos de los sismos, para determinar el comportamiento ante las cargas accidentales producidas.

Por otro lado, en diversos estudios sobre vulnerabilidad estructural, se ha determinado que muchas edificaciones recreativas, especialmente aquellas destinadas al deporte acuáticos, no contemplan un diseño adecuado frente a sismos. Además, representa una amenaza para la integración física de los usuarios y para la durabilidad de la obra, sin embargo, como consecuencia de ello, surge la necesidad de desarrollar propuestas técnicas que respondan a esta problemática desde un enfoque preventivo y sostenible.

De igual forma, se observa que, en muchos casos, los diseños tradicionales de piscinas se limitan a criterios arquitectónicos y funcionales, aunque, sin importar de manera rigurosa una evolución estructural frente a eventos sísmicos. Debido a esta omisión puede generar fallos significativos, sobre todo en los muros laterales que deben soportar no solo la presión de agua, sino también las fuerzas externas generadas por los sismos de diferentes magnitudes.

1.4. JUSTIFICACION

Este proyecto investigativo, se realiza con la búsqueda de garantizar la optimización de recursos y seguridad de las vidas humanas mediante un análisis estructural que sea capaz de definir las secciones de la estructura para absorber las cargas laterales estáticas y sísmicas, mediante el diseño geotécnico y estructural de los muros perimetrales, asegurando la estructura frente a eventos telúricos.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. *Objetivo General*

Diseñar una piscina semiolímpica sismorresistente con muros laterales

1.5.2. *Objetivos específicos*

- Análisis geotécnico de la piscina para verificar su estabilidad.
- Análisis estructural de la piscina para verificar su resistencia.
- Diseñar el acero de refuerzo en muro laterales.

1.6. METODOLOGIA

1.6.1. Procedimiento

Para el desarrollo de la presente investigación se estableció una secuencia metodológica estructurada orientada al cumplimiento riguroso de los objetivos específicos planteados. Se realizó el dimensionamiento de la base de la zapata y sus elementos contenidos en ella, tales como el talón, puntera, así como su espesor; adicionalmente se dimensionó el espesor de la pantalla o fuste para luego calcular el peso propio de la estructura. Luego, determinamos la estabilidad frente a al volcamiento y deslizamiento en condiciones estáticas y dinámicas, tanto vacía como llena; finalmente se comprueban las presiones en la base, con todo ese cumplimiento geotécnico, se analiza la estructura ante las fallas por corte y flexión, si todo cumple de acuerdo a las normativas, se procede a diseñar el acero de refuerzo óptimo para la estructura.

Todo este proceso, se debe realizar para garantizar que la estructura cumpla con la seguridad y funcionabilidad para su uso y seguridad.

1.6.2. Técnicas

Modelación mediante softwares especializados.

El diseño estructural de edificaciones de concreto armado en zonas sísmicas se apoya en gran medida en el uso de software especializado como ETABS y SAFE. La efectividad de estas herramientas para el análisis y diseño sismorresistente de estructuras complejas ha sido demostrada en diversos estudios, como el realizado por Méndez (2023) en un edificio de cinco niveles. Extrapolando este enfoque metodológico, es posible aplicar estos softwares para el diseño de piscinas de concreto armado, lo cual es crucial para considerar de manera precisa las cargas hidrostáticas, hidrodinámicas y sísmicas para garantizar la seguridad y funcionalidad de la obra.

1.6.3. Métodos

Método inductivo

El presente estudio adopta una metodología de investigación inductiva, un enfoque que permite a los investigadores generar hipótesis y conclusiones a partir de observaciones específicas. Este método es crucial para vincular la teoría con la práctica, facilitando la correcta interpretación de la información

normativa y su adaptación a las particularidades del proyecto de diseño estructural de la piscina (Hernández Sampieri et al., 2018).

Método analítico

La consecución de un análisis riguroso y sistemático en el diseño estructural es primordial, por lo que el presente estudio se apoya en el método analítico. Este enfoque permite desglosar la compleja interacción de cargas sobre la piscina semiolímpica en componentes más simples para su estudio, facilitando así un análisis profundo del problema. Este proceso de descomposición es una pieza clave del razonamiento científico, tal como lo describen Lopera Echavarría et al. (2010).

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. DEFINICIONES

Reyes (1999) destaca que la incorporación de tecnologías antisísmicas, como los sistemas de amortiguamiento viscoso, puede contribuir a diseños sísmicos resilientes y con mayor comodidad ante ciertas demandas de aceleración, permitiendo que edificios vitales sigan operando después de un sismo y disminuyendo el pánico de las personas frente a estos eventos.

La tesis de Contreras Dávila (2021) establece que el diseño sismorresistente de una piscina requiere un análisis hidrodinámico del agua, el cual debe considerar las cargas impulsivas y convectivas. Para ello, su estudio propone la aplicación del método de masas equivalentes de Newmark y Rosenblueth (1976) y el cumplimiento de las normativas ACI 350.3-06 y NEC-SE-DS. Para ello, se recomienda aplicar el método de masas equivalentes propuesto por Newmark y Rosenblueth (1976), así como considerar la normativa ACI 350.3-06 y los espectros sísmicos definidos en la NEC-SE-DS.

En proyectos de piscinas semiolímpicas prefabricadas de ferrocemento, es imprescindible considerar tanto las cargas de empuje del terreno como las presiones hidrostáticas derivadas del agua contenida. Hernández Sotomayor y Wainshtok Rivas (2015) realizaron un análisis sismo-resistente de una piscina de ferrocemento utilizando el método de empuje de Rankine para suelos, así como cálculos de presiones estáticas y dinámicas acordes a ACI 350.3-01. Asimismo, aplicaron el método de Estados Límite Último (ELU) para dimensionar

refuerzos, controlar fisuración y analizar estabilidad, reportando, además, un ahorro significativo de materiales en comparación con diseños tradicionales de hormigón armado.

2.2. ANTECEDENTES

Bahía de Caráquez, ubicada en la costa ecuatoriana, es una ciudad que ha sido históricamente afectada por eventos sísmicos como el terremoto del 2016, que dejó en evidencia la vulnerabilidad estructural de muchos edificios, esta situación ha generado la necesidad urgente de reforzar las críticas de diseños y construcción e infraestructuras públicas y privadas, especialmente de aquellas destinadas a la recreación, deporte y bienestar comunitario, como las piscinas semiolímpicas.

En el ámbito nacional, la normativa otorga la Constitución (NEC) establece parámetros técnicos que deben cumplir para el diseño sismorresistente de estructura. Sin embargo, existen limitaciones en cuanto a los estudios específicos que abordan el diseño estructural de piscinas con fines deportivos bajo condiciones sísmicas, particularmente en zonas con suelos blandos y altas actividades sísmicas como Bahía de Caráquez

A nivel internacional, se han desarrollado investigaciones enfocadas en el comportamiento estructural de piscinas de frente a cargas dinámicas, como las que producen los sismos. Estas investigaciones han permitido identificar la importancia de factores como la interacción fluido-estructura, el tipo de cimentación y la rigidez de los muros laterales para asegurar la estabilidad del sistema durante los eventos sísmicos.

Pase a los avances técnicos en Ecuador hay limitaciones, el número de proyectos que incorporan estudios detallados sobre análisis estructurales y sismo resistente en construcciones hidráulicas deportivas. Por lo tanto, esta investigación pretende contribuir al cambio de la ingeniería civil aplicando criterios técnicos actualizados que garanticen un diseño estructural, seguro, funcional y sostenible para las piscinas semi olímpicas. Ubicada en las zonas de alta amenaza sísmica.

2.3. TRABAJOS RELACIONADOS

2.3.1. Caso otro continente (Europa- España)

En el proyecto de vivienda unifamiliar desarrollado por Nieto García (2012), se incorpora una planta sótano para garaje y una piscina exterior, integrando elementos arquitectónicos y estructurales que aseguran la funcionalidad y confort del conjunto habitacional. Este trabajo ejemplifica la aplicación de técnicas de diseño contemporáneo en viviendas aisladas, destacando la importancia de considerar el espacio exterior y las áreas recreativas como parte fundamental del programa de necesidades.

