

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE
SANEAMIENTO UNI PAMPA - ZONA 5
"DISEÑO DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO DE
AGUA"**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

.JULIO CESAR QUISPE CAMACHO

Lima- Perú

2007

**"Desde lo más profundo de mi corazón,
deseo dedicar este trabajo a mis dos hijas:
Akemi y Andreita, con todo mi amor, por ser
ellas luz que iluminan mis días y la
esperanza de un nuevo e inocente sonreír."**

ÍNDICE

	Pagina
Resumen	1
Introducción	2
Cap 1.- Descripción de la Estructura.	
1.1 Capacidad del reservorio	5
1.2 Ubicación del reservorio	6
1.3 Tipos de reservorios	7
Cap 11.- Consideraciones Básicas y Parámetros de diseño.	
2.1 Consideraciones básicas	8
2.1.1 Ubicación del proyecto	8
2.1.2 Topografía	8
2.1.3 Geología	9
2.1.4 Tectónica y sismicidad	15
2.1.5 Aspectos geotécnicos	17
2.2 Parámetros de diseño	19
2.2.1 Periodo y caudales de diseño	19
2.2.2 Capacidad y dimensionamiento del reservorio	23
Cap 111.- Alternativas de materiales de construcción.	
3.1 Construcción de reservorio apoyado de concreto	29
Armado de forma cuadrada o circular	
3.2 Construcción de reservorio apoyado de	34
ferrocemento y de forma circular	
Cap IV.- Diseño Estructural del reservorio	
4.1 Calculo de momentos y espesor	39
4.1.1 Paredes	39
4.1.2 losa de cubierta	43
4.1.3. Losa de fondo	46
4.2 Distribución de la armadura	48

4.2.1 Pared	49
4.2.2 Losa de cubierta	49
4.2.3 Losa de fondo	50
4.3 Chequeo por esfuerzo cortante y adherencia	51
4.3.1 Pared	51
4.3.2 Losa de cubierta	53
Cap IV.- Costos y Presupuestos.	
5.1 Identificación de costos	56
5.2 Costos que deben considerarse	56
5.3 Costos de Muestreo	56
5.4 Almacenamiento	57
5.5 Presupuesto	62
5.6 Análisis de costos unitarios	64
Conclusiones.	75
Recomendaciones	76
Bibliografía	
Anexos	

RESUMEN

Como resultado de la consulta de diferentes fuentes de información tales como libros y tesis anteriores a este trabajo, se presenta este informe de suficiencia que constituye la recopilación de temas de investigación relacionados al diseño de reservorios de almacenamiento de agua potable, que ha sido preparado garantizando que cumpla con los requisitos y normas vigentes para las diferentes zonas de nuestro país, en este caso particular se ha formulado en base al estudio desarrollado para la población de UNIPAMPA ZONA 5 ubicado en San Vicente de Cañete al sur de Lima, como parte del desarrollo del proyecto saneamiento y abastecimiento de agua potable. Este informe ha sido preparado con gran entusiasmo y dedicación, teniendo en cuenta la importancia actual de este tipo de proyectos.

Las normas y reglamentos existentes actualmente no son suficientes para la elaboración del diseño, por lo que el criterio y la experiencia del diseñador es fundamental para la selección y aplicación de éstas, por lo que se considera este trabajo servirá como una guía para la selección de las normas que garanticen la calidad y economía del proyecto.

En los dos primeros capítulos se introducen todos los conceptos generales, necesarios para el diseño de reservorios. En el capítulo 3 se presentan dos alternativas de materiales para la construcción de reservorios económicos de estas características, el cual muestra el proceso constructivo de las mismas, así como las pruebas hidráulicas que deben realizarse para garantizar un reservorio de calidad y duradero. En el capítulo 4 se presenta el diseño y cálculo estructural del reservorio, el cual considera el método de Portland Cement Association, que determina momentos y fuerzas cortantes como resultado de experiencias sobre modelos basados en la teoría de Plates and Shells de Timoshenko, donde se considera la paredes empotradas entre sí, se desarrolla también el chequeo por esfuerzo cortante y adherencia. En el último capítulo se puede encontrar el análisis de costos y presupuestos de la construcción de este tipo de reservorios. Este diseño esta orientado a poblaciones rurales, en donde el ingeniero debe dar las soluciones mas adecuadas.

El presente trabajo ha tratado de cumplir con todos los aspectos relacionados con el tema, desde la información básica hasta la construcción del reservorio.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes:

Los temas de investigación relacionados al desarrollo de abastecimiento de agua potable son muy importantes en la actualidad. En este trabajo de investigación se propone analizar el diseño de un reservorio de almacenamiento de agua potable y ver las alternativas de materiales para su construcción, con la finalidad de reducir su costo ya que como sabemos en nuestro país existen muchas zonas donde las poblaciones son de escasos recursos económicos. En este caso en particular este reservorio será para la población de UNI PAMPA - ZONA 5 que es una población aledaña al río Cañete, por lo cual es necesario investigar, analizar y sacar conclusiones para este tipo de proyectos.

Justificación:

La necesidad de ampliar significativamente el acceso al consumo de agua potable en las diversas zonas de nuestro país y en este caso particular de la población de UNI PAMPA - ZONA 5, es un desafío para todas aquellas instituciones y para la comunidad ingenieril quienes estamos comprometidos con la mejora de la calidad de vida de estas poblaciones. La ejecución de proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable seguros, adecuados y accesibles, conjuntamente con un saneamiento apropiado permitirá eliminar o disminuir los riesgos de enfermedades de importante incidencia en nuestro país, mejorando sensiblemente la situación general de la salud, en la población

Buscando aportar a la satisfacción de estas necesidades, se realiza este trabajo de investigación, diseño de un reservorio de almacenamiento de agua potable así como la concepción del mismo, los conceptos generales del diseño, las alternativas de materiales para su construcción que garanticen la calidad y durabilidad de la estructura hidráulica que es parte importante de un proyecto de saneamiento ya que esta estructura debe garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua potable y el rendimiento admisible de la fuente y finalmente veremos el análisis y preparación del costo y presupuesto del proyecto.

Planteamiento del Problema:

Se requiere satisfacer la demanda de agua potable de una población en este caso particular de UNI PAMPA - ZONA 5 aledaña al río Cañete, motivo por el cual como parte de la ejecución de un proyecto de saneamiento se debe diseñar un reservorio de almacenamiento de agua potable.

Definición de los Objetivos:

Diseñar un reservorio de almacenamiento que garantice el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente.

Analizar los diferentes materiales que se pueden utilizar para la construcción de un reservorio de tal manera que sea un proyecto accesible.

CAPITULO 1

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Los reservorios de almacenamiento juegan un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico como por su importancia del funcionamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente.¡,¡

Un reservorio de almacenamiento cumple tres propósitos fundamentales:

1. Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
2. Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.
3. Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia tales como incendio e interrupciones por daños de tuberías de aducción o de estaciones de bombeo.

Es indispensable según la topografía separar las zonas altas medias y bajas para mantener las presiones en la red y esto se puede hacer con el reservorio de almacenamiento o mediante válvulas reguladoras de presión. En el caso de hacerse con el reservorio y cuando se trata de situaciones de bombeo habrá necesidad de contemplar los requerimientos para una situación como esa donde la eficiencia del servicio está sujeta a periodos de bombeo y almacenamiento para suministrarlas en horas de descanso de los equipos.

Estas consideraciones nos llevan a determinar los aspectos más importantes para el diseño de los reservorios de almacenamiento, como son:

1. Capacidad.
2. Ubicación.
3. Tipos de reservorio.

1.1 Capacidad del Reservorio.

La capacidad del reservorio es función de varios factores a considerar: 11

- a) Compensación de las variaciones horarias
- b) Emergencia para incendios
- c) Provisión de reserva para cubrir daños e interrupciones en la aducción o en las bombas
- d) Funcionamiento como parte del sistema.

a. Compensación de las variaciones horarias

El reservorio como parte primordial de este complejo que constituyen los sistemas de abastecimiento de agua, debe permitir que las demandas máximas que se producen en los consumos sean satisfechas a cabalidad, al igual que cualquier variación en los consumos registrados para las 24 horas del día. Por tanto, la capacidad requerida para compensar esas variaciones en los consumos estará basada en la curva representativa de las demandas durante las 24 horas del día y en la conducción del agua al reservorio, de forma tal que se produzca un equilibrio entre los caudales de llegada y salida que garanticen un servicio continuo y eficiente.

b. Reserva para emergencias por incendio

En las redes de distribución se asignan una provisión para los casos de incendio de acuerdo a la importancia y densidad de la zona a servir. Dicho gasto se supone puede ser requerido en cualquier instante y, por tanto debe existir en el reservorio de almacenamiento para atender contingencias de incendio durante un determinado lapso. En poblaciones pequeñas no se considera necesario hacer provisiones para combatir incendios.

c. Provisión de reserva para cubrir interrupciones por daños en la aducción o en las bombas.

Ante la eventualidad de que en la línea de aducción puedan ocurrir daños que mantendrían una situación de déficit en el suministro de agua mientras se hacen las reparaciones pertinentes es aconsejable un volumen adicional que dé oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio.

• Funcionamiento como parte integrante del sistema.

En algunas ocasiones los reservorios de almacenamiento sirven de almacenamiento parcial y de tanquilla de bombeo o de rebombeo a otras redes más altas simultáneamente a su condición de servicio para una red más baja.

En esas ocasiones deben darse consideraciones especiales para la determinación de la capacidad.

1.2 Ubicación del Reservorio.

La ubicación está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener la presión en la red dentro de los límites de servicio, garantizando presiones mínimas en las viviendas más elevadas y presiones máximas en las viviendas más bajas, sin embargo debe priorizarse el criterio de ubicación tomando en cuenta la ocurrencia de desastres naturales.

De acuerdo a la ubicación, los reservorios pueden ser de cabecera o flotantes. En el primer caso se alimentan directamente de la captación, pudiendo ser por "gravedad" o "bombeo" y "elevados" o "apoyados", y alimentan directamente de agua a la población. En el segundo caso, son típicos reguladores de presión, casi siempre son elevados y se caracterizan porque la entrada y la salida del agua se hacen por el mismo tubo.

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la fuente de agua, en la mayoría de los proyectos de agua potable los reservorios de almacenamiento son de cabecera y por gravedad.

El reservorio se debe ubicar lo más cerca posible y a una elevación mayor al centro poblado.

1.3 Tipos de Reservorios

Los reservorios de almacenamiento pueden ser elevados, apoyados y enterrados.

Los elevados, que pueden tomar la forma esférica, cilíndrica, y de paralelepípedo, son construidos sobre torres, columnas, pilotes, etc; los apoyados, que principalmente tienen forma rectangular y circular, son construidos directamente sobre la superficie del suelo; y los enterrados, de forma rectangular y circular, son construidos por debajo de la superficie del suelo (cisternas).

Para capacidades medianas y pequeñas, como es el caso de los proyectos de abastecimiento de agua potable en poblaciones rurales, resulta tradicional y económica la construcción de un reservorio apoyado de forma cuadrada o circular.

CAPITULO 11

CONSIDERACIONES BÁSICAS Y PARÁMETROS DE DISEÑO

2.1 CONSIDERACIONES BÁSICAS

2.1.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO:

Esta área está ubicada en Pampa Clarita, en el Departamento de Lima, Provincia de Cañete, Distrito de San Vicente de Cañete. El acceso a la zona es la Carretera Panamericana Sur a la altura del km. 158.

2.1.2 TOPOGRAFÍA

La topografía costera del área nos muestra un relieve casi plano poco accidentado. En la zona adyacente a la orilla del mar presenta acantilados de fuerte pendiente, logrando alcanzar alturas de hasta 16G m. aproximado en un ancho promedio de 400 m. En la composición de estos terrenos, predominan los afloramientos de arena y material gravoso con diámetros bastante diversos.

Cuadro 21 Ubicación, extensión y linderos del área de Unipampa -Zona 5

VÉRTICE	COORDENADAS		COTA
	ESTE	NORTE	
A	353,663.00	8'541,330.00	157.60
B	353,419.07	8'541,578.19	155.65
e	353,727.00	8'541,881.01	164.20
D	353,971.10	8'541,632.81	166.30

Fuente: Elaboración con datos de campo tomados por el grupo

Cuadro 2.2 Ubicación del Reservorio de Unipampa - Zona 5

VÉRTICE	COORDENADAS		COTA
	ESTE	NORTE	
R	354,050	8'542,050.00	177.30

Fuente: Elaboración con datos de campo tomados por el grupo

2.1.3 GEOLOGÍA

GEOLOGÍA REGIONAL

El área estudiada cubre una faja que va desde el nivel del mar por el oeste hasta la cota 400 en la Unidad Geomorfológica de Lomas Bajas hacia el este.

La estratigrafía del área comprende siete unidades con edades que van del terciario inferior al cuaternario reciente.

Regionalmente existe la teoría que durante el Mesozoico las unidades litoestratigráficas se depositaron en una cuenca que se hundía (cuenca occidental peruana) entre dos macizos paleozoicos que funcionaron como bloques positivos hasta el cretáceo inferior. La sedimentación estuvo acompañada por vulcanismo submarino.

Posteriormente en el cenozoico y dentro de la faja costanera, se depositan las formaciones que afloran en el área estudiada como son la Formación Paracas, la Formación Pócolo y la Formación Cañete; las cuales a su vez están cubiertas por depósitos cuaternarios recientes (aluviales, proluviales, marinos y eólicos).

Geomorfología

En la zona evaluada se puede diferenciar tres unidades geomorfológicas: playas y acantilados, pampas costaneras y eotribaciones del frente andino.

Playas y Acantilados

Esta unidad constituye una delgada faja de aproximadamente 500 m de ancho, situada en el borde oeste del litoral, desde Pampa Clarita hasta Pampa Larga, está orientada en dirección Noroeste-Sureste y comprende playas y acantilados del borde occidental. Las playas del sector son

angostas de suave pendiente y contrastan bruscamente con las escarpas de acantilados costeros de 15 a 30 m de altura formados por erosión del litoral.

En las terrazas aluviales antiguas cementadas (Formación Cañete), los acantilados están limitadas en la zona evaluada hacia el sector central.

Pampa Costanera

Esta unidad ocupa la faja adyacente de las playas y acantilados que conforman su límite hacia el oeste y hacia el este está limitada por cerros bajos que corresponden a las estribaciones del frente andino.

En el área evaluada las pampas costaneras están conformadas por terrazas aluviales antiguas cubiertas por depósitos eólicos. La morfología es bastante homogénea, de pendientes suaves y levemente disectadas por quebradas aluviales desérticas paralelas que están alineadas en dirección Suroeste-Noreste.

Estribaciones del Frente Andino

Esta unidad corresponde a cadenas de cerros bajos situados al este de las pampas costaneras y que no sobrepasan los 450 msnm.

Se caracterizan por una cadena de cerros suaves que sobresalen a las pampas costaneras y quebradas aluviales desérticas; también se caracterizan por incrementar progresivamente su altitud y relieve hacia el este.

Por sus características de relieve y distribución asociada a formaciones sedimentarias marinas del terciario hacen suponer que estuvieron expuestas a erosión marina.

Estratigrafía

En el área se han diferenciado siete (7) unidades estratigráficas con edades que van del terciario inferior al cuaternario reciente. Así tenemos:

Formación Paracas (Ti-pa)

Esta formación aflora en pequeños sectores al norte del área estudiada y hacia la margen derecha del río Cañete, en el Cerro Candela en Imperial y Cerro El Condor en las proximidades al Nuevo Imperial. La litología está compuesta por areniscas grises, areniscas calcáreas pardas, areniscas verdosas en capas de 3 cm. Existe una alternancia de horizontales de limolitas verdosas. No se conoce su piso y el techo está parcialmente cubierto por conglomerados de la Formación Cañete.