2.3.2. Caso América del sur – Perú

Concha Olivares y Sosa Evaristo (2023) realizaron un análisis sísmico de una vivienda multifamiliar de cinco niveles con piscina en la azotea, utilizando el software ETABS. Los resultados indicaron que la carga hidráulica de la piscina incrementa el periodo de vibración, el desplazamiento lateral y la deriva en ambos ejes, así como las fuerzas cortantes en el último nivel del edificio.

2.3.3. Caso Nacional – Ecuador

Universidad Estatal De Milagro (UNEMI) Cuenta con una piscina semiolímpica de primer nivel.

En noviembre de 2021, UNEMI inauguro una piscina semiolímpica de alta calidad ubicada en milagro. Con dimensiones de 25 x 21cm, ocho carriles. Y profundidad variable de 1 y 1,35m, la obra fue ejecutada en su totalidad mediante procedimientos de excavación, relleno, compactación y hormigón armado, la inversión de USD 256017.96 permitió crear una infraestructura robusta con sistemas hidráulicos y eléctricos integrados. El acto inaugural reunió a autoridades, personal académico y estudiantil, beneficiando directamente a más de 32000 estudiantes y a la comunidad local mediante cursos y entrenamiento. (Tumbaco, 2021)

2.3.4. Caso Provincia- Manabí

En la provincia de Manabí no se han realizado previamente proyectos de piscinas semiolímpicas con diseños sismorresistente. Este constituye el primer

proyecto de su tipo en la provincia, marcando un precedente en infraestructura deportivo segura y adecuada para zonas de alta actividad sísmica.

CAPITULO III: DESARROLLO DE LA PROPUESTA

3.1. OBJETIVO 1

3.1.1. *Análisis geotécnico de la piscina para verificar su estabilidad*

Este análisis garantiza la estabilidad geotécnica ante los efectos de volcamiento, deslizamiento y presiones excesivas en la base de la zapata del muro.

3.1.2. *Dimensionamiento*

En este proceso, se definen las dimensiones del muro para que sea capaz de resistir las cargas externas y accidentales, garantizando la estabilidad de acuerdo con las normativas vigentes.

- Base del muro:

Se recomienda para muros empotrados que el ancho de la base B sea aproximadamente: $B = (0.50 * H_f + 0.3) = (0.50 * 2.00) + 0.30 = 1.30 \text{ m} = \mathbf{1.70 \text{ m}}$

(Por seguridad)

- Espesor del fuste:

El espesor mínimo del fuste se estima como una fracción de su altura:
 $e_{min} = H_f / 12 \text{ a } H / 16$

$$e = 2.00 / 12 = 0.167 \text{ m} = \mathbf{0.20 \text{ m}}$$

- Dimensión del talón y puntera:

Para muros de $H \leq 4 \text{ m}$, se recomienda: $T = 0.60 B$ y $P = 0.40 B$

$$T = 0.60 * B = 0.60 * 1.70 = 1.02 \text{ m} = \mathbf{1.00 \text{ m}}$$

$$P = B - e - T = 1.70 - 0.20 - 1.00 = \mathbf{0.50 \text{ m}}$$

- Altura de la zapata:

Para muros $H \leq 3 \text{ m}$, se recomienda: $h_z = H_f/10 \text{ a } H_f/12$

Para muros más altos $H > 3 \text{ m}$, se recomienda: $h_z = H_f/8 \text{ a } H_f/10$

Por tratarse de un muro de piscina semiolímpica, consideraremos $h_z = H/8$

$$H_z = hf/8 = 2.00 / 8 = 0.25 \text{ m}$$

Tabla 1

Resumen de todas las medidas

Elemento	Dimensiones Propuestas
Espesor del muro (e)	0,20 m
Ancho de la base (B)	1,70 m
Talón (T)	1,00 m
Puntera (P)	0,50 m
Altura de Zapata (hz)	0,25 m

Nota: Dimensiones del muro. Fuente: Autor

3.1.3. Cálculo de cargas y empujes sobre el muro

Para garantizar un diseño estructural seguro, es fundamental determinar las acciones y soluciones que actuarán sobre los muros a lo largo de su vida útil.

- Datos técnicos:

Peso específico del muro de H.A.: $\gamma = 2.40 \text{ t/m}^3$

Peso específico del relleno: $\gamma_s = 1.75 \text{ t/m}^3$

Ángulo de fricción del suelo: $\phi = 38.5^\circ$

Ángulo de fricción muro - suelo: $\delta = \frac{2}{3}\phi = 25.67^\circ$

Cohesión del suelo: $c = 0.50 \text{ Kg/cm}^2$

Peso específico del agua: $\gamma_w = 1.00 \text{ t/m}^3$

Sobrecarga en relleno: $q = 0.20 \text{ t/m}^3$

Coeficiente sísmico horizontal: $k_h = 0.12$

Coeficiente sísmico vertical: $k_v = 0.50 k_h = 0.06$

El cálculo de las cargas y empujes sobre los muros incluye los siguientes componentes:

Peso del muro y momento resistente por peso propio, ver Ilustración 1.

- **Peso de Zapata:**

$$V_{zapata} = B * h_z = 1.70 * 0.25 = 0.43 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_{zapata} = \gamma * V_{zapata} = 2.40 * 0.43 = 1.03 \text{ t/m}$$

- Momento resistente producido por la zapata:

$$\text{Brazo de palanca} = B/2 = 1.70 / 2 = 0.85 \text{ m}$$

$$M_{zapata} = W_{zapata} * \text{Brazo de palanca} = 1.03 * 0.85 = 0.88 \text{ t-m}$$

- Peso del Fuste:

$$V_{fuste} = e * H_f = 0.20 * 2.00 = 0.40 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_{fuste} = \gamma * V_{fuste} = 2.40 * 0.40 = 0.96 \text{ t/m}$$

- Momento resistente producido por el fuste:

$$\text{Brazo de palanca} = P + e/2 = 0.50 + (0.20 / 2) = 0.60 \text{ m}$$

$$M_{fuste} = W_{fuste} * \text{Brazo de palanca} = 0.96 * 0.60 = 0.58 \text{ t-m}$$

- Peso total del muro y momento resistente:

$$\text{Peso del muro} = W_{zapata} + W_{fuste} = 1.03 + 0.96 = 1.99 \text{ t/m}$$

$$\text{Momento peso propio } M_{pp} = M_{zapata} + M_{fuste} = 0.88 + 0.58 = 1.46 \text{ t-m}$$

Empujes laterales y momentos producidos por los empujes.

- Empuje activo del suelo:

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - F/2) = \tan^2 (45^\circ - 38.5^\circ/2) = 0.233$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H f^2 K_a = \frac{1}{2} * 1.75 * (2.00)^2 * 0.233 = 0.82 \text{ t/m}$$

- Momento actuante por Empuje de suelo:

$$M_a = E_a * (h_z + H_f / 3) = 0.82 * (0.25 + (2.00 / 3)) = 0.75 \text{ t-m}$$

- Empuje por sobrecarga:

$$E_q = q * K_a * H_f = 0.20 * 0.233 * 2.00 = 0.09 \text{ t/m}$$

- Momento actuante por sobrecarga:

$$M_q = E_q * (h_z + H_f / 2) = 0.09 * (0.25 + (2.00 / 2)) = 0.11 \text{ t-m}$$

- Momento por peso del relleno:

$$M_R = \gamma * V_R * P/2 = 1.75 * (0.50 * 2.00 * 1.00) * (0.50 / 2) = 0.44 \text{ t-m}$$

- Empuje hidrostático del agua:

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w H f^2 = \frac{1}{2} * 1.00 * (2.00)^2 = 2.00 \text{ t/m}$$

Momento actuante por sobrecarga:

$$M_w = E_w * (h_z + H_f / 3) = 2.00 * (0.25 + (2.00 / 3)) = 1.83 \text{ t-m}$$


$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta * \cos^2 \delta} * \left[\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta * \cos \delta}}} \right]^2$$