Formación Pócolo

Los afloramientos de esta formación se ubican en forma muy restringida en la zona noreste del área estudiada. Existen pequeños afloramientos en la parte media de la Quebrada Venturosa. La formación está constituida por un conjunto de sedimentos continentales y tobas; esta formación tiene dos miembros.

El miembro inferior llamado Marcalla consiste en:

- areniscas de grano grueso en cajas medianas;
- aglomerados volcánicos con matriz limo-arenosa;
conglomerados volcánicos grises violáceos con clastos subangulosos y subredondeados en matriz areno-limosa color gris y violáceo;
- lavas de composición andesítica hacia el tope; y
- tobas riolíticas con algunos horizontes de rocas sedimentarias.

Esta secuencia **yace** en discordancia erosional sobre rocas intrusivas del Batolito Costanero. La potencia de este miembro se estima en 120 m.

El miembro superior contiene tobas riolíticas y riodacíticas de color rosado, pardo rojizo y salmón. Éstas son compactas, sin embargo por meteorización se desagregan fácilmente. Contiene también fragmentos de lavas y piroclásticos llegando en algunos horizontes a formar tobas brechoides. Las rocas de este miembro son masivas localmente y poseen

pseudoestratificación por fracturas horizontales. Su techo se encuentra erosionado y no se conoce su relación con formaciones más jóvenes.

La Formación Pócoto es discordante con las rocas del batolito y rocas del cretáceo.

En cuanto a su correlación estratigráfica puede considerarse como equivalente lateral en facies continentales de rocas sedimentarias marinas y miocénicas de la Formación Pisco.

Formación Cañete (Ql;rC}

Esta formación consiste en un conglomerado grueso, con clastos redondeados y sub-redondeados de litología muy heterogénea, en matriz areno-limosa y con algunos sedimentos areno limosos.

Los conglomerados de esta formación están poco consolidados y sobreyacen sobre las rocas sedimentarias de la Formación Paracas y rocas volcánicas sedimentarias de las Formaciones Quilmaná e Imperial al este de Cañete.

En el área Pampa Clama predominan conglomerados redondeados del tamaño de cantos a grava en matriz areno limosa. Hacia el sur, en los acantilados situados en el borde litoral de Jahuay existe una alternancia de conglomerados y sedimentos arenosos y limosos; capas de arena fina a gruesa, lentes arcillo limosos y limo arcillosos color marrón claro y marrón amarillento; también se puede encontrar arena fina en horizontes y lentes con alguna estratificación cruzada.

La Formación Cañete es de origen continental, producto de depósitos aluviales y proluviales antiguos.

Depósitos Aluviales (Qr-al)

Esta unidad se encuentra ampliamente distribuida hacia el norte de Pampa Clarita y ocupa el valle aluvial del río Cañete, donde se ubica la zona agrícola y urbana de San Vicente, Imperial y Nuevo Imperial.

Los depósitos aluviales consisten en horizontales de limo, arena, arcilla y grava arenosa depositadas por el río Cañete. El grosor de estos depósitos puede variar de pocos metros a 60 m.

Depósitos Aluviales Desérticos o Torrenciales (Qr-aVd)

Consisten en acumulaciones de gravas limosas y gravas arcillosas sueltas a poco densas y de forma subangulosa a subredondeada. Los depósitos se formaron por arrastre de material durante épocas de abundante precipitación en paleoclimas, así como algunas reactivaciones de retorno durante el fenómeno de "El Niño".

Los depósitos se encuentran hacia el sur de la área estudiada alineadas en forma paralela y en dirección noreste - suroeste en Pampa Clarita, Pampa Cinco Cruces y Pampa de Vituc.

Depósitos Marinos (Q-m)

Consisten en arenas de playa y terrazas escalonadas de restos calcáreos marinos con mezcla de materiales de arrastre aluvial. Esta unidad ocupa una franja angosta en el borde litoral.

Depósitos Eólicos (Qr-e)

Estos depósitos consisten en arena gruesa a fina, suelta, medianamente densa transportada y depositada por acción del viento.

Se caracterizan por formar ondulaciones en la superficie, van gradando de arenas gruesas en el oeste a arenas finas hacia el este al sedimentarse conforman estratificación cruzada. El grosor de estos depósitos no alcanza a 1,5 m de grosor en la mayor parte del área.

Geología Estructural

Por la naturaleza de los depósitos recientes que cubren la mayor parte del área estudiada, no se han observado fallas en el área cartografiada.

Las fallas regionales aparecen al este de Pampa Clarita hacia los cerros Lúcumo.

En base a referencias de estudios sísmicos se sabe que al Sureste de San Vicente existen fallas neotectónicas en las laderas este de los Cerros Montejat (Hacienda Montejato) con rumbos 110° E y 125° E con buzamientos de algo ángulo de 65° a 85° hacia el norte. Son de tipo normal y se han movido en dirección norte-sur con longitudes de algunos kilómetros y salto vertical no mayor a 7 m.

Las escarpas verticales observadas en el borde litoral son producto de erosión marina en la Formación Cañete y no constituyen saltos estructurales.

Geodinámica Externa

En la cota sur se considera a la cuenca del río Cañete como una de las cuencas costeras con mayor incidencia de problemas geodinámicos como son: inundaciones, huaycos, aluviones, inestabilidad de taludes, sismo y tsunamis. Todos estos con graves repercusiones, pérdida de vidas, viviendas arrasadas, áreas de cultivo y obras de ingeniería destruidas.

En el área de estudio, los fenómenos de geodinámica externa están condicionados a factores hidrológicos en las subcuencas de sus quebradas paralelas situadas desde Herbay Alto en Cañete; hasta la Pampa de Vituc, por el sur.

En la zona costera o del borde litoral son los tsunamis los de mayor importancia. Se considera que en los cauces de las quebradas inicialmente señaladas (como depósitos aluviales desérticos) se producen reactivaciones de escorrentía como flujos de barro y huaycos durante el fenómeno de "El Niño".

Se considera que la zona de Pampa Clarita está libre de influencias de inundación por el río Cañete; ya que está ubicada en una terraza alta y antigua del mismo río.

La zona de estudio se localiza frente al eje de la fosa peruana, donde se encuentran la placa oceánica o de Nazca y la placa sudamericana constituyendo focos sísmicos de importancia. Como consecuencia de estos eventos han

existido cuatro tsunamis con influencia en el litoral de Cañete (Julio, 1586; Octubre, 1687; Octubre, 1746; Diciembre, 1806).

2.1.4 TECTÓNICA Y SISMICIDAD

Tectónica

En el área de estudio, las unidades sedimentarias de la faja costanera y estribaciones andinas presentan una deformación relativamente suave por efectos de las fases tectónicas andinas. El batolito costanero sigue una orientación Noroeste-Sureste sensiblemente paralelo al litoral, correspondiendo su emplazamiento probablemente a una zona de falla.

Debido a la extensa cobertura aluvial y al predominio de rocas intrusivas en los macizos rocosos, no han sido observados pliegues ni fallas tectónicas.

Sismicidad

En general, la zona de estudio se halla en una región de elevada actividad sísmica, donde se puede esperar la ocurrencia de sismos de gran intensidad durante la vida útil de las obras del proyecto de saneamiento.

La actividad sísmica del área se relaciona con la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental sudamericana, subducción que se realiza con un desplazamiento del orden de diez centímetros por año, ocasionando fricciones de la corteza, con la consiguiente liberación de energía mediante sismos, los cuales son en general tanto más violentos cuando menos profundos son en su origen.

Como los sismos de la región se originan en las fricciones corticales debidas a la subducción de la placa oceánica bajo la continental, resulta que a igualdad de condiciones los sismos resultan más intensos en las regiones costeras, decreciendo generalmente hacia la sierra y selva, donde la subducción y fricción cortical es paulatinamente más profunda. Las zonas alejadas del oriente amazónico, sufren de pocos eventos sísmicos precisamente por la gran profundidad en que se produce la subducción bajo esta región, en comparación a lo que ocurre bajo la costa.

Consiguientemente, la franja estudiada, según su posición más o menos litoral, resulta ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, tanto por la frecuencia de los movimientos, como por la severidad de ellos debido a su ocurrencia a escasas profundidades de la corteza.

A lo largo de casi 450 años, la zona central del departamento de Lima ha sufrido 17 movimientos telúricos con intensidades comprendidas entre clase VII y clase IX en la Escala Modificada de Mercalli. Sin embargo, en los últimos años existe una notoria "calma sísmica" para la región central, que se prolonga desde 1974, año en que el departamento de Lima sufrió un fuerte terremoto. Este último evento ocurrió después de que en 1966 y 1970, la zona central del país fuera afectada por severos terremotos.

Por otro lado, la sismicidad tiene distintas repercusiones según el medio que se trate, particularmente de la naturaleza de las formaciones rocosas y del clima de una región. En este sentido, y de acuerdo a las actividades del proyecto, cabe destacar las siguientes consideraciones generales:

1. Al haber ubicado el trazo del proyecto Unipampa Zona 5, en terrenos de material suelto lejos de territorios colinosos rocosos, el riesgo potencial debido a la amplificación de ondas por refracción es muy bajo.
2. Las ondas sísmicas son especialmente sensibles y destructivas sobre acumulaciones eólicas como las que se distribuyen en las pampas al norte de Cerro Azul y otras. En estos depósitos, las ondas pueden provocar aglutinación y compactación, en un proceso de movimiento en masa llamado liquefacción de arenas, sólo si es que se combina con una situación de poca cohesión del estrato, baja permeabilidad y baja densidad (que genera una alta presión de poros), condiciones éstas que no se dan en las llanuras conformadas por material aluvial más grueso. Finalmente, los efectos de las ondas sísmicas se incrementan sobre las rupturas geológicas, especialmente sobre las trazas de las fallas activas, las cuales se ha constatado que afortunadamente en el área no existen.

En síntesis, la sismicidad es un hecho de especial importancia para la zona, pero se considera que el factor geológico actúa generalmente como un elemento que restringe sus potenciales efectos, porque una sección importante del trazo alternativo del proyecto de saneamiento se desarrollará en medios altamente competentes. El cuadro 2 presenta las características sísmicas conocidas de la región costera evaluada.

Cuadro 2.3 Aceleraciones Máximas para Diferentes Períodos de Retorno

Lugar De Análisis	Aceleración Máxima (G)*	Aceleración Efectiva (G)*	Aceleración (G) Para El Análisis Pseudo-Estático
Humay (-75,75, -13,69)	0,42	0,32	0,22
Lurín (-76,82, -12,21)	0,44	0,33	0,22
Chilca (-76,67, -12,44)	0,43	0,32	0,22
Cañete (-76,34, -13,03)	0,44	0,33	0,22
Chincha (-76,09, -13,36)	0,43	0,32	0,22
Pisco (-76,01, -13,61)	0,44	0,33	0,22

* Para 475 años de periodo de retorno, tomado del estudio de PLUSPETROL

2.1.5 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

Durante la etapa de campo se realizó in situ, un análisis preliminar de las condiciones geotécnicas del tramo en estudio, determinándose las características granulométricas de los suelos y sus parámetros geotécnicos.

En términos generales se puede mencionar, que las características geotécnicas de las unidades sedimentarias que ocurren en la zona, son las siguientes:

Los suelos aluviales recientes, de la planicie en la que se emplaza gran parte del trazo, se encuentran constituidos por una mezcla de gravas con limos, correspondiendo según la clasificación SUCS a suelos GM, que se caracterizan por su permeabilidad elevada, una muy débil compresibilidad y expansión, una buena a regular resistencia a la cizalladura cuando están compactados y saturados; siendo su facilidad de tratamiento en obra buena. Son suelos de consistencia firme, con una susceptibilidad a licuefacción nula a baja y una capacidad portante buena. Una muestra tornada cerca del área de estudio dio un índice de plasticidad de 1,3.

Los suelos aluviales antiguos de las lomadas remanentes de las terrazas altas del río Cañete, que se localizan al pie del cerro Candela, se encuentran constituidos por una mezcla de gravas con limos y arcillas, correspondiendo según la clasificación SUCS a suelos GM y GC, que se caracterizan por su permeabilidad media, una débil a muy débil compresibilidad y expansión, una buena a regular resistencia a la cizalladura cuando están compactados y saturados, siendo su facilidad de tratamiento en obra buena. Son suelos de consistencia firme, con una susceptibilidad a licuefacción nula a baja y una capacidad portante buena. Su índice de plasticidad se halla entre 1 y 5.

Los suelos de la planicie árida, arenosa que se extiende al norte de Cerro Azul, están constituidos fundamentalmente por arenas que no presentan plasticidad. Según la clasificación SUCS corresponden a suelos SW (arenas bien equilibradas) donde los escasos elementos finos presentes no afectan al drenaje interno ni a las características de resistencia del suelo. Se caracterizan por su excelente permeabilidad, casi nula compresibilidad y expansión, una excelente existencia a la cizalladura y una compresibilidad despreciable cuando están compactados y saturados, siendo su facilidad de tratamiento en obra, excelente. Son suelos de consistencia suave, con una elevada susceptibilidad de licuefacción y una capacidad portante buena; con un índice de plasticidad menor a 1.

2.2 PARÁMETROS DE DISEÑO.

2.2.1 Período y caudales de diseño

Las obras de agua potable no se diseñan para satisfacer sólo una necesidad del momento, sino que deben prever el crecimiento de la población en un período de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años; siendo necesario estimar cuál será la población futura al final de este período. Con la población futura se determina la demanda de agua para el final del período de diseño.

a) Período de diseño

En la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto, el período de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones. Para determinar el período de diseño, se consideran factores como: Durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento. Aún así, la norma técnica de abastecimiento de agua y saneamiento del Ministerio de Salud para el diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales y urbanos marginales nos permite considerar un período de diseño de 20 a 30 años.

b) Cálculo de población de diseño

El proyectista adoptará el criterio más adecuado para determinar la población futura, tomando en cuenta para ello datos censales y proyecciones oficiales u otra fuente que refleje el crecimiento poblacional, los que serán debidamente sustentados.

c) Caudales de diseño

La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en

función a las necesidades de agua proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente. Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menor que el consumo máximo horario (Q_{mh}).

En caso que el rendimiento de la fuente sea mayor que el Q_{mh} no se considerará el reservorio, y debe asegurarse que el diámetro de la línea de conducción sea suficiente para conducir este caudal, que permita cubrir los requerimientos de consumo de la población.

En algunos proyectos rurales o urbanos marginales resulta más económico usar tuberías de menor diámetro en la línea de conducción y construir un reservorio de almacenamiento.

d) Demanda de agua

Factores que afectan el consumo

Los principales factores que afectan el consumo de agua son: El tipo de comunidad, factores económicos y sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad. Independientemente que la población sea rural o urbana, se debe considerar el consumo doméstico, el industrial, el comercial, el público y el consumo por pérdidas.

Las características económicas y sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda, siendo importante la variación de consumo por el tipo y tamaño de la construcción.

El consumo de agua varía también en función al clima, de acuerdo a la temperatura y a la distribución de las lluvias; mientras que el consumo per cápita, varía en relación directa al tamaño de la comunidad.

Demanda de Dotaciones

Considerando los factores que determinan la variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades rurales; se asignan dotaciones con valores definidos para cada una de las regiones del país (cuadros 2.2.1, 2.2.2 y 2.2.3).

Cuadro 2.2.1 Dotación por región

Región	Dotación (lt/hab/día)
Selva	70
Costa	60
Sierra	50

Fuente: Ministerio de Salud - 1984

Cuadro 2.2.2 Dotación por región

COSTA	Norte	70 Vhd
	Sur	60l/h/d
SIERRA	Más de 1,500 msnm	50l/h/d
	Menos de 1,500 msnm	60l/h/d
SELVA		70 l/h/d

Fuente: Dirección general de salud ambiental (DIGESA)

Cuadro 2.2.3 Dotación según RNE

	CUMA	
	FRIO	TEMPLADO y CALIDO
De 2,000 a 10,00	180l/h/d	220l/h/d

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Programa de viviendas con lotes de área	CLIMA	
	FRIO	TEMPLADO y CALIDO
Menor o igual a 90m ²	120 l/h/d	150 l/h/d

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema satisfaga las necesidades reales de la población; diseñando cada estructura de tal forma que las cifras de consumo y variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

La variación de consumo está influenciada por diversos factores, tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc.