$k_v = 0.06$ (en zonas de alta sismicidad, se puede usar ($k_v = 0.5 \times k_h$) como valor conservador)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0.12}{(1-0.06)} \right) = 7.28^\circ$$

Luego, calculamos el coeficiente de empuje sísmico:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(38.5^\circ - 7.28^\circ)}{\cos 7.28^\circ \cdot \cos^2(25.67^\circ)} * \left[\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\sin(38.5^\circ + 25.67^\circ) * \sin(38.5^\circ - 7.28^\circ)}{\cos 7.28^\circ \cdot \cos 25.67^\circ}}} \right]^2$$

$$K_{ae} = \frac{0.731}{0.806} * \left[\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{(0.900 * 0.518)}{(0.992 * 0.901)}}} \right]^2 = \frac{0.731}{0.806} * \left[\frac{1}{1.722} \right]^2 = \frac{0.731}{2.40} = 0.30$$

$$K_{ae} = 0.30$$

Luego, calculamos el empuje activo sísmico: $E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H_f^2 K_{ae}$

$$E_{ae} = \frac{1}{2} * 1.75 * (2.00)^2 * 0.30 = 1.05 \text{ t/m}$$

$$M_{ae} = E_{ae} * (h_z + (H / 3)) = 1.05 * (0.25 + (2.00 / 3)) = 0.97 \text{ t-m}$$

- Empuje sísmico de la sobrecarga:

$$E_{qe} = q * H_f * K_{ae} = 0.20 * 2.00 * 0.30 = 0.12 \text{ t/m}$$

$$M_{qe} = E_{qe} * (h_z + (H_f / 2)) = 0.12 * (0.25 + (2.00 / 2)) = 0.15 \text{ t-m}$$

- Empuje sísmico del agua: se lo afecta por el coeficiente sísmico horizontal (k_h):

$$E_{we} = E_w * k_h = 2.00 * 1.12 = 2.24 \text{ t/m}$$

$$M_{we} = E_{we} * (h_z + (H / 3)) = 2.24 * (0.25 + (2.00 / 3)) = 2.05 \text{ t-m}$$

3.1.4. Verificación de estabilidad al volcamiento

El análisis de estabilidad al volcamiento, un proceso fundamental en el diseño de cimentaciones, asegura que los momentos de resistencia de la estructura superen a los momentos de vuelco generados por las fuerzas horizontales (Das & Sobhan, 2018).

Por ello, es recomendable la mínima seguridad de 1.50 en condiciones estáticas y 1.10 en condiciones sísmicas.

- Piscina llena, condiciones estáticas: $\frac{Mr}{Mv} \geq 1.50$

$$M_{resistente} = M_{pp} + M_q + M_R + M_a$$

$$M_{resistente} = 1.46 + 0.11 + 0.44 + 0.75 = \mathbf{2.76 \text{ t-m}}$$

$$M_{volcamiento} = M_w = \mathbf{1.83 \text{ t-m}}$$

Donde:

$$\frac{2.76}{1.83} \geq 1.50$$

1.51 $\geq$ 1.50 Cumple estabilidad estática contra el volcamiento

- Piscina llena, condiciones sísmicas: $\frac{Mr_e}{Mv_e} \geq 1.10$

$$M_{resistente} = M_{pp} + M_q + M_R + M_a$$

$$M_{resistente} = 1.46 + 0.15 + 0.44 + 0.97 = \mathbf{3.02 \text{ t-m}}$$

$$M_{volcamiento} = M_w = \mathbf{2.05 \text{ t-m}}$$

Donde:

$$\frac{3.02}{2.05} \geq 1.10$$

1.47 $\geq$ 1.10 Cumple estabilidad sísmica contra el volcamiento

- Piscina vacía, condiciones estáticas, cambia el punto de giro, ver Ilustración 2:

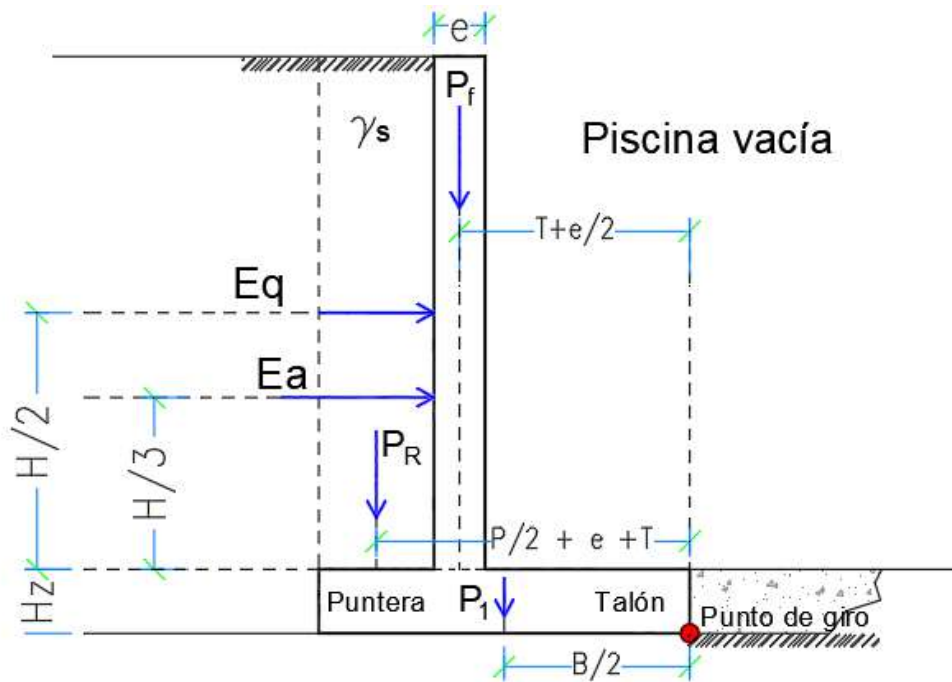


Ilustración 2: Fuerzas y Momentos, piscina vacía, Fuente: Autor

- Momentos de peso propio del muro y relleno: (Caso, piscina vacía):

$$W_{zapata} = 1.03 \text{ t/m}$$

$$M_{zapata} = W_{zapata} * B/2 = 1.03 * 0.85 = 0.88 \text{ t-m}$$

$$W_{fuste} = 0.96 \text{ t/m}$$

$$M_{fuste} = W_{fuste} * (T + e/2) = 0.96 * (1.00 + (0.20 / 2)) = 1.06 \text{ t-m}$$

$$\text{Momentos peso propio } M_{pp} = M_{zapata} + M_{fuste} = 0.88 + 1.06 = 1.94 \text{ t-m}$$

$$M_R = W_R * (P/2 + e + T) = 1.00 * ((0.50 / 2) + 0.20 + 1.00) = 1.45 \text{ t-m}$$

- Piscina vacía, condiciones estáticas: $\frac{M_r}{M_r} \geq 1.50$

$$M_{resistente} = M_{pp} + M_R$$

$$M_{resistente} = 1.94 + 1.45 = 3.39 \text{ t-m}$$

$$M_{volcamiento} = M_a + M_q$$

$$M_{volcamiento} = 0.75 + 0.11 = 0.86 \text{ t-m}$$

Donde:

$$\frac{3.39}{0.86} \geq 1.50$$

3.94 $\geq$ 1.50 cumple estabilidad estática contra el volcamiento

- Piscina vacía, condiciones sísmicas: $\frac{M_{re}}{M_{ve}} \geq 1.10$

$M_{resistente} = M_{pp} + M_R$

$M_{resistente} = 1.94 + 1.45 = \mathbf{3.39 \text{ t-m}}$

$M_{volcamiento} = M_{ae} + M_{qe}$

$M_{volcamiento} = 0.15 + 0.97 = 1.12 \text{ t-m}$

Donde:

$$\frac{3.39}{1.12} \geq 1.10$$

3.03 $\geq$ 1.10 cumple estabilidad sísmica contra el volcamiento

3.1.5. Verificación de estabilidad al deslizamiento

La estabilidad al deslizamiento es una verificación fundamental para determinar la resistencia de una estructura ante las fuerzas estáticas, hidrostáticas y sísmicas, evaluando cómo los parámetros del suelo afectan el factor de seguridad (Das & Sobhan, 2018).