La dotación o la demanda per cápita, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población, expresada en litros/habitante/día. Conocida la dotación, es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario. El consumo diario anual servirá para el cálculo del volumen del reservorio de almacenamiento y para estimar el consumo máximo diario y horario.

Consumo promedio diario anual (Q_m)

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del período de diseño, expresada en litros por segundo (l/s).

Consumo máximo diario (Q_{md}) y horario (Q_{mh})

El consumo máximo diario corresponde al máximo volumen de agua consumido en un día a lo largo de los 365 días del año; mientras que el consumo máximo horario, es el máximo caudal que se presenta durante una hora en el día de máximo consumo.

Los coeficientes recomendados por el Reglamento Nacional de Edificaciones y más utilizados son del 130% para el consumo máximo diario (Q_{md}) y del 180 % al 250%, para el consumo máximo horario (Q_{mh})

Consumo máximo diario (Q_{md}) = 1.3 Q_m (l/s)

Consumo máximo horario (Q_{mh}) = 1.8 a 2.5 Q_m (Us)

2.2.2 Capacidad y dimensionamiento del reservorio

a) Capacidad del reservorio

Como hemos visto anteriormente para determinar la capacidad del reservorio, es necesario considerar la compensación de las variaciones horarias, emergencia para incendios, previsión de reservas para cubrir daños e interrupciones en la línea de conducción y que el reservorio funcione como parte del sistema.

Para el cálculo de la capacidad del reservorio, se considera la compensación de variaciones horarias de consumo y los eventuales desperfectos en la línea de conducción. El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrado en las 24 horas del día. Ante la eventualidad que en la línea de conducción pueda ocurrir daños que mantengan una situación de déficit en el suministro de agua, mientras se hagan las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional para dar oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio.

b) Cálculo de la capacidad del reservorio

Para el cálculo del volumen de almacenamiento se utilizan métodos gráficos y analíticos. Los primeros se basan en la determinación de la "curva de masa" o de "consumo integral", considerando los consumos acumulados; para los métodos analíticos, se debe disponer de los datos de consumo por horas y del caudal disponible de la fuente, que por lo general es equivalente al consumo promedio diario.

Para los proyectos de agua potable por gravedad, la norma OS. 030 del Reglamento Nacional de Edificaciones recomiendan una capacidad mínima de regulación del reservorio del 25% del consumo promedio diario anual (Q_m).

Con el valor del volumen (V) se define la sección del reservorio, si es circular cuyas dimensiones se calculan teniendo en cuenta la relación del diámetro con la altura de agua (d/h), la misma que varía entre 0,50 y 3,00. En el caso de un reservorio de sección rectangular, para este mismo rango de valores, se considera la relación del ancho de la base y la altura (b/h).

Calculo del Volumen del Reservorio

Población:

La población futura de UNIPAMPA Zona 5 de 400 viviendas, para el periodo de diseño de 20 años considerado, deberá calcularse según las Normas OS. 100 del RNE:

Tratándose de una nueva habilitación para viviendas deberá considerarse por lo menos una densidad de 6hab/vivienda.

Con lo cual tendremos una población actual de 2400 habitantes.

Tasa de crecimiento:

Para el cálculo de la tasa de crecimiento de Unipampa Zonas utilizaremos los datos de censo de la ciudad de San Vicente de Cañete y será determinado por el método aritmético.

$$r = \frac{\sum r \times t}{\sum t} \quad 21$$

Con los datos del INEI se elabora un cuadro para el cálculo de la tasa de crecimiento:

Cuadro 2.2.4
Cálculo de tasa de crecimiento

Mo	Poblacion	t	Δ Pob	t x P _{ob}	r = Δ Pob / t X P _{ob}	rxt
1972	93,746					
1981	124,278	9	30,532	843,714	0.03619	0.32569
1993	155,071	12	30,793	1,491,336	0.02065	0.24778
2002	173,900	9	18,829	1,395,639	0.01349	0.12142
		$\sum =$	30			0.69489

Fuente INEI

De donde obtendremos valores y reemplazarnos en la ec. 2.1:

$$r = \frac{0.69489}{30}$$

Entonces:

$$r = \mathbf{0.023}$$

La población futura estara dado por:

$$P_f \approx P_o (1 + r \times t) \tag{2.2}$$

Reemplazando valores en la ec. 2.2 tendremos:

$$P_{11Y7} = P_{W02} (1 + 0.023 \times 20)$$

Entonces:

$$P_{f_{2021}} = \mathbf{3,500 \text{ hab}}$$

Dotación:

La dotación se asumirá considerando las Norma OS. 100 del Reglamento Nacional de Edificaciones que dice que si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justifica su ejecución como es nuestro caso, se considerara por lo menos una dotación de 220 lts/hab/día en clima templado y calido.

Consumo promedio Anual: (Qm)

$$Q_m = \frac{\text{Población} \times \text{Dotación}}{86400} \quad 2.3$$

Reemplazando valores en la ec. 2.3

$$Q_m = \frac{3500 \times 220}{86400}$$

Entonces:

$$Q_m = 8.911/s$$

Caudal Máximo Diario: (Qmd)

$$Q_{md} = 13 \times Q_m \quad 2.4$$

Reemplazando valores en la ec. 2.4

$$Q_{md} = 13 \times 8.91$$

Entonces:

$$Q_{md} = 11.581/s$$

Caudal Máximo Horario: (Q_{mh})

$$Q_{mh} = 2.5 \times 0m \quad 2.5$$

Reemplazando valores en la ec. 2.5

$$Q_{mh} = 2.5 \times 8.91$$

Entonces:

$$Q_{mh} = 22.27 \text{ l/s}$$

Volumen de Almacenamiento

Según la Norma OS 030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, el volumen total de almacenamiento estará conformado de la siguiente manera:

$$V = V_{reg} + J_{reg} + V_{total} \quad 2.6$$

Volumen de regulación:

Cuando se comprueba la no disponibilidad del diagrama masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda, el volumen de regulación será calculado adoptando como mínimo el veinticinco por ciento (25%) del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación. ¹⁸¹

$$V_{reg} = 0.25 \times 8.91 \times 86.4$$

$$V_{reg} = 192 \text{ m}^3$$

Considerando que el reservorio tendrá como fuente un pozo con un bombeo discontinuo de 15 horas, tendremos que el volumen de regulación será: ¹⁸¹

$$V_{reg} = 192 \times 24/15$$

$$V_{reg} = 300 \text{ m}^3$$

En este tipo de habilitación por tener una población menor a 10,000 hab. el volumen de demanda contra incendio es nulo, entonces tendremos: ¹⁸¹

$$V_i = 0$$

Para este tipo de habilitación con una población pequeña no se justifica un volumen adicional de reserva ¹⁸¹

Con lo cual reemplazando valores en la ec 2.6 tendremos un volumen de almacenamiento del reservorio igual a:

$$V = 300 \text{ m}^3$$

En nuestro diseño consideraremos un volumen de reservorio de:

$$\text{Volumen del Reservorio} = 300 \text{ m}^3$$

CAPITULO 111

ALTERNATIVAS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

31 Construcción de reservorio apoyado de concreto armado de forma cuadrada o circular

a) Descripción

Es importante conocer la forma, las dimensiones y el volumen del reservorio, los cuales se encuentran descritos en los planos respectivos.

El reservorio consta de las siguientes partes:

Losa de fondo de concreto armado, muros de sección rectangular de concreto armado, losa de cubierta de concreto armado provista de buzón de inspección. Además, constará de una caseta de válvulas y escalera interior.

b) Excavación

Se ejecutará la excavación llegando a terreno de fundación estable, de acuerdo a la resistencia del suelo. La excavación será bien nivelada y cualquier exceso se rellenará con concreto de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

c) Encofrados

Los encofrados serán prácticamente indeformables y estancos, y estarán constituidos por elementos metálicos, de madera o triplay y los plazos para los desencofrados serán los siguientes:

- Muros 3 días.
- Losa de cubierta 21 días

Estos plazos podrán ser disminuidos, lográndose resistencias análogas, empleando aceleradores de fragua.

d) Losa de fondo

Previo al vaciado de la losa de fondo, se ejecutará el vaciado de un solado de 0,10m, de espesor, con concreto cuya resistencia llegue a $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Será de concreto armado cuyo espesor, dimensiones, diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo, resulta del diseño respectivo indicado en los planos.

Se colocará el acero de refuerzo en la losa de fondo, cuyo diámetro y espaciamiento resultan del diseño, asimismo se dejarán los anclajes de los muros, para luego vaciar la losa en una sola operación con concreto de $f_e = 245 \text{ kg/cm}^2$, la cara superior será rallada para facilitar la adherencia con el acabado del mortero.

En esta base se efectuará el trazo y el armado de los muros correspondientes.

e) Muros

Será de concreto armado, cuyo espesor y dimensiones, resulta del diseño respectivo indicado en los planos.

Luego del vaciado de la losa de fondo, se procede al habilitado y colocado de la armadura de acero, cuyos diámetros y espaciamientos serán de acuerdo al diseño respectivo. Después se encofrará la parte interna y externa de las paredes de los muros; estando preparadas las formas se procede al vaciado de los muros con concreto $f_e = 245 \text{ kg/cm}^2$

Teniendo en cuenta que en los cruces de tuberías se instalarán, niples de mayor diámetro, debiéndose calafatear con estopa y plomo e impermeabilizar debidamente una vez instaladas las tuberías.

Se tendrá cuidado con las juntas de construcción, debiéndose picar el concreto ya endurecido, a fin de dejar una superficie rugosa, libre de la película superficial de concreto, quedando apta para recibir el nuevo vaciado de concreto. Las armaduras se empalmarán con traslapes de 60

veces el diámetro del fierro, con amarres espaciados, para permitir la envoltura de la unión por el concreto.

f) Cubierta

Será una losa maciza, cuyo espesor, dimensiones, diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo, resulta del diseño respectivo indicado en los planos. El encofrado se iniciará después de vaciar los muros, ensamblando el castillo de madera y en forma paralela se habilitará y se colocará el acero de refuerzo.

El vaciado se realizará utilizando un concreto de $f_c = 245 \text{ kg/cm}^2$

El acabado exterior se hará con una capa de mortero de C:A 1:3, de 1" de espesor, colocada inmediatamente sobre el concreto fresco, acabando con cemento puro.

g) Escalera interior

Constituido por escalines de fierro galvanizado adosados al muro. Servirá para el ingreso al reservorio. En el vaciado de los muros se anclarán los peldaños de 3/4" de diámetro por cada 0,30 m.

h) Materiales

Se utilizará cemento fresco, sin terrones y en buenas condiciones de estacionamiento; la piedra será de los diámetros requeridos, según los espesores de concreto a vaciar; la arena a emplear será limpia.

Antes de vaciar el concreto, el ingeniero inspector deberá aprobar la colocación de la armadura de acuerdo al plano. Se evitará la segregación de los materiales en los vaciados de altura. En caso de tener muros delgados y sea necesario usar un "CHUTE", el proceso del chuceado deberá evitar que el concreto golpee contra la cara opuesta del encofrado, esto podrá producir segregaciones.

Se evitará la acción directa de los rayos del sol durante las 48 horas después del vaciado, el "curado" del concreto con agua, se hará diariamente durante siete días seguidos.

i) Recubrimientos

Se respetarán los siguientes recubrimientos en las siguientes estructuras:

. Losa de fondo

: 1,5 cm

. Muros

: 1,5 cm

. Losa de cubierta

: 1,5 cm

j) Instalación de tuberías y válvulas Se instalará el sistema de tuberías indicado en el plano correspondiente a "caseta de

válvulas".

. Válvula de ingreso

. Válvula de salida

. Válvula de limpia

. Válvula de by pass

k) Prueba hidráulica

Se llenará el reservorio lentamente con agua y se observará atentamente si hay fugas, debido a porosidad del concreto, juntas de construcciones y otros. La prueba a tanque lleno durará 24 horas. Si se producen filtraciones se harán los resanes necesarios y se repetirá la prueba hasta obtener resultados satisfactorios.

l) Impermeabilización

Después de realizar la prueba hidráulica, si se obtiene resultados satisfactorios, se procede a realizar el enlucido impermeabilizante en la totalidad del área interior.

El preparado con impermeabilizante debe emplearse dentro de 3 6 4 horas desde su preparación.

Se protegerá la impermeabilización de los efectos de desecación rápida por los rayos solares, para ello se utilizará métodos, como por ejemplo, el "curado" con agua, el cual se hará durante cuatro días seguidos o el uso de compuestos especiales. Se impermeabilizarán las superficies en contacto con el agua hasta los 10cm por encima del nivel del rebose.

m) Otros

En general, los morteros deberán ser bien elaborados con la menor relación agua-cemento que haga la mezcla trabajable, (se recomienda 0,5), lo que dará resistencia con la granulometría adecuada para evitar porosidades.

Las secciones vaciadas no deberán sufrir vibraciones durante tres días.

Debe tenerse cuidado con la retracción del concreto, para lo que se recomienda la desecación rápida haciendo un curado enérgico o el uso de compuestos especiales.

El proceso de construcción es sencillo y se puede elaborar con una buena dirección técnica calificada y con el apoyo de la población de la zona. Lo cual reducirá los costos de obra y hace muy interesante ésta alternativa además de que es una obra muy resistente y de fácil mantenimiento. En el caso de la alternativa de reservorio circular es menos económico por necesitar no solo la dirección técnica calificada sino que el personal de obra también debe serlo.

3.2. Construcción de reservorio apoyado de ferrocemento y de forma circular

a) Excavación

La excavación debe realizarse hasta llegar a terreno firme. Será bien nivelada y cualquier exceso de excavación se rellenará con concreto $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

b) Losa de fondo

Inicialmente se rellena el solado de 10cm. con concreto $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ o se coloca un empedrado sobre el cual se vierte un falso piso de 5 cm. Sobre cualquiera de estas bases, se efectúa el trazo y se coloca el acero de refuerzo de la losa de fondo. Luego se procede al vaciado de la losa dejando bastones de amarre con el muro (pared).

El fondo estará formado por un mortero y malla metálica cuyas características y dimensiones serán determinadas con el diseño estructural, indicando el diámetro y espaciamiento de la malla, la dosificación del mortero y espesor de la losa.

Asimismo, el fondo deberá ser vaciado monolíticamente en una sola operación; la cara superior se rayará para facilitar la adherencia con el acabado del mortero.

Por otro lado, luego de desencofrar la cubierta y enlucir con mortero la parte interna del techo, se enlucir con una capa de mortero y se impermeabiliza al piso y se da una mínima pendiente de 1% hacia el desagüe.

e) Encofrados

Los encofrados serán prácticamente indeformables, se colocarán en la cara interior del reservorio y puede ser de metal o de planchas de triplay fijados por un castillo interior.

A la cara externa del encofrado se debe aplicar aditivos con la finalidad de proteger la forma y lograr un mejor acabado. Asimismo, los plazos para los desencofrados serán los siguientes:

- . Muros 2 días
- . Losa de cubierta 7 días

d) Muros

En la construcción de muros se tiene en cuenta lo siguiente:

- . El espesor de los muros tendrá como mínimo 5 cm.
- . La altura del reservorio no deberá sobrepasar la altura de 3,20 m., como máximo.
- . Luego de encofrar la parte interna de las paredes del muro, se colocan mallas de acuerdo a lo indicado en los planos respectivos.

Malla

Luego de terminar con el encofrado se siguen los siguientes pasos:

- Se coloca la malla de armazón que sirve de soporte a la malla hexagonal y se empalma adecuadamente con la malla que sale de la losa de fondo.
- Se pone una primera capa de refuerzo que consiste en una malla hexagonal (malla gallinero), debidamente tensada.
- En las zonas de empalme se requiere un traslape adecuado.
- Los refuerzos se amarran con alambre N° 16.
- Se recomienda ubicar los traslapes en diferentes zonas para evitar debilitamiento de la estructura.

Mortero

El mortero se prepara siguiendo las proporciones obtenidas en el diseño de mezclas. Debe tener una consistencia seca y trabajable para que pueda colocarse manualmente.

Para su uso se deberá considerar lo siguiente:

- Inicialmente se deberá aplicar el mortero hasta que penetre a todas las capas de refuerzo.
- Al día siguiente se inicia el tarrajeo y enlucido exterior. En esta parte se puede usar impermeabilizante.
- Luego de dos (2) días la pared interna es desencofrada, tarrajada y enlucida con mortero. Finalmente, se realiza su pulido e impermeabilización.

e) Cubierta

Después de obtener resultados satisfactorios de la prueba hidráulica se procede a construir la losa de cubierta.

Para vaciar la cubierta se siguen los siguientes pasos:

- Encofrar con madera.
- El encofrado se cubre con una malla de alambre en varillas y hexagonal según diseño.
- Cubrir la malla con una capa de mortero.
- Luego de cuatro (4) días se saca el encofrado y se enlucen la parte interna con una capa delgada de mortero no menor de 1 cm.

f) Materiales

El cemento deberá ser fresco, sin terrones y en buenas condiciones de estacionamiento; los agregados serán de los diámetros requeridos, según los espesores de la mezcla a vaciar; la arena a emplear será limpia. Antes de vaciar el concreto, el ingeniero Inspector deberá aprobar la colocación de la armadura de acuerdo al plano.

Se evitará la segregación de los materiales en los vaciados de altura. Se evitará la acción directa de los rayos del sol, durante las 48 horas después del vaciado, el "curado" del piso y muros del reservorio con agua, se hará diariamente durante siete (7) días seguidos.

g) Instalación de tuberías y válvulas

Antes de vaciar el concreto de la losa deben colocarse los pases de tuberías para evitar que durante el picado se debilite la estructura.

Se instalará el sistema de tuberías indicado en el plano correspondiente a "caseta de válvulas".

- . Válvula de ingreso
- . Válvula de salida
- . Válvula de limpia
- . Válvula de by pass

h) Prueba hidráulica

Como parte del proceso constructivo debemos considerar el siguiente procedimiento llenar el reservorio lentamente con agua y se observará atentamente si hay fugas debidas a porosidad del piso y muro. La prueba a tanque lleno durará 72 horas y si se producen filtraciones, se harán los resanes necesarios y se repetirá la prueba hasta obtener resultados satisfactorios.

Este procedimiento es bastante sencillo al igual que el presentado anteriormente, pero por la cercanía del proyecto al mar resultaría muy antieconómico por el mantenimiento que sería demasiado caro.

Por lo tanto la opción más factible es el diseño de reservorio apoyado de sección cuadrada.

CAPITULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO $V= 300 \text{ m}^3$

Para el diseño estructural, se utilizara el método de Portland Cement Association, que determina momentos y fuerzas cortantes como resultado de experiencias sobre modelos de reservorios basados en la teoría de Plates and Shells de Timoshenko, donde se considera las paredes empotradas entre sí.

En los reservorios apoyados o superficiales, típicos para poblaciones rurales, se utiliza preferentemente la condición que considera la tapa libre y el fondo empotrado. Para este caso y cuando actúa sólo el empuje del agua, la presión en el borde es cero y la presión máxima (P), ocurre en la base.

$$P = \gamma h$$

El empuje del agua es:

$$V = \frac{\gamma h^2}{2} b$$

Donde:

γ_a = Peso específico del agua.

h = Altura del agua.

b = Ancho de la pared.

Para el diseño de la losa de cubierta se consideran como cargas actuantes el peso propio y la carga viva estimada; mientras que para el diseño de la losa de fondo, se considera el empuje del agua con el reservorio completamente lleno y los momentos en los extremos producidos por el empotramiento y el peso de la losa y la pared.

Para el diseño estructural del reservorio de concreto armado de sección cuadrada, tenemos los siguientes datos:

Volumen (V)	=	300.00m ³ .
Ancho de la pared (b)	=	9.50m.
Altura de agua (h)	=	3.32m.
Borde libre (B.L.)	=	0.30m.
Altura total (H)	=	3.62m.
Peso específico del agua (ya)	=	1000.00 kg/m ³ .
Peso específico del terreno (yt)	=	1510.00 kg/m ³ .
Capacidad de carga del terreno (Bt)	=	1.52 kg/cm ² .
Concreto (f e)	=	245.00 kg/cm ² .
Peso del Concreto Armado	=	2400.00 kg/m ³ .
Esfuerzo de Fluencia del acero (fy)	=	4200.00 kg/cm ² .

4.1 CALCULO DE MOMENTOS Y ESPESOR (e)

4.1.1: Paredes

El cálculo se realiza cuando el reservorio se encuentra lleno y sujeto a la presión del agua.

Para el cálculo de los momentos - tapa libre y fondo empotrado, según la relación del ancho de la pared (b) y la altura de agua (h), tenemos los valores de los coeficientes (k).

Siendo:

$$h = 3.32 \text{ m}$$

$$b = 9.50 \text{ m}$$

Resulta:

$$b/h = 2.9 \quad \text{Asumirnos: } 3.0$$

Para la relación $b/h = 3.0$ se presentan los coeficientes (k) para el cálculo de los momentos, cuya información se muestra en el cuadro 4.1.

CUADRO4.1

Coefficientes (k) para el cálculo de momentos de las paredes de reservorios cuadrados tapa libre y fondo empotrado

b/h	t/h	v=0		y=h'4		y=h'2	
		Me	W	Me	W	Me	My
3.00	0	0	0.025	0	0.014	0	..QC82
	1/4	0.01	0.019	0.007	0.013	-0.014	-0.071
	1/2	0.011	0.01	0.003	0.01	-0.011	..Q(ffi
	3/4	-0.033	-0.004	-0.018	0	..Q(D3	-0.028
	1	-0.135	-0.025	-0.032	-0.018	0	0

Fuente: Análisis y diseño de reservorios de concreto armado: Rivera Feijoo. Julio-pp79.Lirna 1991

Los momentos se determinan mediante la siguiente fórmula:

$$M_f = k \times \gamma_a \times J,^3 \quad 4.1$$

Conocidos los datos se calcula:

$$V_a \times h^3 = 1000 \times 3.32^3$$

$$V_a \times h^3 = 36,730 \text{Kg}$$

Reemplazando Valores en la ec. 4.1 Obtenemos:

Para $y = 0$ reemplazando valores de k en la ecuación se tiene:

M_{x0}	=	0.000	x	36730	=	0.000	Kg-m.
$M_{x1/4}$	=	0.010	x	36730	=	367.301	Kg-m.
$M_{x1/2}$	=	0.005	x	36730	=	183.651	Kg-m.
$M_{x3/4}$	=	-0.033	x	36730	=	-1212.093	Kg-m.
M_{x1}	=	-0.126	x	36730	=	-4627.993	Kg-m.
M_{y0}	=	0.025	x	36730	=	918.253	Kg-m.
$M_{y1/4}$	=	0.019	x	36730	=	697.872	Kg-m.
$M_{y1/2}$	=	0.010	x	36730	=	367.301	Kg-m.
$M_{y3/4}$	=	-0.004	x	36730	=	-146.920	Kg-m.
M_{y1}	=	-0.025	x	36730	=	-918.253	Kg-m.

Para $y = b/4$ y reemplazando valores de k en la ecuación se tiene:

M_{x0}	=	0.000	x	36730	=	0.000	Kg-m.
$M_{x1/4}$	=	0.007	x	36730	=	257.111	Kg-m.
$M_{x1/2}$	=	0.008	x	36730	=	293.841	Kg-m.
$M_{x3/4}$	=	-0.018	x	36730	=	-661.142	Kg-m.
M_{x1}	=	-0.092	x	36730	=	-3379.169	Kg-m.
M_{y0}	=	0.014	x	36730	=	514.221	Kg-m.
$M_{y1/4}$	=	0.013	x	36730	=	477.491	Kg-m.
$M_{y1/2}$	=	0.010	x	36730	=	367.301	Kg-m.
$M_{y3/4}$	=	0.000	x	36730	=	0.000	Kg-m.
M_{y1}	=	-0.018	x	36730	=	-661.142	Kg-m.

Para $y = b/2$ y reemplazando valores de k en la ecuación se tiene:

M_0	=	0.000	x	36730	=	0.000	Kg-m.
$M_{x1/4}$	=	-0.014	x	36730	=	-514.221	Kg-m.
$M_{x1/2}$	=	-0.011	x	36730	=	-404.031	Kg-m.
$M_{x3/4}$	=	-0.006	x	36730	=	-220.381	Kg-m.
M_{x1}	=	0.000	x	36730	=	0.000	Kg-m.
M_y0	=	-0.082	x	36730	=	-3011.868	Kg-m.
$M_{y1/4}$	=	-0.071	x	36730	=	-2607.837	Kg-m.
$M_{y1/2}$	=	-0.055	x	36730	=	-2020.156	Kg-m.
$M_{y3/4}$	=	-0.028	x	36730	=	-1028.443	Kg-m.
M_{y1}	=	0.000	x	36730	=	0.000	Kg-m.

CUADRO 4.2

Momentos (kg-m.) debido al empuje del agua.

b'h	x/h	v=0		y=b'4		v= b'2	
		Me	M	Me	M	Me	Mt
3CD	0	0.000	9182.3	0.000	514221	0.000	-3111.868
	1/4	357.0	17.772	257.111	477.4	-514221	-2607.837
	1/2	183.0	357.3	257.841	367.3	-4031	-2020.156
	3/4	-1212	-143.9	-001.142	0.000	-220.381	-1028.443
	1	-4527.933	-9182.3	-3379.1	-001.142	0.000	0.000

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro 4.2, el máximo momento absoluto es:

$$M = 4627.99 \text{ Kg-m.}$$

El espesor de la pared (e) originado por un momento M y el esfuerzo de tracción por flexión (f_t) en cualquier punto de la pared, se determina mediante el método elástico sin agrietamiento, cuyo valor se estima mediante:

$$e = \frac{[6M] \sqrt{f_t}}{f_t \times b} \quad 4.2$$

Donde:

$$f_t = 0.85 (f_c)^{1/4} = 13.30 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_c = 245.00 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M = 4627.993 \text{ kg-m.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

Reemplazando los datos en la ec. 4.2, se tiene:

$$e = 45.68 \text{ cm.}$$

Para el diseño se asume un espesor:

$$e = 0.45 \text{ m}$$

4.1.2: Losa de Cubierta

La losa de cubierta será considerada como una losa armada en dos sentidos y apoyada en sus cuatro lados. Cálculo del espesor de la losa:

$$\text{espesor de los apoyos} = 0.45 \text{ m}$$

$$\text{luz interna} = 9.50 \text{ m}$$

$$\text{luz de cálculo (L)} = 9.5 + \frac{2 \times 0.45}{2}$$

$$L = 9.95 \text{ m}$$

$$\text{espesor } e = L / 36 = 0.26\text{m.}$$

Para el diseño se asume un espesor :

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

Según el Reglamento Nacional de Construcciones para losas macizas en dos direcciones, cuando la relación de las dos es igual a la unidad, los momentos flexionantes en las fajas centrales son:

$$MA = MB = CWL^2 \quad 4.3$$

Donde:

$$C = 0.036$$

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 2400.00 = 600 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Carga viva} = 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$W = 800 \text{ kg/m}^2.$$

Reemplazando en la ec. 4.3, se tiene:

$$MA = MB = 2851.27 \text{ kg-m.}$$

Conocidos los valores de los momentos, se calcula el espesor útil " d " mediante el método elástico con la siguiente relación:

$$d = \left(\frac{M}{Rxb} \right)^{1/2} \quad 4.4$$

Siendo:

$$M = MA = MB = 2851.27 \quad \text{kg-m.}$$

$$b = 100 \quad \text{cm.}$$

$$R = 1/2 \times f_e \times j \times k$$

donde:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{J}{nj}}$$

Para:

$$f_y = 4200.00 \quad \text{kg/cm}^2.$$

$$f_e = 245.00 \quad \text{kg/cm}^2.$$

$$f_s = 0.5 f_y = 2100 \quad \text{kg/cm}^2.$$

$$f_c = 0.45 f_s = 110.25 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E}{E_c} = \frac{2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15100 \times f_c} = \frac{1 \text{ cm}^2}{15100 \times f_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 8.46$$

Redondeando:

$$n = 9$$

Reemplazando:

$$k = 0.321$$

$$j = 1 - k/3 = 0.893$$

Resultando:

$$R = 15.80$$

Reemplazando en la ec. 4.4, se obtiene:

$$d = 13.43 \text{ cm.}$$

El espesor total (e), considerando un recubrimiento de 2.5 cm, será igual a

$$15.93 \text{ cm.}$$

Siendo menor que el espesor mínimo encontrado ($e = 25 \text{ cm}$).

Para el diseño considerar:

$$d = 25 - 2.5 = 22.5 \text{ cm.}$$

4.1.3: Losa de fondo

Asumiendo el espesor de la losa de fondo igual a 0.25m. y conocida la altura de agua de 3.32 m., el valor de P será:

Peso propio del agua : 3.32×1000	=	3324.10	kg/m ² .
Peso propio del concreto: 0.25×2400	=	600	kg/m ² .
W	=	3924.10	kg/m².

La losa de fondo será analizada como una placa flexible y no como una placa rígida, debido a que el espesor es pequeño en relación a la longitud; además la consideraremos apoyada en un medio cuya rigidez aumenta con el empotramiento.

Dicha placa estará empotrada en los bordes.

Debido a la acción de las cargas verticales actuantes para una luz interna de

$$L = 9.50 \text{ m.}$$

Se origina los siguientes momentos:

Momento de empotramiento en los extremos:

$$M = - WL^2 / 192 = -1844.53 \quad \text{kg-m.}$$

Momento en el centro:

$$M = WL^2 / 384 = 922.27 \quad \text{kg-m.}$$

Para losas planas rectangulares armadas con armaduras en dos direcciones, Timoshenko recomienda los siguientes coeficientes:

$$\text{Para un momento de empotramiento} = 0.5290$$

$$\text{Para un momento en el centro} = 0.0513$$

Momentos finales:

$$\text{Empotramiento (Me)} = 0.5290 \times -1844.53 = -975.76 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Centro (Me)} = 0.0513 \times 922.27 = 47.31 \text{ kg-m.}$$

Chequeo del espesor:

El espesor se calcula mediante el método elástico sin agrietamiento considerando el máximo momento absoluto ($M = 975.76 \text{ kg-m.}$)

Con la siguiente relación 4.2:

$$e = \frac{[6xM]^2}{Jixb}$$

Siendo:

$$f_t = 0.85 (f_c)^{1/2} = 13.30$$

Reemplazando, se obtiene:

$$e = 20.98 \text{ cm.}$$

Dicho valor es menor que el espesor asumido 25 cm. y considerando el recubrimiento de 4.0 cm., resulta:

$$d = 21 \text{ cm.}$$

4.2 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

Para determinar el valor del área de acero de la armadura de la pared, de la losa de cubierta y de fondo, se considera la siguiente relación:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot x \cdot j \cdot d} \quad 4.5$$

Donde:

M = Momento máximo absoluto en kg-m.

f_s = Fatiga de trabajo en kg/cm^2 .

d = Peralte efectivo en cm.

j = Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

Con el valor del área acero (A_s) y los datos indicados en el Cuadro 4.3, se calculará el área efectiva de acero que servirá para definir el diámetro y la distribución de armadura.