Cálculo de área de la base y volúmenes

Área de la base (losa de fondo + zapata de muro):

$$A_b = L_x * L_y = 26.40 * 17.40 = \mathbf{459.36 \text{ m}^2}$$

Volumen de muros:

$$V_m = P_m * e * H_f = (2 * 25.40 + 2 * 16.00) * 0.20 * 2.00 = \mathbf{33.12 \text{ m}^3}$$

Volumen de losa (losa de fondo + zapata de muro):

$$VL = Ab * hz = 459.36 * 0.25 = \mathbf{114.84 \, m^2}$$

Volumen de relleno sobre puntero:

$$VR = P * Hf * Pp = 0.50 * 2.00 * (26.40*2 + 16.40*2) = \mathbf{85.60 \, m^3}$$

Cálculo de pesos

Peso propio de los muros

$$Wm = Vm * \gamma = 33.12 * 2.4 = \mathbf{79.49 \, t}$$

Peso propio de la losa

$$WL = VL * \gamma = 114.84 * 2.4 = \mathbf{275.62 \, t}$$

‘Peso propio de toda la estructura de concreto:

$$Wc = VR * \gamma_s = 85.60 * 1.75 = \mathbf{149.80 \, t}$$

Peso del agua (solo piscina llena):

$$Ww = Abi * Hf * \gamma_w = 25.00 * 16.00 * 2.00 * 1.00 = \mathbf{800.00 \, t}$$

Fuerzas resistentes

Resistencia por fricción (Piscina llena):

$$\mu = \tan (2/3 \, \phi) = \tan 25.67^\circ = \mathbf{0.48}$$

$$Fr = \mu * (Wc + Ww + WR) = 0.48 * (355.11 + 800.00 + 149.80) = \mathbf{626.36 \, t}$$

Resistencia por fricción (Piscina vacía):

$$Frv = \mu * (Wc + WR) = 0.48 * (355.11 + 149.80) = \mathbf{242.36 \, t}$$

Fuerzas deslizantes

Perímetro de los muros piscina

$$Pm = 2Lx + 2Ly = (25.40 * 2) + (16.40 * 2) = \mathbf{83.60 \, m}$$

Empuje activo estático total (Eat):

$$Eat = Ea * Pm = 0.82 * 83.60 = \mathbf{68.55 \, t}$$

Empuje por sobrecarga total (Eqt):

$$E_{qt} = E_q * P_m = 0.09 * 83.60 = 7.52 \text{ t/m}$$

Fuerza deslizante total:

$$F_{dt} = E_{at} + E_{qt} = 68.55 + 7.52 = 76.07 \text{ t}$$

$$\text{Piscina vacía, condiciones estáticas: } \frac{F_{rv}}{F_{dt}} \geq 1.50$$

$$F_{rv} = 242.36 \text{ t}$$

$$F_{dt} = 76.07 \text{ t}$$

$$\frac{242.36}{76.07} \geq 1.50$$

3.18 ≥ 1.50 Cumple estabilidad estática contra deslizamiento.

$$\text{Piscina llena, condiciones estáticas: } \frac{F_r}{F_{dt}} \geq 1.50$$

$$F_r = 626.36 \text{ t}$$

$$F_{dt} = 76.08 \text{ t}$$

$$\frac{626.36}{76.07} \geq 1.50$$

8.23 ≥ 1.50 Cumple estabilidad estática contra deslizamiento.

Fuerzas deslizantes pseudoestáticas.

Durante un sismo, las fuerzas horizontales sobre la piscina aumentando debido a la inercia de las masas (agua + estructura + terreno) y el aumento del empuje sísmico sobre los muros.

Por eso se introduce un coeficiente sísmico horizontal k_h (fracción de la aceleración sísmica respecto a la gravedad), usualmente entre 0.1 y 0.3, dependiendo de la zona sísmica. Para nuestro caso, $k_h = 0.12$, $k_v = 0.06$.

Datos obtenidos piscina llena:

$$\text{Peso del agua: } W_w = 800.00 \text{ t}$$

$$\text{Empuje activo sísmico total: } E_{aet} = E_{ar} * P_m = 1.05 * 83.60 = 87.78 \text{ t}$$

$$\text{Empuje sísmico por sobrecarga total: } E_{qet} = 0.12 * 83.60 = 10.03 \text{ t}$$

Coeficiente de fricción: $\mu = 0.48$

- Ajustes del peso propio: disminuye por la componente vertical sísmica, $k_v = 0.06$:

$$W_{te} = (W_c + W_w + W_R) * (1 - k_v) = (355.11 + 800.00 + 149.80) * (1 - 0.06) = 1226.62 \text{ t}$$

- Resistencia por fricción:

$$F_r = \mu * W_{te} = 0.48 * 1226.62 = 588.78 \text{ t}$$

- Fuerza horizontal sísmica: afecta por k_h : 0.12

$$F_{he} = W_{te} * k_h = 1226.62 * 0.12 = 147.19 \text{ t}$$

- Fuerza de desplazamiento sísmico total.

$$F_{det} = E_{aet} + E_{qet} + F_{he} = 87.78 + 10.03 + 147.19 = 245.00 \text{ t}$$

En condiciones pseudoestáticas: FSD: $\frac{F_r}{F_{det}}$

$$\frac{588.18}{245.00} \geq 1.10$$

$2.40 \geq 1.10$ Cumple estabilidad sísmica contra deslizamiento

- Datos de la piscina vacía:

Peso propio de la estructura: W_c : 355.11 t

$$\text{Empuje activo sísmico total: } E_{aet} = E_{ae} * P_m = 1.05 * 83.60 = 87.78 \text{ t}$$

$$\text{Empuje sísmico por sobrecarga total: } E_{qet} = E_{qe} * P_m = 1.12 * 83.60 = \mathbf{10.03 \text{ t}}$$

Coeficiente de fricción: $\mu = 0.48$

- Ajustes del peso propio: disminuye por la componente vertical sísmica, $k_v = 0.06$:

$$W_{re} = (W_c + W_r) * (1 - k_v) = (355.11 + 149.80) * (1 - 0.06) = \mathbf{474.62 \text{ t}}$$

- Resistencia por fricción:

$$F_r = \mu * W_{te} = 0.48 * 474.62 = 227.82 \text{ t}$$

- Fuerza horizontal sísmica: afectada por $k_h = 0.12$

$$F_{he} = W_{te} * k_h = 474.652 * 0.12 = 56.95 \text{ t}$$

- Fuerza de deslizamiento sísmica total:

$$F_{det} = E_{aet} + E_{qet} + F_{he} = 87.78 + 10.03 + 56.95 = 154.76 \text{ t}$$

En condiciones pseudoestáticas: $FSD = \frac{Fr}{F_{det}}$

$$\frac{227.82}{154.76} \geq 1.10$$

1.47 $\geq$ 1.10 Cumple estabilidad sísmica contra deslizamiento

3.1.6. Verificación de la capacidad portante

La verificación de la capacidad portante del suelo es un análisis fundamental que asegura que la presión aplicada por la estructura no exceda la carga admisible del terreno, previniendo así fallas o asentamientos excesivos (Das & Sobhan, 2018).

Se debe comprobar que la presión vertical transmitida por la piscina del terreno, sea menor o igual a la capacidad portante admisible q_{adm} del suelo.