Los valores y resultados para cada uno de los elementos analizados se muestran en el Cuadro 4.3.

4.2.1: Pared

Para el diseño estructural de la armadura vert. y horiz. de la pared del proyecto se considera el momento máximo absoluto, por ser una estructura pequeña que dificultaría la distribución de la armadura y porque el ahorro en términos económicos no sería significativo.

Para la armadura vertical resulta un momento (M_x) igual a 4,627.99 kg-m. y para la armadura horizontal el momento (M_y) es 3011.87 kg-m. Dichos valores se observan en el cuadro 4.2.

Para resistir los momentos originados por la presión del agua y tener una distribución de la armadura se considera $f_s = 900 \text{ kg/cm}^2$ y $n = 9$. Conocido el espesor de 45.00 cm. y el recubrimiento de 22.50 cm. definir peralte efectivo $d = 22.50 \text{ cm}$.

El valor de j es igual a 0.825 definido con $k = 0.524$

La cuantía mínima se determina mediante la siguiente relación:

$$A_s \text{ mín.} = 0.0015 b \times e = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Para } b = 100 \text{ y } e = 45.00 \text{ cm.}$$

La información adicional, los resultados, la selección del diámetro y la distribución de la armadura se muestran en el Cuadro 3

4.2.2 Losa de Cubierta

Para el diseño estructural de armadura se considera el momento en el centro de la losa cuyo valor permitirá definir el área de acero en base a la ecuación V.

Para el cálculo se consideran:

$$\begin{aligned}
 M &= 2851.27 \quad \text{kg-m.} \\
 f_s &= 1400.00 \quad \text{kg/cm}^2. \\
 j &= 0.862 \\
 d &= 22.50 \quad \text{cm.}
 \end{aligned}$$

La cuantía mínima recomendada es:

$$\text{As mín.} = 0.0017 b \times e = 4.25 \text{ cm}^2.$$

Para $b = 100$ y $e = 25.00$ cm.

Los resultados se muestran en el Cuadro 3.

4.2.3 Losa de Fondo

Como en el caso del cálculo de la armadura de la pared, en la losa de fondo se considera el máximo momento absoluto de 975.76 kg-m, con un peralte

$$d = 21.00 \quad \text{cm.}$$

Para determinar el área de acero se considera $f_s = 900.00 \text{ kg/cm}^2$. $n = 9.00$

El valor de j es = 0.825 definido por $k = 0.524$.

Se considera una cuantía mínima de:

$$\text{As mín.} = 0.0017 \times b \times e = 4.25 \text{ cm}^2.$$

para: $b=100$ y $e = 25.00$ cm.

Los resultados se observan en el Cuadro 4.3.

En todos los casos, cuando el valor de área de acero (A_s) es menor a la cuantía mínima ($A_{s \text{ mín.}}$), para la distribución de la armadura se utilizará el valor de dicha cuantía.

4.3 CHEQUEO POR ESFUERZO CORTANTE Y ADHERENCIA

El chequeo por esfuerzo cortante tiene la finalidad de verificar si la estructura requiere estribos o no, por adherencia chequeamos si existe una perfecta adhesión entre el concreto y el acero de refuerzo.

A continuación se presenta el chequeo en la pared y la losa de cubierta.

4.3.1: Pared

Esfuerzo cortante:

La fuerza cortante total máxima (V), será:

$$V = \frac{Y_a \times l_z^2}{2} \quad 4.6$$

Reemplazando valores en la ec. 4.6, resulta:

$$V = 5524.82 \quad \text{kg.}$$

Los resultados se observan en el Cuadro 4.3.

En todos los casos, cuando el valor de área de acero (A_s) es menor a la cuantía mínima (A_s mín.), para la distribución de la armadura se utilizará el valor de dicha cuantía.

4.3 CHEQUEO POR ESFUERZO CORTANTE Y ADHERENCIA

El chequeo por esfuerzo cortante tiene la finalidad de verificar si la estructura requiere estribos o no, por adherencia chequeamos si existe una perfecta adhesión entre el concreto y el acero de refuerzo.

A continuación se presenta el chequeo en la pared y la losa de cubierta.

4.3.1: Pared

Esfuerzo cortante:

La fuerza cortante total máxima (V), será:

$$V = \gamma_a \frac{X}{2} l z^2 \quad 4.6$$

Reemplazando valores en la ec. 4.6, resulta:

$$V = 5524.82 \quad \text{kg.}$$

El esfuerzo cortante nominal (v), se calcula mediante:

$$v = \frac{V}{j \times b \times d} \quad 4.7$$

Conocidos los valores y reemplazando en la ec 4.7, tenemos:

$$v = 2.98 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo permisible nominal en el concreto, para muros no excederá a:

$$V_{\text{máx.}} = 0.02 f_c = 4.90 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto, las dimensiones del muro por corte satisfacen las condiciones de diseño.

Adherencia:

Para elementos sujetos a flexión, el esfuerzo de adherencia en cualquier punto de la sección se calcula:

$$u = \frac{V}{L_o \times j \times d} \quad 4.8$$

Siendo:

$$L_o \text{ para } q > 3/8" \text{ c. } 10 \text{ cm.} = 30.00$$

$$V = 5524.82 \text{ kg/cm}^2.$$

Reemplazando valores en la ec 4.8

$$u = 9.92 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo permisible por adherencia (u máx.) para $f_e = 245.00 \text{ kg/cm}^2$ es:

$$u \text{ máx.} = 0.05 f_e = 12.25 \text{ kg/cm}^2.$$

Siendo el esfuerzo permisible mayor que el calculado, se satisface la condición de diseño.

4.3.2: Losa de Cubierta

Esfuerzo cortante:

La fuerza cortante máxima (V) es igual a

$$V = WS/3 = 2533.33 \text{ kg/m}.$$

Donde la luz interna (S) es igual a 9.50m.

y el peso total (W), es igual a 800 kg/m^2 .

El esfuerzo cortante unitario (v) se calcula con la siguiente ecuación:

$$v = \frac{V}{b \cdot d} = 1.13 \text{ kg/cm}^2.$$

El máximo esfuerzo cortante unitario (v máx) es :

$$v \text{ máx} = 0.29 (f_c)^{1/2} = 4.54 \text{ kg/cm}^2.$$

El valor de v máx, muestra que el diseño es el adecuado.

Adherencia:

$$t_i = \frac{V}{L_o \times j \times d} \quad 4.9$$

Siendo:

$$L_o \text{ para } \phi 3/8" \text{ c. } 25 \text{ cm.} = 12.00$$

$$V = 2533.33 \quad \text{kg/cm}^2.$$

Reemplazando valores en la ec 4.9

$$u = 10.89 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo permisible es:

$$u \text{ máx} = 0.05 f_c = 12.25 \text{ kg/cm}^2.$$

Dado que el esfuerzo permisible es mayor que el calculado, se satisface la condición de diseño.

CUADRO 4.3

Resumen del cálculo estructural y distribución de armadura

	PNU)		LOSA C E a. e E R T A	LOSA C E R : N I O
	WRT'	K H Z		
M: m: rto 3 " M " (l o - m)	4: 0 l .	3) 11.87	2 f f i 127	97576
! : s : e r r U i l " d " C a n)	22. S :	22. S J	22.5)	21.0 D
f s . (l g l c m 2)	9 : l l a :	9 : l l (l)	14 D C D	9 : l l (D
n	9 . a :	9 . (l)	9 C D	9 C D
f c = 0 4 5 f c (I Q ' m i 2)	1102'	11025	11025	11025
k = 1 / (1 + f s ' (n f c))	0521'	052 l	0415	0524
i = 1 - (W 3)	082:	0	0 f f i 2	0825
Arwrekso:				
"6 = (1 C D c M / (f s x j x d) (c n Q)	Z l . 7 r .	18 C 2	105)	626
e	00013	00015	00017	00017
b (a n)	100. m	1 m m	100.00	100.00
e C a n)	45. a :	45. a :	25. (D	25.00
C l . a 1 f a M r i r a : :				
t i s r r i n = C x b x e (a n 2 .)	6 7 :	6 . r . :	4.25	4.25
Arw E l e : i v a r e P s e a n 2 . >	6 : J :	497	213	071
Arw E J a r v a r e t i s r r i n (c n Q)	2	28-1	213	284
D s r i t w é n (. Y a)	12) 63) =	1.294.97 =	071/213 = 0.33m	071/284 = 0.25m
	020n	O. ain	A9. m 025	A9. m 025
0.01			A9. m 025	As. m 0 a 11
C112	J l e . . m = Q . 1 ♦	/16=0. an		

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO V

COSTOS Y PRESUPUESTO

5.1 Identificación de costos

Los costos que deben realizarse para evaluar y llevar a cabo el proyecto son de tipo secuencial con el objeto de no incurrir en gastos innecesarios si se decide no continuar con la etapa siguiente.

5.2 Costos que deben considerarse.

Los costos que deben contabilizarse en esta etapa corresponden a la recolección de la información desde las instituciones a cargo de la zona geográfica y su posterior ordenamiento y análisis.

Luego debe analizarse los costos de estudios para la ejecución del proyecto.

Finalmente debe evaluarse el costo de la ejecución del proyecto en sí, es decir el costo de los materiales, equipos y mano de obra, realizando el respectivo análisis de precios de cada partida que se va ejecutar.

5.3 Costos de muestreo y procesamiento de datos

Se refieren a todos los costos pertinentes, dado el mínimo tamaño de muestra, para recolectar la información sobre la significancia en los beneficios.

Dentro de los más significativos se encuentran:

- Personal
- Movilización
- Confección de encuestas
- Procesamiento computacional

5.4 ALMACENAMIENTO

Para cubrir el déficit de almacenamiento para la demanda, se programa construir un reservorio, el que trabajará como reservorio de cabecera, y se le dotará de válvulas para control de nivel, medidores de agua para macro medición y control de arranque.

RESERVORIO APOYADO PROYECTADO R-1 DE 300 M³

Se construirá un nuevo reservorio elevado R-1 de 300 m³ de capacidad ubicado en la parte alta de UNIPAMPA Zona 5.

5.5 CIMENTACIÓN DEL RESERVORIO

Tipos De Suelos

La geología de Unipampa - Zona 5 corresponde los primeros depósitos aluvionales del Cuaternario, sus rocas sedimentarias son arena limosa y arena gris fina con presencia de sales.

Muestreo

Con el objeto de establecer algunos parámetros geotécnicos, se recolectaron muestras en una calicata para la caracterización edafológica encontrándose un relleno de arena suelta con presencia de caliche.

Cuadro 5.1 Ubicación De Calicatas

Calicata	Coordenada UTM	
	Norte	Este
C1	8540288	354740

Fuente: Elaboración propia

Con los resultados obtenidos se determino que la cimentación debe tener por lo menos una profundidad $D_f = 1.00$ m.

LAS CARACTERÍSTICAS DEL RESERVORIO ES:

La forma cuadrada del reservorio obedece a que para capacidades pequeñas es más económica.

Se decidió que la construcción del reservorio será de concreto armado por razones de corrosividad, por encontrarse en una zona muy cercana al mar, de este modo los costos de mantenimiento resultan más económicos

El cálculo estructural del reservorio se ha desarrollado utilizando el método y modelamiento de la Portland Cement Association, que determina momentos y fuerzas cortantes como resultados de experiencias sobre modelos basados en la teoría de Plates and Shells de Timoshenko, para ello hemos considerado paredes empotradas.

Cuadro 5.2 Características del reservorio R-1

Reservorio	Dimensiones				Niveles de agua (msnm)	
	Volumen m ³	Forma	Ancho (m)	Tirante de agua (m)	Mín.	Máx.
R-1 Proyectado	300	Cuadrada	9.50	3.62	177.65	181.17

Fuente: Elaboración Propia, en base a la teoría de Timoshenko

ARQUITECTURA DEL RESERVORIO R-1 DE 300 M³

El nuevo reservorio apoyado R-1 a construirse tendrá una capacidad de 300 m³ y tendrá forma cuadrada por ser mucho más económica que uno circular por ser más fácil su proceso constructivo, ya que no se necesita mano de obra muy calificada ni equipos muy sofisticados.

Cuenta con una tapa de concreto. El acceso a la cuba es mediante una escalera de gato con canastilla de protección, el acabado de todos los pisos es de cemento frotachado.

Las características del reservorio R-1 son:

- Forma : Cuadrada
- Capacidad : 300 m³
- Ancho : 9,50 m
- Espesor del muro : 0,45 m
- Tirante de agua : 3,62 m
- Nivel del terreno : 376,00 msnm
- Nivel máximo de agua : 380,00 msnm
- Acabado exterior : Concreto caravista
- Acabado interior : Concreto caravista

ESTRUCTURAS DEL RESERVORIO R-1 DE 300 M³

El reservorio apoyado será de concreto reforzado, con ancho interior 9,50 m y espesor de pared de 45 cm.

La cimentación consiste en una losa cuadrada de 10,90 m de lado y 0,25 m de espesor cimentada a 0,50 m de profundidad.

La cobertura será una losa cuadrada, 10,40 m de lado y con un espesor de 0,25 m.

La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, será de 245 kg/cm² para toda la estructura.

Se deberá utilizar Cemento Portland Tipo I y deberá limitarse la relación agua/cemento a 0,45 en la construcción de todos los elementos en contacto con el agua.

Se ha considerado un revestimiento impermeabilizante de todas las superficies en contacto con el agua mediante un mortero cemento-arena más el aditivo SIKA-1. Para el uso de los aditivos se deberá seguir las recomendaciones de los fabricantes.

INSTALACIONES HIDRÁULICAS DEL RESERVORIO R-1 DE 300 M³

Las instalaciones hidráulicas del reservorio R-1 proyectado se componen de accesorios (tees, codos, uniones, válvulas y tuberías), suministrados con uniones bridadas.

Las tuberías descritas a continuación son de HD al igual que las de rebose y limpia con diámetros de 300 mm.

Cuadro 53 Características Hidráulicas del Reservorio R-1

Reservorio	Diámetros {mm}		Caudales {lps}			Fuente de agua
	Impulsión de Planta	Aducción	Qmd	Qb del Pozo	Qmh	
R-1	400	300	11.58	-	22.28	Pozo 1

Fuente: Elaboración Propia

El sistema de funcionamiento del reservorio R-1 será del tipo **cabecera**. El control del nivel máximo de almacenamiento será automático mediante una válvula mariposa de actuador eléctrico conectada a los niveles de agua del reservorio, la planta recibirá información por telemetría de este comportamiento hidráulico y cuando se alcance el nivel máximo de agua, desde la planta de

tratamiento se devolverá la señal para el cierre de la válvula evitando el ingreso de agua.

Cuando se realicen operaciones de mantenimiento en el reservorio, (una o dos veces al año), el sistema de funcionamiento será del tipo directo, debido a que la planta de tratamiento alimentará directamente a las redes de agua, a través del by-pass ubicado en las instalaciones hidráulicas, en este caso el reservorio no almacenará ningún volumen por lo que no habrá control de nivel.

En casos de emergencia, cuando el agua alcance el nivel de rebose, se activará la sirena y se anunciará por radio.

5.5 PRESUPUESTO DE OBRA

Marzo/2007

PRESUPUESTO DE OBRA**OBRA: RESERVORIO DE 300 m3 DE UNIPAMPA ZONA 5****UBICACIÓN: SAN VICENTE - CAÑETE - LIMA**

Item	Descripcion	Und	Cant	P.U.	Parcial	Total
1.00	OBRAS PRELIMINARES					2,339.22
1.1	Campamento Provisional	glb	1.00	1,889.2	1,889.22	
1.2	Cartel de Obra	glb	1.00	450.00	450.00	
2.00	TRABAJOS PRELIMINARES					1,500.00
2.1	Trazo y Replanteo	glb	1.00	1,500.0	1,500.00	
3.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					461.67
3.1	Excavacion de Zanja Manual	m3	9.84	39.19	385.63	
3.2	Niv. y apisonado terreno previo al piso	m3	118.81	0.64	76.04	
4.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					21,392.93
4.1	Solado	m3	118.81	180.06	21,392.93	
5.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					101,341.01
5.1	Concreto fc:=245 kg/cm2, losa de fondo	m3	8.91	355.19	3,164.74	
5.2	Encofrado y Desencof, losa de fondo	m2	10.90	49.69	541.62	
5.3	Acero Estructural para losa de fondo	kg	902.02	12.52	11,293.29	
5.4	Concreto fc=245 kg/cm2 para muros	m3	73.38	355.19	26,063.84	
5.5	Encofrado y Desencofrado para muros	m2	326.14	49.69	16,205.90	
5.6	Acero Estructural para muros	kg	1,529.34	12.52	19,147.34	
5.7	Concreto fc=245 kg/cm2, losa cubierta	m3	27.04	355.19	9,604.34	
5.8	Encofrado y Desencof, losa de cubierta	m2	118.56	49.69	5,891.25	
5.9	Acero Estructural para losa de cubierta	kg	753.09	12.52	9,428.69	
6.00	REVOQUES Y ENLUCIDOS					26,196.50
6.1	Tarrajeo con imperm. losa de fondo	m2	90.25	48.97	4,419.54	
6.2	Tarrajeo con impermeabiliz. muros	m2	326.14	48.97	15,971.08	
6.3	Tarrajeo con imperm. losa de cubierta	m2	118.56	48.97	5,805.88	
	COSTO DIRECTO				<i>SI.</i>	153,231.33
	GASTOS GENERALES + UTILIDAD					0.00
	SUB-TOTAL				<i>SI.</i>	153,231.33
	IGV 19.00%					29,113.95
	TOTAL				<i>SI.</i>	182,345.28

5.6 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: Campamento Provisional

Rendimiento : 1 glb/dia

Descripcion Insumo					
Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	S/.
Alambre Negro N8	kg		7.5000	5.70	42.75
Cemento Portland Tipo 1	bis		1.5000	18.00	27.00
Hormigon Puesto en obra	m3		0.6000	120.00	72.00
Esteras de 2x3m	und		15.0000	12.00	180.00
Madera tomillo	p2		120.0000	6.00	720.00
Triplay de 4MM	rn2		38.0000	6.25	237.50
					1279.25
Equipos					
Herramientas manuales	%	0.030			17.77
					17.77
Mano de Obra					
Oficial	h-h	2.000	16.0000	13.23	211.72
Peon	h-h	4.000	32.0000	11.89	380.48
					592.20
Costo unitario directo por: glb S/.					1889.22

Partida: Cartel de Obra

Rendimiento : 1 glb/dia

Descripcion Insumo					
Partida Global					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	S/.
Cartel	und		1.0000	450.00	450.00
					450.00
Costo unitario directo por: glb S/.					450.00

Partida : Trazo y replanteo

Rendimiento : 1 glb

Descripcion Insumo					
Partida Global					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
Topografia	alb		1.0000	1500.00	1500.00
Costo unitario directo por: glb S/.					1500.00

Partida: Excavacion de zanja manual

Rendimiento : 2.5 m3/dia

Oescripcion Insumo					
Equipos					
Herramientas manuales	%		0.030		1.14
					1.14
Mano de Obra					
Peon	h-h	1.000	3.2000	11.89	38.05
					38.05
Costo unitario directo por: m3 S/.					39.19

Partida: Nivelacion y apisonado de terreno previo al piso

Rendimiento : 200 m2/dia

Descripcion Insumo					
Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
Agua	m3		0.0500	3.00	0.15
					0.15
Equipos					
Herramientas manuales	%		0.030		0.01
					0.01
Mano de Obra					
Peon	h-h	1.000	0.0400	11.89	0.48
					0.48
Costo unitario directo por: m2 SI.					0.64

Partida: Solado re = 140 kg/cm2

Rendimiento : 9 m3/dia

Descripcion Insumo

Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
Cemento Portland Tipo 1	bis		4.6500	18.00	83.70
Hormigon	m3		1.5500	40.00	62.00
Agua	m3		0.1580	3.00	0.47
					146.17
Equipos					
Herramientas manuales	%		0.030		0.99

Mano de Obra

Operario	h - h	1.000	0.8889	13.23	11.76
Peon	h - h	2.000	1.7778	11.89	21.14
					32.90
Costo unitario directo por: m3 SI.					180.06

Partida: Concreto fc=245 kg/cm2 para losa de fondo

Rendimiento : 10 m3/dia

Descripcion Insumo

Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
pedra chancada de 1/2	m3		0.7600	65.00	49.40
arena gruesa	m3		0.5100	60.00	30.60
cemento portland tipo 1	kg		9.0000	18.00	162.00
agua	und		0.1840	3.00	0.55
					242.55
Equipos					
Maquina mezcladora	h - m	1.000	0.8000	15.00	12.00
Herramientas manuales	%		0.030		2.93
					14.93
Mano de Obra					
operario	h - h	1.000	0.8000	13.78	11.02
oficial	h - h	1.000	0.8000	13.23	10.59
peon	h - h	8.000	6.4000	11.89	76.10
					97.71
Costo unitario directo por: m3 SI.					355.19

Partida: Encofrado y Desencofrado para losa de fondo

Rendimiento : 11 m²/día

Descripcion Insumo					
Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
alambre negro N8	kg		0.0800	5.70	0.46
clavos	kg		0.2200	5.70	1.25
madera tornillo	p2		4.1800	6.00	25.08
					26.79
Equipos					
Herramientas manuales	%		0.030		0671
					0.67
Mano de Obra					
operario	h-h	1.000	0.7273	13.78	10.02
oficial	h-h	1.000	0.7273	13.23	9.62
peon	h-h	0.300	0.2182	11.89	2.59
					22.23
Costo unitaño directo por: m2 S/.					49.69

Partida: Acero Estructural para losa de fondo

Rendimiento : 450 KG/día

Descripcion Insumo					
Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
Alambre Negro N16	kg		0.0600	5.70	0.34
A.cero fy=4200 kg/cm ²	kg		1.0500	11.00	11.55
					11.89
Equipos					
Cizalla	h - m	1.000	0.0178	8.00	0.14
Herramientas manuales	%		0.030		0.01
					0.15
Mano de Obra					
Operario	h - h	1.000	0.0178	13.78	0.24
oficial	h - h	1.000	0.0178	13.23	0.24
					0.48
Costo unitario directo por: KG SI.					12.52

Partida: Concreto fc=245 kg/cm2 para muros

Rendimiento: 10 m3/dia

Descripcion Insumo

Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	\$/.
pedra chancada de 1/2	m3		0.7600	65.00	49.40
arena gruesa	m3		0.5100	60.00	30.60
cemento portland tipo 1	kg		9.0000	18.00	162.00
agua	und		0.1840	3.00	0.55
					242.55

Equipos

Maquina mezcladora	h - m	1.000	0.8000	15.00	12.00
Herramientas manuales	%	0.030			2.93

14.93

Mano de Obra

operario	h - h	1.000	0.8000	13.78	11.02
oficial	h - h	1.000	0.8000	13.23	10.59
peon	h - h	8.000	6.4000	11.89	76.10

97.71

Costo unitario directo por: m3 \$/.

355.19

Partida: Encofrado y Desencofrado para muros

Rendimiento : 11 m2/dia

Descripcion Insumo

Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	\$/.
alambre negro N8	kg		0.0800	5.70	0.46
clavos	kg		0.2200	5.70	1.25
madera tornillo	p2		4.1800	6.00	25.08
					26.79

Equipos

Herramientas manuales	%	0.030			0.671
-----------------------	---	-------	--	--	-------

0.67

Mano de Obra

operario	h - h	1.000	0.7273	13.78	10.02
oficial	h - h	1.000	0.7273	13.23	9.62
peon	h - h	0.300	0.2182	11.89	2.59

22.23

Costo unitario directo por: m2 \$/.

49.69

Partida: Acero Estructural para muros

Rendimiento : 450 KG/día

Descripcion Insumo

Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	S/.
Alambre Negro N16	kg		0.0600	5.70	0.34
Acero fy=4200 kg/cm2	kg		1.0500	11.00	11.55
					11.89
Equipos					
Cizalla	h - m	1.000	0.0178	8.00	0.14
Herramientas manuales	%	0.030			0.01
					0.15
Mano de Obra					
Operario	h - h	1.000	0.0178	13.78	0.24
oficial	h - h	1.000	0.0178	13.23	0.24
					0.48
Costo unitario directo por: KG SI.					12.52

Partida: Concreto fc=245 kg/cm2 para losa de cubierta

Rendimiento: 10 m3/día

Descripcion Insumo

Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	S/.
pedra chancada de 1/2	m3		0.7600	65.00	49.40
arena gruesa	m3		0.5100	60.00	30.60
cemento portland tipo 1	kg		9.0000	18.00	162.00
agua	und		0.1840	3.00	0.55
					242.55
Equipos					
Maquina mezcladora	h - m	1.000	0.8000	15.00	12.00
Herramientas manuales	%	0.030			2.93
					14.93
Mano de Obra					
operario	h - h	1.000	0.8000	13.78	11.02
oficial	h - h	1.000	0.8000	13.23	10.59
oeon	h - h	8.000	6.4000	11.89	76.10
					97.71
Costo unitario directo por: m3 S/.					355.19

Partida: **Encofrado y Desencofrado para losa de cubierta**

Rendimiento : 11 m²/día

Descripcion Insumo					
Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
alambre negro N8	kg		0.0800	5.70	0.46
clavos	kg		0.2200	5.70	1.25
madera tomillo	p2		4.1800	6.00	25.08
					26.79
Equipos					
!Herramientas manuales	%	0.030			0.67
					0.67
Mano de Obra					
operario	h-h	1.000	0.7273	13.78	10.02
oficial	h-h	1.000	0.7273	13.23	9.62
peon	h-h	0.300	0.2182	11.89	2.59
					22.23
Costo unitario directo por: m ² SI.					49.69

Partida: **Acero Estructural para losa de cubierta**

Rendimiento : 450 KG/día

Descripcion Insumo					
Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
Alambre Negro N16	kg		0.0600	5.70	0.34
Acero fy=4200 kg/cm ²	kg		1.0500	11.00	11.55
					11.89
EauIPOs					
Cizalla	h - m	1.000	0.0178	8.00	0.14
Herramientas manuales	%	0.030			0.01
					0.15
Mano de Obra					
Operario	h - h	1.000	0.0178	13.78	0.24
oficial	h - h	1.000	0.0178	13.23	0.24
					0.48
Costo unitario directo por: KG SI.					12.52

Partida: Tarrajeo con impermeabiliz. de losa de fondo

Rendimiento : 10 m3/dia

Descripcion Insumo					
Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
clavos	kg		0.0300	5.70	0.17
arena fina	m ³		0.0210	60.00	1.26
cemento portland tipo 1	bis		0.1850	18.00	3.33
impermeab. en polvo	kg		0.5000	40.00	20.00
agua	m ³		0.0050	3.00	0.02
madera tomillo	p2		0.5200	6.00	3.12
					27.90
EquiPos					
Herramientas manuales	%		0.030		0.61
					0.61
Mano de Obra					
operario	hh	1.000	0.8000	15.64	12.52
peon	hh	0.750	0.6000	13.23	7.94
					20.46
Costo unitario directo por: m2 SI.					48.97

Partida: Tarrajeo con impermeabiliz. de muros

Rendimiento: 10 ml/día

Descripcion Insumo

Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	SI.
clavos	kg		0.0300	5.70	0.17
arena fina	m ³		0.0210	60.00	1.26
cemento portland tipo 1	bis		0.1850	18.00	3.33
impermeab. en polvo	kg		0.5000	40.00	20.00
agua	m ³		0.0050	3.00	0.02
madera tomillo	p2		0.5200	6.00	3.12
					27.90

Eguis

Herramientas manuales	%	0.030			0.611
-----------------------	---	-------	--	--	-------

0.61

Mano de Obra

operario	h-h	1.000	0.8000	15.64	12.52
peon	h-h	0.750	0.6000	13.23	7.94

20.46

Costo unitario directo por: m² SI.

48.97

Partida: Tarrajeo con impermeabiliz. de losa de cubierta

Rendimiento : 10 m3/día

Descripcion Insumo

Materiales					
	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	P.U	S/.
clavos	kg		0.0300	5.70	0.17
arena fina	m3		0.0210	60.00	1.26
cemento portland tipo 1	bis		0.1850	18.00	3.33
impermeab. en polvo	kg		0.5000	40.00	20.00
agua	m3		0.0050	3.00	0.02
madera tomillo	p2		0.5200	6.00	3.12
					27.90

E9uie2s

Herramientas manuales	%		0.030		0611
					0.61

Mano de Obra

operario	h - h	1.000	0.8000	15.64	12.52
peon	h - h	0.750	0.6000	13.23	7.94
					20.46
Costo unitario directo por: m2 SI.					48.97

CONCLUSIONES

Sobre la base de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados; así como el análisis efectuado, se puede concluir lo siguiente:

- El área en estudio se encuentra ubicada en las cercanías y en la periferia del Distrito de San Vicente de Cañete, Provincia de Cañete, Departamento de Lima. Con la ejecución de este proyecto se beneficiará a 3,500 habitantes del poblado de UNIPAMPA Zona 5, con la construcción del reservorio apoyado de concreto armado, sección cuadrada y volumen de 300m^3 , se garantiza la satisfacción de la demanda, el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente
- La topografía del área donde se ubica el proyecto es plana, por el tipo de reservorio apoyado del proyecto, esta característica hizo que nos alejemos del área lotizada para conseguir el desnivel necesario que garantice la satisfacción de presiones en todos los puntos de la red a abastecer.
- La selección de la forma cuadrada en planta del reservorio obedece a criterios económicos, por el procedimiento constructivo que no necesita mucha mano de obra calificada ni el uso de equipos sofisticados.
- El cálculo estructural del reservorio se ha desarrollado utilizando el método de la Portland Cement Association, que determina momentos y fuerzas cortantes como resultados de experiencias sobre modelos basados en la teoría de Plates and Shells de Timoshenko, para ello hemos considerado paredes empotradas.
- Desde el punto de vista ambiental, la ejecución del proyecto no generará impactos negativos en el medio ambiente.

RECOMENDACIONES

- El proyecto se encuentra en una zona muy cercana al mar, entonces se recomienda que la construcción del reservorio sea de concreto armado por razones de corrosividad, de este modo los costos de mantenimiento resultan más económicos.
- El subsuelo del área estudiada está compuesta por varios tipos de estratos, los cuales varían en las diferentes zonas de cada obra que se tiene proyectado. En la zona de construcción del reservorio se encontró un relleno superficial de arena, con caliche. Según la evaluación de campo se recomienda cimentar a una profundidad no menor de 1.00m.
- En los ensayos químicos realizados a las muestras tomadas en la zona del proyecto se tiene que la presencia de sales y sulfatos es baja, se recomienda emplear cemento Portland tipo I o similar.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que la construcción del reservorio sea de concreto armado por razones de corrosividad, por encontrarse en una zona muy cercana al mar, de este modo los costos de mantenimiento resultan más económicos

El subsuelo de área estudiada está compuesta por diferentes materiales dependiendo de la ubicación de cada obra del proyecto. Así mismo en la zona de la construcción del reservorio se encontró relleno superficial de arena, con caliche. Según la evaluación de campo se recomienda cimentar a una profundidad no menor de 1.00m.

- Se recomienda emplear cemento Portland tipo I o similar, en las zonas donde la presencia de sales y sulfatos es baja, según lo han demostrado los ensayos químicos.