$\sigma_v = \frac{W_{total}}{A_b}$ debe cumplir que: $\sigma_v \leq q_{adm}$, donde:

W_{total} : carga vertical total actuante sobre la base

A_b : área de la base de la piscina

q_{adm} = capacidad portante admisible del suelo

- Datos obtenidos para la verificación:

Área de la base: $A_b = L_x * L_y = 26.40 * 17.40 = 459.36 \text{ m}^2$

Peso propio de la estructura: $W_c = 355.11 \text{ t}$

Peso del agua: $W_w = 800.00 \text{ t}$

Peso del relleno sobre puntera: $W_R = 149.80 \text{ t}$

Capacidad portante del suelo: $q_{adm} = 4.20 \text{ Kg/cm}^2$

- Obtención de cargas verticales:

Caso piscina llena:

$$W_{total, \text{llena}} = W_c + W_w = 355.11 + 800.00 = 1155.11 \text{ t}$$

Caso piscina vacía con relleno:

$$W_{total, \text{vacía}} = W_c + W_R = 355.11 + 149.80 = 504.91 \text{ t}$$

- Presión vertical:

Caso piscina llena:

$$\sigma_v, \text{llena} = \frac{W_{total, \text{llena}}}{A_b} = \frac{1155.11}{459.36} = 2.51 \text{ t/m}^2$$

Caso piscina vacía:

$$\sigma_v, \text{vacía} = \frac{W_{total, \text{vacía}}}{A_b} = \frac{504.91}{459.36} = 1.10 \text{ t/m}^2$$

- Comparación de la capacidad portante en estado llena y vacía:

$$\text{Si el } q_{adm} = 4.20 \text{ Kg/cm}^2 = 42.00 \text{ t/m}^2$$

Caso piscina llena:

$$2.51 \leq 42.00 \text{ Cumple capacidad portante admisible}$$

$$1.10 \leq 42.00 \text{ Cumple capacidad portante admisible}$$

Un factor determinante para la estabilidad global del diseño es la ausencia de nivel freático, lo que elimina el riesgo de presiones hidrostáticas externas y el fenómeno de levantamiento por flotación.

Por lo tanto, se concluye que las medidas propuestas en el diseño cumplen con la estabilidad y seguridad en todas las condiciones previstas de operación, ilustración 3.

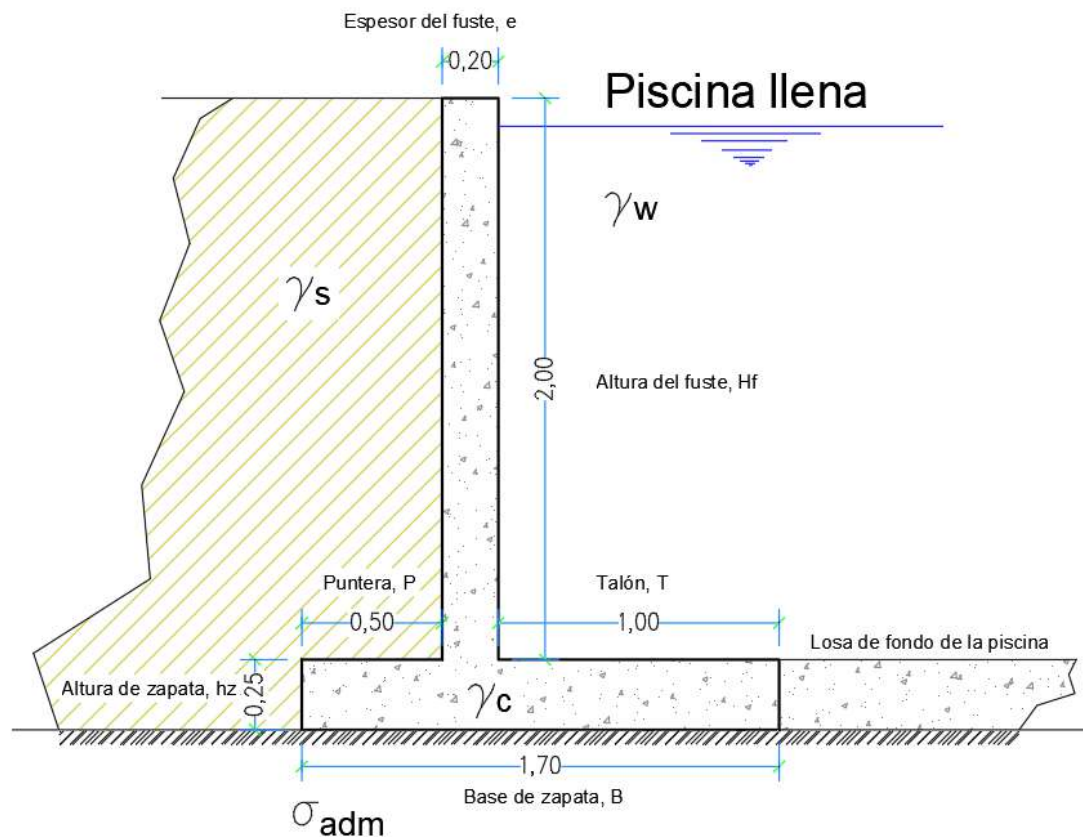


Ilustración 3: Detalles y medidas de piscina, Fuente: Autor

3.2. OBJETIVO 2

3.2.1. Análisis estructural de la piscina para verificar su resistencia

Realizar el análisis estructural de la piscina para calcular las solicitaciones internas y verificar la resistencia a corte y flexión de los muros y la losa, conforme a los estados límite y servicio.

3.2.2. Criterios de diseño y verificación a flexión

- **Flexión:**

Se evaluará la resistencia última a flexión de los muros y la losa de fondo, comprobando la demanda de momento flector (M_u) con la capacidad reducida (ϕM_n) según la norma ACI-318-14.

La condición a cumplir es: $M_u \leq \phi M_n$, donde:

M_u : momento último actuante en la sección crítica.

ϕ : factor de reducción de resistencia para flexión, $\phi = 0.90$ (según ACI 318-14)

Mn: momento nominal resistente de la sesión:

- Verificación a flexión del muro (fuste):

Datos:

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$H_f = 2.00 \text{ m}$$

$$F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$D_b = 12 \text{ mm (Asumido)}$$

$$d = e - r - D_b/2 = 20.00 - 3.00 - 1.20 / 2 = \mathbf{16.40 \text{ cm (Peralte efectivo)}}$$

- Momento mayorado en la base:

$$\text{Presión máxima en el fondo: } p = \gamma_w * H_f = 1.00 * 2.00 = 2.00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Fuerza horizontal: } FH = \frac{1}{2} * p * H_f = \frac{1}{2} * 2.00 * 2.00 = 2.00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Momento hidrostático por metro de ancho: } M = FH * H_f/3 = 2.00 * 2.00/3 = 1.33 \text{ t-m/m}$$

Momento ultimo con factores de mayoración: según la NEC-15 y el ACI-318-14, para combinación de agua + peso propio, la combinación mayorada básica es: 1.2D + 1.6L.

Sin embargo, el agua actúa como carga viva lateral y el peso propio de vectorial. Para muros se acostumbra a mayorar las presiones con el promedio, 1.4.

$$\text{Momento ultimo: } Mu = 1.40 * M = 1.40 * 1.33 = \mathbf{186200.00 \text{ kg-cm/m}}$$

- Capacidad de la sección:

Queremos que la resistencia nominal multiplicada por ϕ sea mayor que Mu:
$$\phi Mn \geq Mu$$

Por lo tanto, vamos a calcular la cuenta de acero requerido:

- Resistente nominal: $M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$, donde: $a = \frac{A_s F_y}{0.80 F'_c b}$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{1.86}{0.90} = 2.07 * 10^5 \text{ Kg-cm/m}$$

Sabemos que la capacidad nominal es: $M_n = R_n * b * d^2$, donde R_n es la resistencia nominal por unidad de bd^2 .

Para concretos de $F'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, un valor aproximado para $R_n = 20 \text{ Kg/cm}^2$.