Bibliografía

Libros

1.- AROCHA RAVELO SIMON
ABASTECIMIENTO DE AGUA

Ediciones Vega
Venezuela, 1983

2.- BRAJA M. DAS
PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIÓN

5ta Edición. Thomson Editores.
México D.F. 2006

3.- FAIR - GEYER & OKUN
ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES

1ra Edición. Editorial Limusa.
México D.F. 1990

4.- G. WINTER A. H. NILSON
PROYECTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN

Barcelona, 1985

5.- LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo.
ELEMENTOS DE DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS

2da Edición, Alfaomega.
México, 2003.

6.- RIVERA FEIJOO
ANALISIS Y DISEÑO DE RESERVORIOS DE CONCRETO ARMADO
ACIUNI

Lima, 1991

7.- TIMOSHENKO
TEORÍA DE PLACAS Y LAMINAS
1982

8.- GRUPO DE TRABAJO PARA LA PROMOCIÓN DEL SANEAMIENTO DEL
CCAAS
PROMOCIÓN DEL SANEAMIENTO
Editado por Mailing Simpson - Herbert y Sara Word
Organización Mundial de la Salud 1998

Reglamentos

9.- DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS QUE CONTIENEN LÍQUIDOS
Norma ACI 350.3R-01
Comite ACI 350

10.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO PARA POBLACIONES
RURALES Y URBANO MARGINALES.
Dirección General de Salud Ambiental.

11.- ESPECIFICACIONES TÉCNICA PARA OBRAS DE SEDAPAL

12.- REGLAMENTO INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES

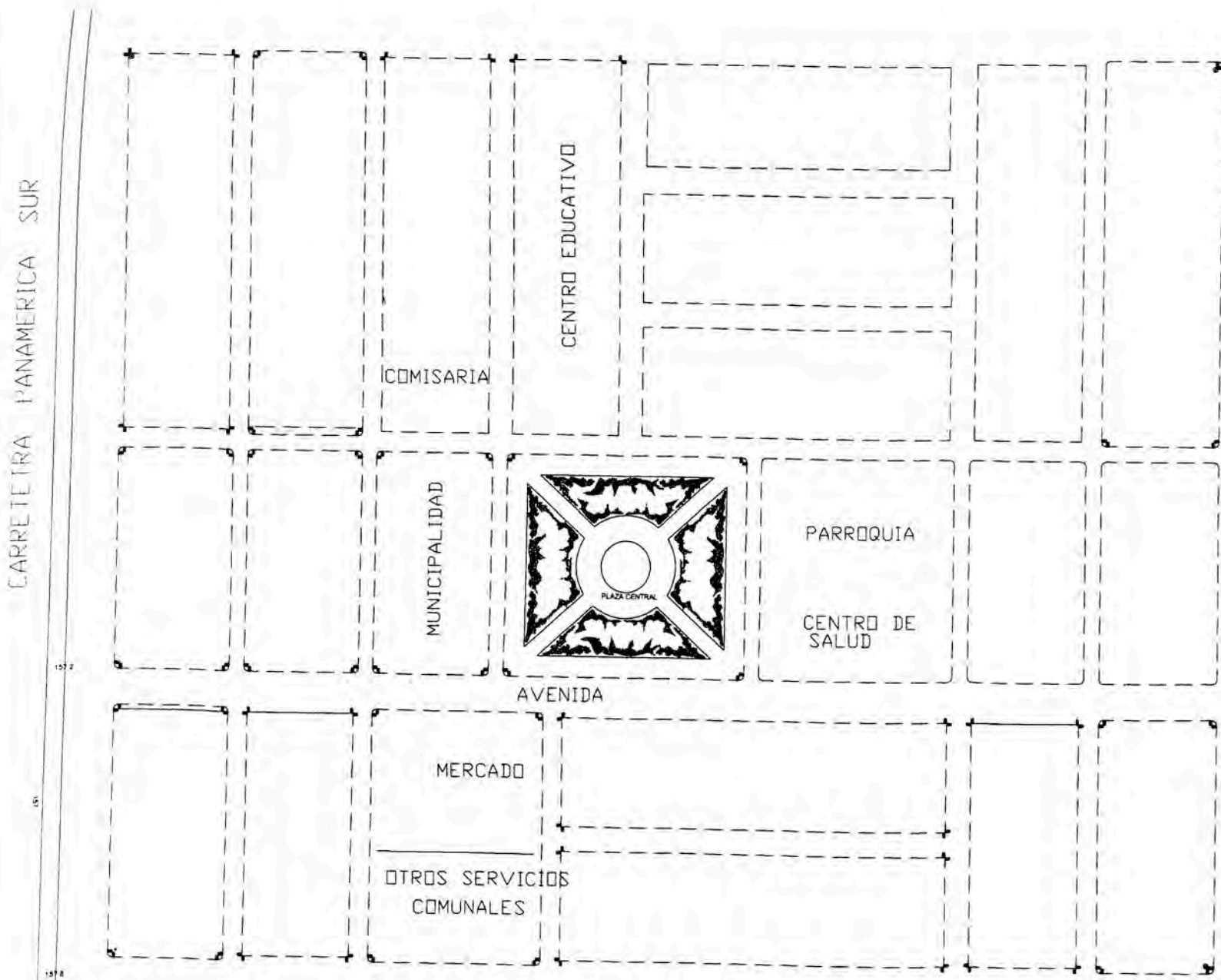
13.- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
Lima, 2005

14.- REGLAMENTO SUNASS

Tesis

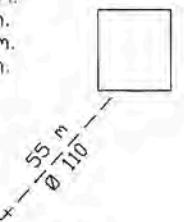
15.- Ing. Salinas Saavedra José R, "Análisis y Diseño Sismo-Resistente de un
Reservorio Elevado con Estructura Cilíndrica de Soporte", 1997.

PROGRAMA DE VIVIENDA DE UNIPAMPA ZONA 5



RESERVOIRIO APOYADO A CONSTRUIR
CAPACIDAD = 300 m³

COTA TERRENO = 177.30 m.s.n.m.
COTA INGRESO = 180.50 m.s.n.m.
COTA SALIDA = 177.65 m.s.n.m.
COTA REBOSE = 181.17 m.s.n.m.



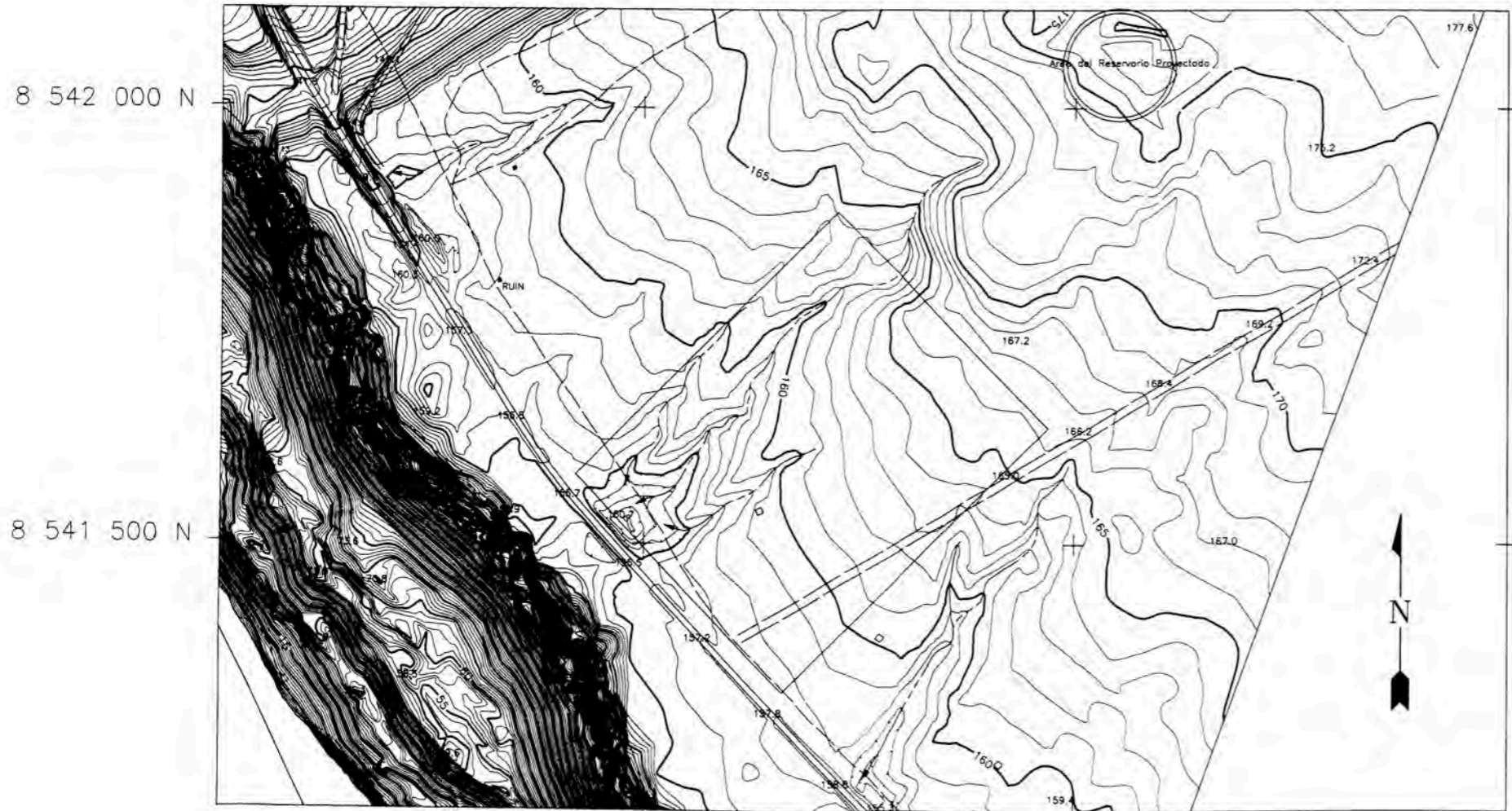
308 m - Ø 110 PVC C-10

01 CDDO 110x90°

NOTA:
EL VOLUMEN CONSIDERADO ES IGUAL AL DE LA II ETAPA
DEL PLAN MAESTRO DE PUERTO ETEN (2026-2033)

PROYECTO DE SANEAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE				
N°	RESERVOIRIO DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE UNIPAMPA ZONA 5			
P-01	PLANO UBICACION			
ESC	DPTO	PROV	DIST	RESPONSABLE
NINGUNA	LIMA	CAÑETE	SAN VICENTE	Bach. J. Quispe
FECHA	V°B°	APROBADO		
MAR / 2007				

UBICACION DEL RESERVORIO



LEGEND				
INDEX CONTOUR		240.5	BUILDING	
INTERMEDIATE CONTOUR			CULVERT	
DEPRESSION CONTOUR			DITCH	
STREAM / RIVER			FENCE	
INTERMITTENT STREAM			PAVED ROAD	
INDEFINITE STREAM			GRAVEL ROAD	
TREES			ROUGH ROAD	
SINGLE TREE			FOOTPATH	
BRUSH / SCRUB			GUARD RAIL	
SWAMP			UTILITY POLE	
AREA OUTLINE			SPOT HEIGHT	
SAND / GRAVEL				164.9

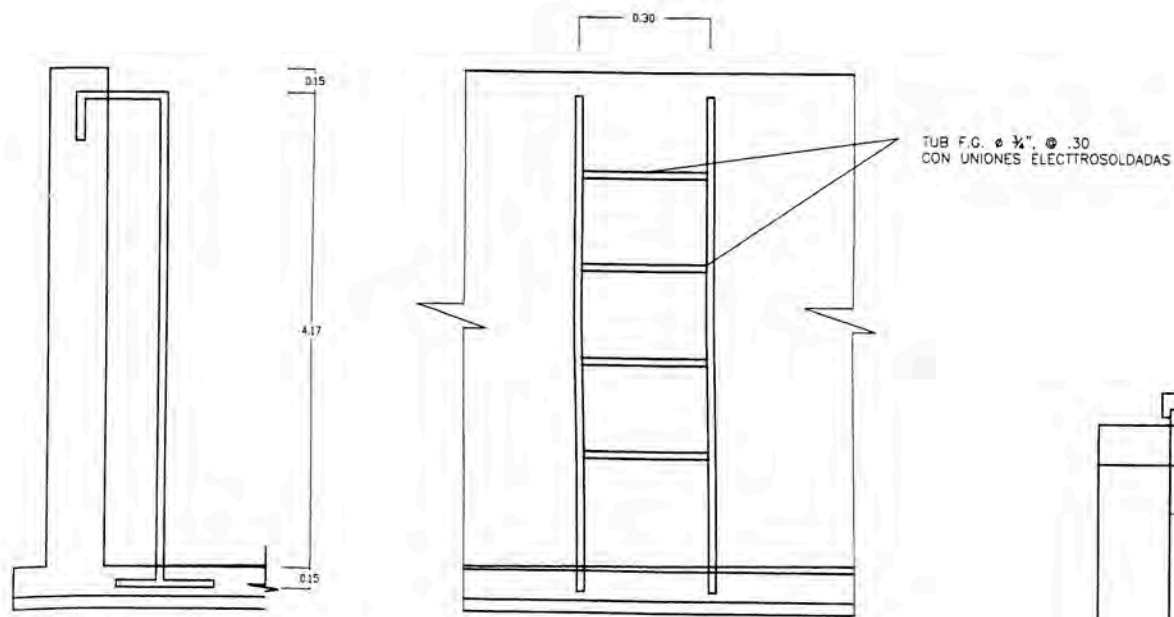
UNIPAMPA - ZONA 5

CONTOUR INTERVAL 1m
SCALE 1:5000

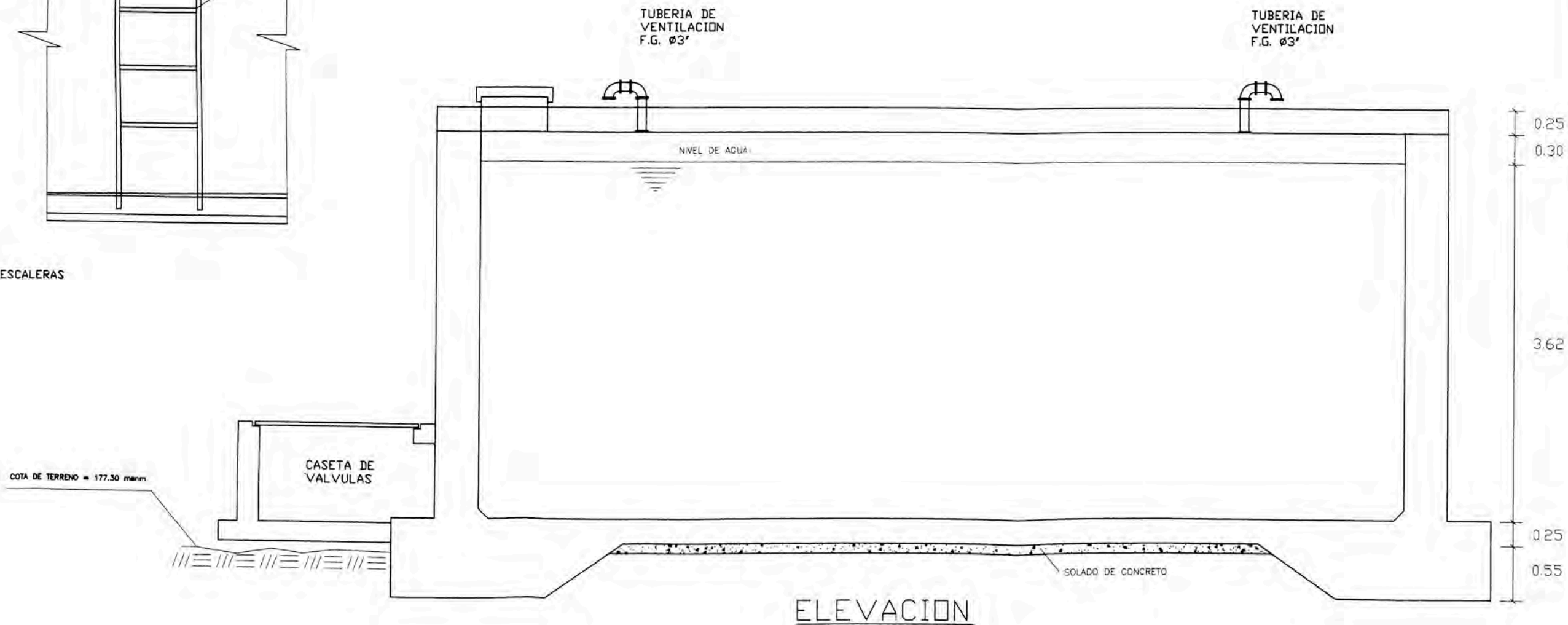


CONTROL BY: EAGLES TEAM PERU
HORIZONTAL DATUM: WGS-84
VERTICAL DATUM: GEODETIC

PROYECTO DE SANEAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE				
N° P-02	RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE UNIPAMPA ZONA 5			
	PLANO: TOPOGRAFIA			
ESC. NINGUNA	DPTO. LIMA	PROV. CANETE	DIST. SAN VICENTE	RESPONSABLE Bach. J. Quispe
FECHA MAR / 2007	V°B°		APROBADO	