Entonces:

$$M_n = R_n * b * d^2 = 20.00 * 100 * 16.40^2 = \mathbf{537920.00 \text{ Kg-cm/m}}$$

$$\text{Verificamos: } \phi M_n \geq M_u = 0.90 * 537920.00 \geq 186200.00 \text{ Kg-cm/m}$$

$$484128.00 \text{ Kg-cm/m} \geq 186200.00 \text{ Kg-cm/m} \quad \mathbf{\text{Muro cumple a flexión.}}$$

- Verificación a flexión de la losa de fondo:

Datos:

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

$$H_f = 2.00 \text{ m}$$

$$b = 100.00 \text{ cm (Ancho efectivo)}$$

$$F'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$D_b = 12 \text{ mm (Asumido)}$$

$$d = h_z - r - D_b/2 = 25.00 - 3.00 - 1.20/2 = \mathbf{21.40 \text{ cm (Peralte efectivo)}}$$

- Momento máximo en la losa:

Para la losa fondo, lo más desfavorable ocurre si tomamos la franja adyacente al muro longitudinal, que flexiona por la reacción del empuje de los muros.

Si consideramos la presión triangular del agua actualmente sobre el muro y es carga transmitida a la losa como una reacción puntual en el borde el

momento en la losa al pie del muro puede aproximarse como: $M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{2}$,
donde:

$$q = \rho_{agua} \cdot h = 2.00 \text{ t/m}^2 = 0.2000 \text{ Kg/cm}^2 = 0.20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (ya calculado)}$$

l = longitud de empotramiento, $h_z = 25.00 \text{ cm} = 0.25 \text{ m}$ como (brazo de palanca efectivo)

pero más es considerar que el muro genera un empuje sobre la losa:

$$F_H = \frac{1}{2} \cdot \rho_{max} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 2.00 \cdot 2.00 = 2.00 \text{ t/m} = \mathbf{2000.00 \text{ Kg/m}}$$

El empuje F_H se equilibra con la franja de losa adyacente al muro, generando un momento sobre la losa: $M_{max} = F_H \cdot \frac{L}{2}$, donde L es la longitud efectiva de apoyo que la losa ofrece al muro tomamos de manera conservadora $L = 25.00 \text{ cm}$, entonces:

$$M_{max} = 2000.00 \cdot \frac{25.00}{2} = 25000.00 \text{ Kg-cm/m}$$

Mayoramos con un factor de 1.40 para obtener el M_u :

$$M_u = 1.40 \cdot 25000.00 = \mathbf{35000.00 \text{ Kg-cm/m}}$$

- Capacidad de la sección:

Queremos que la resistencia nominal multiplicado por ϕ sea mayor que M_u :
 $\phi M_n \geq M_u$

Dividimos M_u entre ϕ :

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{35000.00}{0.90} = 38888.89 \text{ Kg-cm/m, comprado con la resistencia disponible:}$$

Para: $R_n = 20.00 \text{ Kg/cm}^2$ como vimos en la verificación anterior:

$$M_n = R_n \cdot b \cdot d^2 = 20.00 \cdot 100.00 \cdot 21.40^2 \text{ cm} = 915920.00 \text{ Kg-cm/m}$$

$$\text{Verifiquemos: } \phi M_n \geq M_u = 0.90 \cdot 915920.00 \geq 35000.00 \text{ Kg-cm/m}$$

$824328.00 \text{ Kg-cm/m} \geq 35000.00 \text{ Kg-cm/m}$ losa de fondo cumple a flexión.

En la tabla 1, encontramos los valores calculados de los momentos últimos de diseño con respecto a los momentos nominales de cada sección de los elementos estructurales.

Tabla 2

verificación de cumplimiento a flexión

Elemento	ϕM_n	Mu (Mayorado)	Cumple
Muro (Fuste)	484128.00 Kg-cm/m	186200,00 Kg-cm/m	Si
Losa de fondo	824328.00 Kg-cm/m	35000,00 Kg/m	Si

Nota: el cumplimiento de la flexión muros y losa Fuente: Autor

3.2.3. Criterios de diseño y verificación a corte

- **Corte**

Se evaluará la resistencia última al corte de muros y la losa de fondo, frente a las solicitaciones sísmicas e hidrostáticas.

La condición a cumplir es: $V_u \leq \phi V_n$, donde:

V_u = cortante último actuando en la sección crítica.

ϕ : factor de reducción de resistencia para corte, $\phi = 0.75$ (según ACI 318-14).

V_n : resistencia nominal al corte que incluye el aporte del concreto.

- Verificación a corte del muro (fuste):

Datos:

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$H_f = 2.00 \text{ m}$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$D_b = 12\text{mm (Asumido)}$$

$$d = e - r - D_b/2 = 20.00 - 3.00 - 1.20/2 = \mathbf{16.40 \text{ cm (Peralte efectivo)}}$$

$\phi = 0.75$ (Factores de reducción a corte)

- Fuerza cortante máxima:

En el muro, la presión hidrostática genera una fuerza triangular, que reacciona al pie:

$$V_{max} = \frac{1}{2} * P_{max} * H_f \text{ (Resultante triangular)}$$

$$V_{max} = \frac{1}{2} * 2000.00 * 2.00 = 2000.00 \text{ Kg/m}$$

Luego mayoramos por el factor de mayoración 1.40 (ACI-318-14):

$$V_u = 1.40 * V_{max} = 1.40 * 2000.00 = 2800.00 \text{ Kg/m}$$

- Resistencia cortante del concreto:

El ACI 318-14 (sección 22.5) permite estimar la resistencia nominal al cortante de una sección rectangular como: $V_c = 0.05 \sqrt{F'_c} * b * d$, donde:

$$F'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2, b = 100 \text{ cm y } d = 16.40 \text{ cm, } V_c \text{ en (Kg / m)}.$$

Calculamos la resistencia nominal del concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 16.40 = 14544.50 \text{ Kg/m}$$

Esta resistencia nominal al corte del concreto, la afectamos por el factor de reducción por corte $\phi = 0.75$:

$$\phi V_c = 0.75 * 14544.50 = \mathbf{10908.38 \text{ Kg/m}}$$

Verificamos resistencia al corte del concreto: $\phi V_c \geq V_u$:

$$10908.38 \text{ Kg/m} \geq 2800.00 \text{ Kg/m} \text{ **Muro cumple a corte.**}$$

- Verificación a corte en losa de fondo:

En la losa de fondo, la fuerza cortante máxima que llega del muro es FH: 2000.00 Kg/m, que actúa sobre un ancho efectivo $b = 100 \text{ cm}$ con un $d = 21.40 \text{ cm}$ (peralte efectivo).

Mayoramos FH con el factor de mayoración 1.40:

$$V_u = 1.40 * FH = 1.40 * 2000.00 = \mathbf{2800.00 \text{ Kg/m}}$$

- Resistencia cortante del concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{F'_c} * b * d$

Calculamos la resistencia nominal del concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 21.40 = 18978.82 \text{ Kg/m}$$

Esta resistencia nominal al corte del concreto, la afectamos por el factor de reducción por corte

$$\phi V_c = 0.75 * 18978.80 = \mathbf{14234.10 \text{ Kg/m}}$$

Verificamos resistencia al corte del concreto: $\phi V_c \geq V_u$:

$$14234.10 \text{ Kg/m} \geq 2800.00 \text{ Kg/m} \text{ **Losa de fondo cumple a corte.**}$$

En la tabla 3, se puede visualizar los valores de cumplimiento al corte en los muros y losa de fondo.

Tabla 3

Verificación cumplimiento a corte

Elemento	ϕV_c	V_u (Mayorado)	Cumple
Muro (Fuste)	10908,38 Kg/m	2800,00 Kg/m	Si
Losa de fondo	14234,10 Kg/m	2800,00 Kg/m	Si

Nota: Cumplimiento del corte de los muros y losa. Fuente: Autor

3.3. OBJETIVO 3

3.3.1. Diseño del acero de refuerzo en muros y losa de fondo

El diseño del acero de refuerzo para los elementos estructurales de una piscina, muro y losa de fondo, tiene por objetivo garantizar que la estructura sea segura, funcional y cumpla con las disposiciones de las normas vigentes, controlando la resistencia, las diferencias y la fisuración.

De acuerdo con ACI Committee 318 (2014) y NEC (2015), los elementos de concretos armado deben verificar para los estados limitados últimos (resistencia a flexión y cortante) y cumplir con las cuantías mínimas para control de fisuración y retracción.

3.3.2. Criterios normativos

Para el muro se considera la acción principal del empuje hidrostático que genere en el pie del muro además de un esfuerzo constante máximo en la base. Además, para la losa de fondo se considera que absorbe parte de las reacciones transmitidas por los muros desarrollando flexión y cortante en las franjas cercanas del muro.

Las cuantías mínimas de acero de refuerzo están definidas en:

- muros: $\rho_{min} = 0.0012$ (ACI 318-14, SECCION 11.6.1)
- Losas: $\rho_{min} = 0.0018$ (ACI 318-14, SECCION 7.6.1)

3.3.3. Metodología para el diseño del acero

- **Para el muro**

a) Flexión

- Se calcula el momento último mayorado en el pie del muro por efecto del empuje hidrostático.
- Se verifica que la resistencia nominal de la sesión sea mayor que el momento último.
- Si la sesión cumple sobradamente se adoptan al menos la cuantía mínima longitudinal para controlar la fisuración:

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

Donde:

$\rho_{min} = 0.0012$, $b = 100$ cm, d es el peralte efectivo.

b) cortante

- se calcula la fuerza cortante última de la base
- se verifica que la resistencia al cortante del concreto sea mayor que la fuerza última mayorada.
- si el concreto por sí solo es suficiente se coloca cero mínimos transversales (estribos horizontales) para confinamientos

c) Detalles de colocación

- Se calcula el momento máximo en la franja de la losa cercana al muro por la reacción transmitida desde el muro.
- si la sesión es suficientemente sobredimensionada para flexión se adopta la cuántica mínima longitudinal para la losa

- Losa de fondo

• Flexión

- Se calcula el momento máximo en la franja de Loza cercana al muro por la reacción transmitida desde el muro.

- Si la sección es suficientemente sobredimensionada para flexión se cuantía mínima longitudinal para losa.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

Donde:

$\rho_{min} = 0.0018$, $b = 100$ cm, d es el peralte efectivo.

- **Cortante**

- Se calcula la fuerza constante en la losa en la franja de borde
- Se verifica que el concreto resiste el constante sin necesidad de estribillos (lo cual normalmente ocurre en losas)

- **Detalles de colocación**

- El refuerzo longitudinal principal se coloca en la cara inferior (zona traccionada).
- Se dispone malla electrosoldada o barras separadas según calculo para cubrir la cuantía mínima.
- Adicionalmente, se recomienda reforzar las franjas perimetrales con mayores cuantías en las zonas adyacentes a los muros.

Finalmente, se verifica las cuantías obtenidas con las mínimas normativas y se rodean las separaciones a valores comerciales, garantizando que las disposiciones geométricas (diámetros mínimos, recubrimientos, separación máxima) cumple con las especificaciones de la NEC 15 y el ACI 318-14.

3.3.4. Cálculo de las sesiones de acero

- **Datos para el diseño:**

$e = 20.00$ cm (Espesor de muro)

$H_f = 200.00$ cm (Altura de muro)

$H_z = 25.00$ cm (Altura de losa y zapata)

$b = 100.00$ cm (Ancho efectivo)

$F'_c = 280$ Kg/cm² (Resistencia del concreto)

$F_y = 4200$ Kg/cm² (Esfuerzo de fluencia del acero)

$r = 3 \text{ cm}$ (Recubrimiento)

$Db = 12 \text{ mm}$ (Asumido)

$dm = 16.40 \text{ cm}$ (Peralte efectivo muro)

$d1 = 21.40 \text{ cm}$ (Peralte efectivo losa)

$\phi = 0.90$ (factores de reducción a flexión)

- **Acero por flexión del muro:**

- **Momento ultimo mayorado:** $M_u = 186200.00 \text{ Kg-cm/m}$

- **Resistencia nominal requerida:** $M_n = M_u / \phi = 206888.89 \text{ Kg-cm/m}$

Si, $M_n = A_s * F_y * (d - \frac{a}{2})$; $a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F'_c * b}$

Resolveremos iterando:

- Estimar A_s :

Supongamos $a \ll d$, entonces: $M_n \approx A_s * F_y * d$, y despejamos A_s :

$$A_s = \frac{M_n}{F_y * d} = \frac{206888.89}{4200 * 16.40} \approx 3.00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Calculamos: $a = \frac{3.00 * 4200}{0.85 * 280 * 100} \approx 0.53 \text{ cm}$

Comprobamos que $a \ll d$, así que la aproximación es válida:

$$d - \frac{a}{2} \approx 16.40 - \frac{0.53}{2} \approx 16.14 \text{ cm}, \text{ con esto la sección resiste } M_u.$$

- Verificación de la cuantía mínima:

Para muros: $\rho_{min} = 0.0012$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 0.0012 * 100 * 16.40 = 1.97 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por lo tanto: $A_{scal} > A_{smin} = 3.00 \text{ cm}^2 / \text{m} > 1.97 \text{ cm}^2 / \text{m}$ Usar $A_{scal} = \mathbf{3.00 \text{ cm}^2 / \text{m}}$

- Distribución de acero y elección del diámetro:

Elegimos una barrera de acero corrugada de $Db = 10 \text{ mm}$. $A_b = 0.79 \text{ cm}^2$

Numero de barreras principales: $n = \frac{3.00}{0.79} = 3.82$ barras de acero /m

Separación de barras: $s = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Tomamos como acero principal: 4 $\emptyset$ 10 mm C /25 cm (ver ilustración 4).

Acero trasversal con $A_{smin} = 1.97 \text{ cm}^2/\text{m}$:

Numero de barras transversales: $n = \frac{1.97}{0.79} = 2.49$ barras de acero / m

Separación de barras: $s = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

Tomamos como acero transversal: **3 $\emptyset$ 10 mm C /30 cm** (ver ilustración 4).

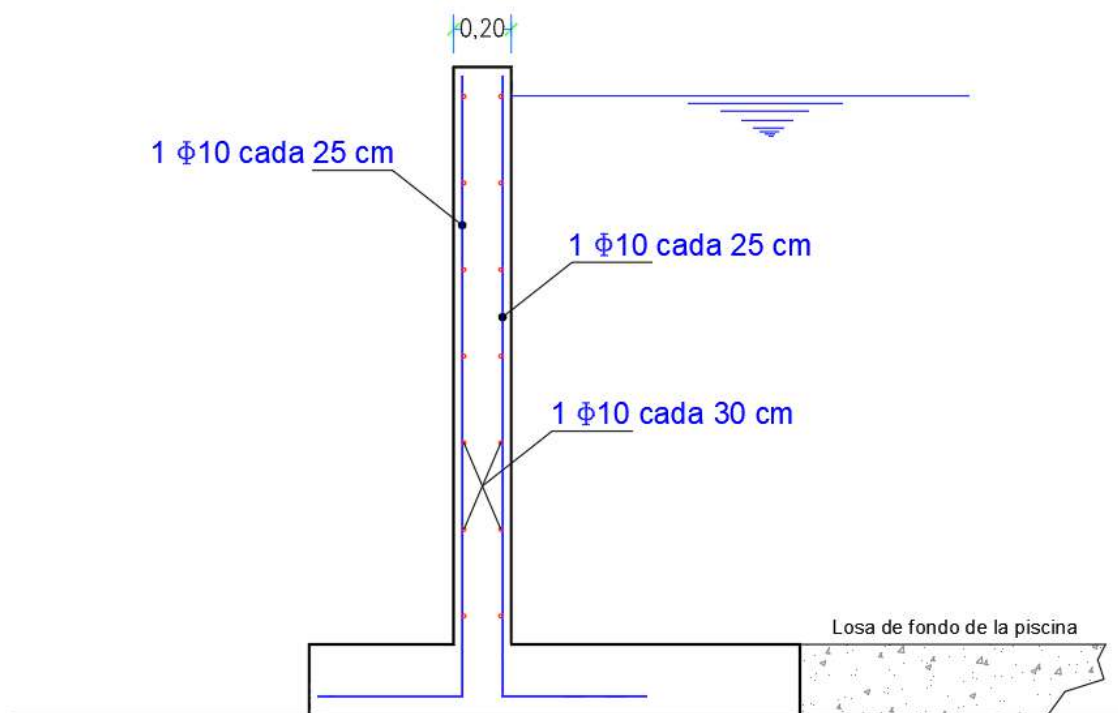


Ilustración 4: Distribución de acero en el muro, Fuente: Autor

Comprobamos que $a \ll d$, así que la aproximación es válida:

$d - \frac{a}{2} \approx 21.40 - \frac{0.08}{2} \approx 21.36 \text{ cm}$, con esto la sección resiste M_u ,

- Verificación de la cuantía mínima:

Para losas: $\rho_{min} = 0.0018$

$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 0.001 * 100 * 21.40 = 3.85 \text{ cm}^2/\text{m}$

Por lo tanto: $A_{scal} > A_{min} = 3.85 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.943 \text{ cm}^2/\text{m}$ Usar $A_{scal} = 3.85 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Distribución de acero y elección del diámetro:

Elegimos una barra de acero corrugada de $D_b = 10 \text{ mm}$, $A_b = 0.79 \text{ cm}^2$

Numero de barras principales: $n = \frac{3.85}{0.79} = 4.87$ barras de acero /m

Separación de barras: $s = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Tomamos como acero principal: **5 $\emptyset$ 10 mm C /20 cm** (ver ilustración 5)

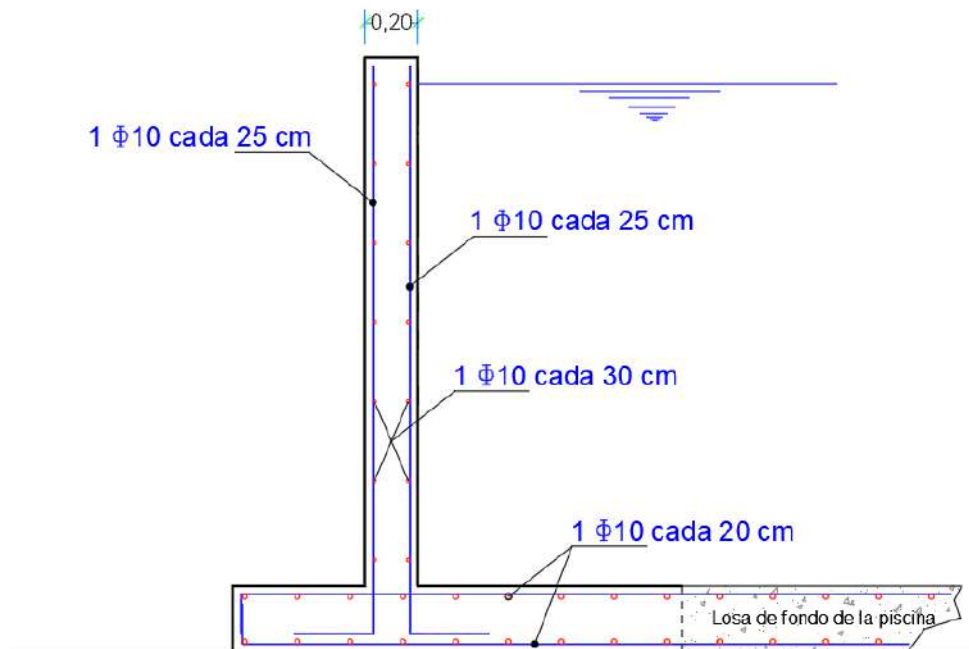


Ilustración 5: Distribución de acero en losa de fondo, Fuente: Autor.

CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

En el análisis geotécnico se determinaron las estabilidades frente a la falla por volcamiento de la estructura, frente a efectos estáticos y sísmicos y en condiciones de la piscina vacía y llena, siendo el caso vacío el mas desfavorable, sin embargo, el buen dimensionamiento de la estructura, garantizó la estabilidad de los muros de la piscina; de igual manera, se comprobó que la base de los muros cumplen las presiones excesivas del suelo sobre la estructura, garantizando su estabilidad, reduciendo de esta manera las fallas del suelo y asentamientos futuros.

El análisis estructural se realizó ante fallas de corte y flexión, determinando que los espesores definidos son los óptimos sin presentar fallas en sus materiales, de acuerdo a las normativas vigentes, considerando y garantizando el buen desempeño estructural frente a las cargas laterales y accidentales.

El diseño del acero de refuerzo, se realizó con las solicitaciones mas desfavorables, con el objetivo de controlar las tracciones en las fibras sometidas a flexión, garantizando operatividad y ductilidad en la estructura diseñada.

4.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar una inspección al terreno de fundación, explorando el sub suelo para descartar un posible nivel freático, ya que la presencia de este causaría significativos efectos de sub presiones sobre la base de la piscina.

Se recomienda considerar durante el análisis, todos y cada uno de los parámetros sísmicos de acuerdo a la zonificación sísmica conforme a la NEC-15, sin omitir los factores que incluyen los coeficientes sísmicos horizontal y vertical que son fundamentales en el análisis de estabilidad del muro de la piscina, frente a las cargas laterales estáticas y sísmicas.

Se recomienda que el acero de refuerzo tenga un apropiado recubrimiento para proteger y evitar la corrosión de la estructura, y así garantizar que la resistencia estructural cumpla con lo determinado en el análisis y diseño.

BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute. (2006). *ACI 350.3-06: Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures*. Farmington Hills, MI: ACI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI]. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 – Parte SE: Diseño Sismo Resistente Estructural*. Quito, Ecuador.

Montufar Chata, E. F. (2022). *Análisis comparativo del modelamiento y diseño estructural en concreto armado utilizando los softwares SAP2000, ETABS, CYPECAD y Revit Structure, para la infraestructura educativa Sorapa* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del Altiplano de Puno. Recuperado de <https://repositorio.unap.edu.pe/handle/20.500.14082/18907>

Mendez, W. J. (2023). *Análisis y diseño estructural en concreto armado aplicando los softwares ETABS y SAFE de un edificio de cinco niveles, Trujillo – La Libertad, 2023* [Tesis de licenciatura, Universidad Privada del Norte]. Repositorio de la Universidad Privada del Norte. <https://hdl.handle.net/11537/36067>

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2018). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill Education.

Lopera Echavarría, J. D., Ramírez Gómez, C. A., Zuluaga Aristizábal, M. U., & Ortiz Vanegas, J. (2010). El método analítico como método natural. *Nómaditas: Revista Crítica de Ciencias Sociales y Jurídicas*, 25(1), 327–353. Recuperado de https://www.redalyc.org/pdf/181/Resumen/Resumen_18112179017_1.pdf

Reyes, J. (1999). *Diseño sísmico de edificios con amortiguadores viscosos* (Tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México. Recuperado de <https://ru.dgb.unam.mx/bitstream/20.500.14330/TES01000853704/3/0853704.pdf>

Hernández Sotomayor, H., & Wainshtok Rivas, H. R. (2015). *Estudio sísmo-resistente en piscinas prefabricadas de ferrocemento: cálculo de materiales*. ResearchGate. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/301699568_Estudio_sismo-resistente_en_piscinas_prefabricadas_de_ferrocemento_Calculo_de_materiales

Nieto García, M. (2012). *Proyecto de vivienda unifamiliar con sótano y piscina exterior* [Trabajo fin de grado, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura]. <http://hdl.handle.net/10317/1244>

Concha Olivares, R. F., & Sosa Evaristo, K. M. (2023). *Evaluación sísmica de una vivienda multifamiliar de 5 niveles con piscina en la azotea para optimizar el diseño sismorresistente* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Hermilio Valdizán]. Repositorio UNHEVAL. <https://hdl.handle.net/20.500.13080/9458>

ACI Committee 318. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): An ACI Standard: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14), an ACI Report (American Concrete Institute, Ed.). American Concrete Institute.

Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principios de ingeniería de cimentaciones (9a ed.). Cengage Learning.

Anexo 1: Planos de la piscina fontal



Anexo 2: Planos de la piscina de su cobertura