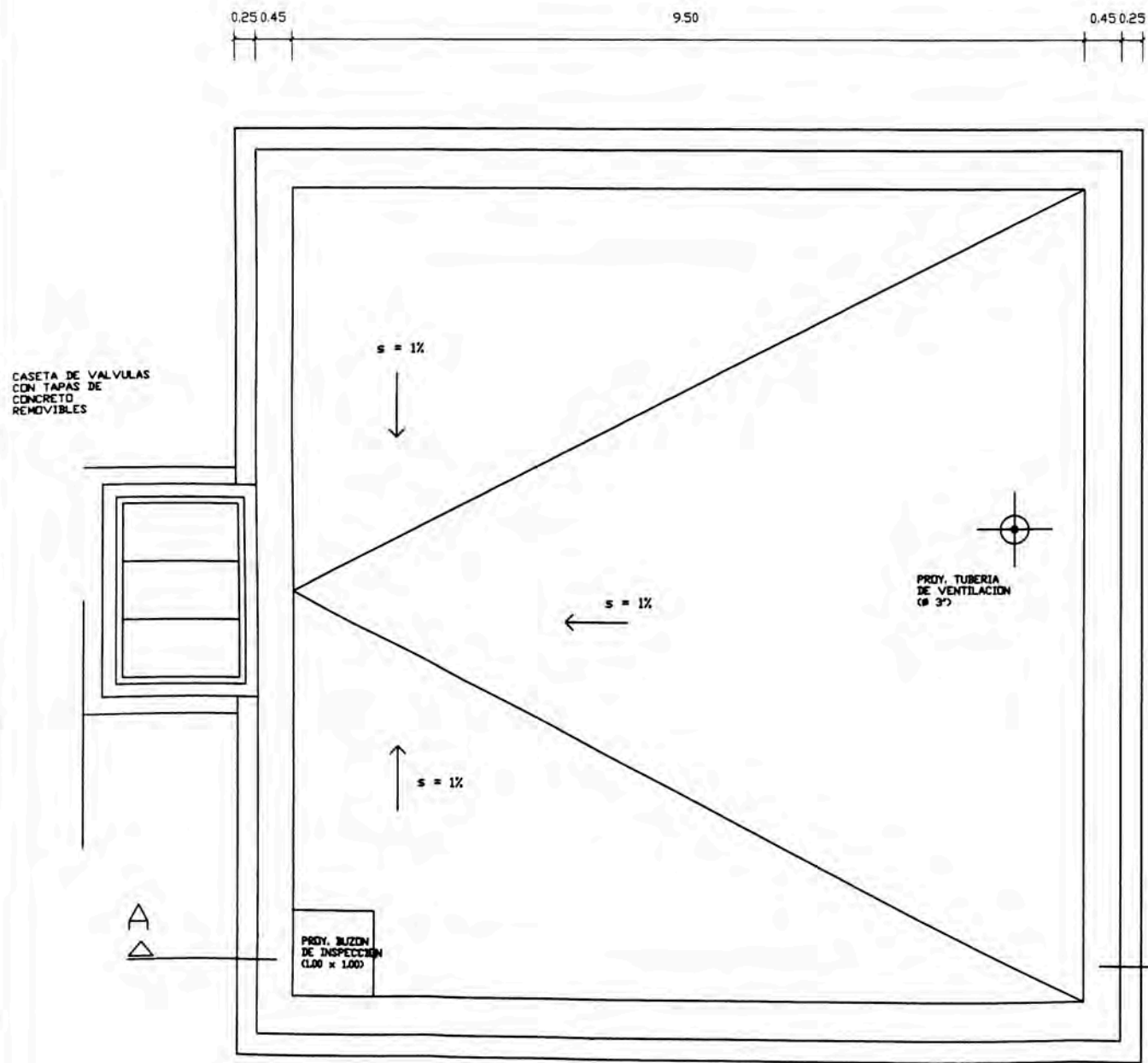
DETALLE DE ESCALERAS



ELEVACION

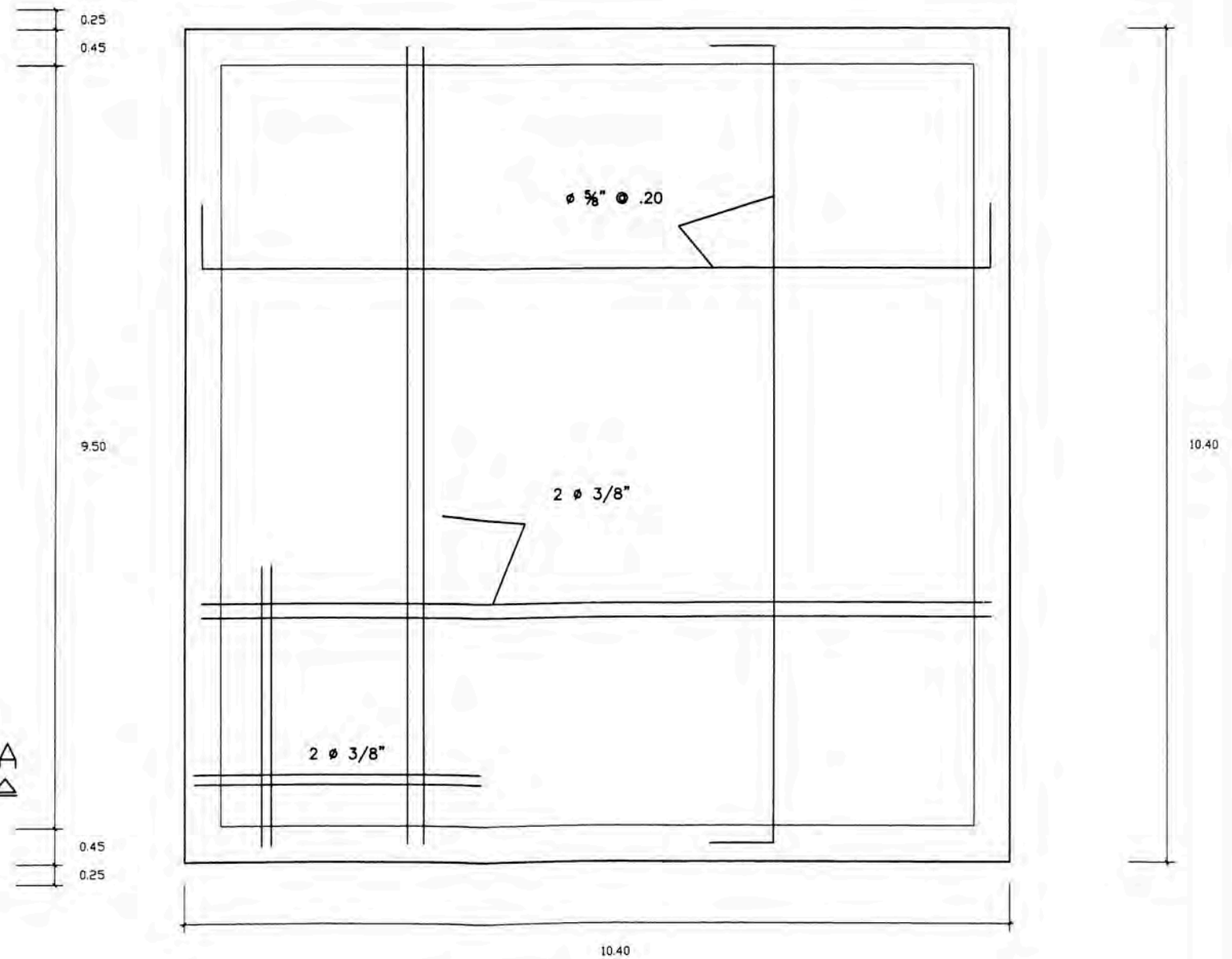
RESERVORIO APOYADO DE CONCRETO ARMADO	
Nivel máximo de agua = 181.27 m.s.n.m.	Seccion: planta cuadrada de 9.5 x 9.5 m
Nivel mínimo de agua = 177.65 m.s.n.m.	Tirante de agua = 3.62 m
Nivel del terreno = 177.30 m.s.n.m.	Volumen = 300 m ³

PROYECTO DE SANEAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE				
N°	RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE UNIPAMPA ZONA 5			
P-03	PLANO: ARQUITECTURA			
ESC	DPTO.	PROV.	DIST.	RESPONSABLE
NINGUNA	LIMA	CANETE	SAN VICENTE	Bach. J. Quispe
FECHA	V°B°	APROBADO		
MAR / 2007				



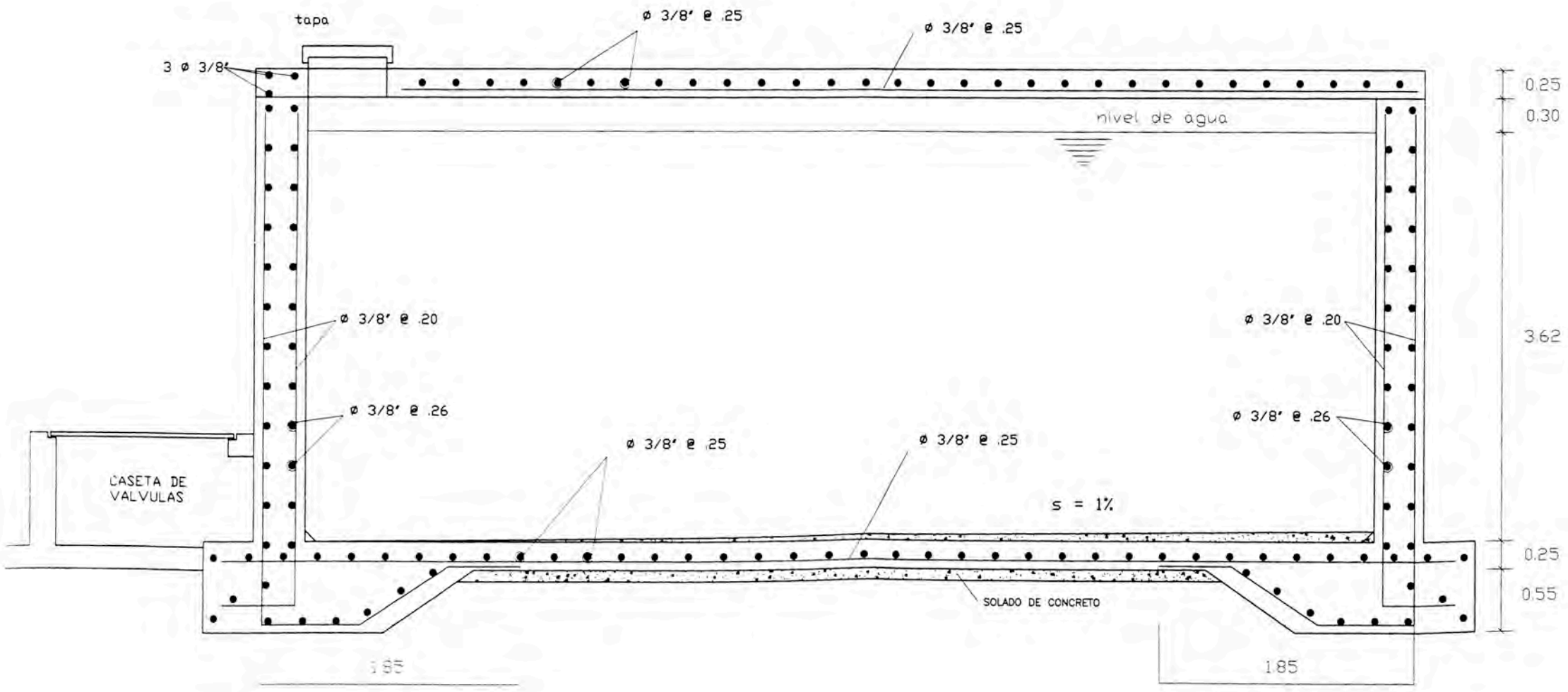
PLANTA DEL RESERVORIO

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
RESISTENCIA DEL CONCRETO	$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$
FLUENCIA DEL ACERO	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
TRASLAPE MINIMO DE VARILLAS 30 cm.	

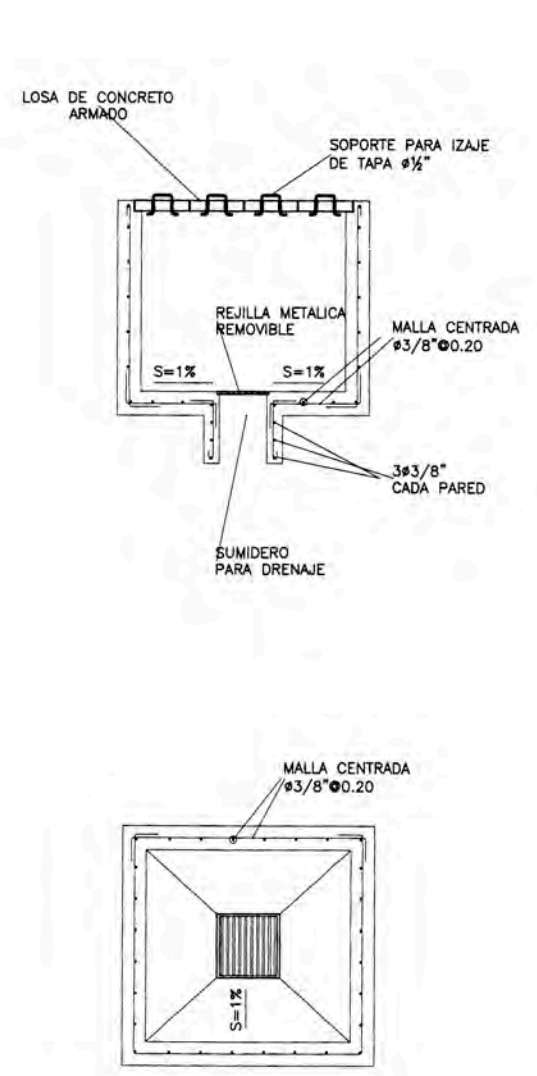


LOSA DE CUBIERTA

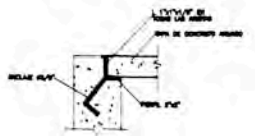
PROYECTO DE SANEAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE				
N° P-04	RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE UNIPAMPA ZONA 5			
	PLANO: ESTRUCTURAS			
ESC. NINGUNA	DPTO. LIMA	PROV. CAÑETE	DIST. SAN VICENTE	RESPONSABLE Bach. J. Quispe
FECHA MAR / 2007	V"B°	APROBADO		



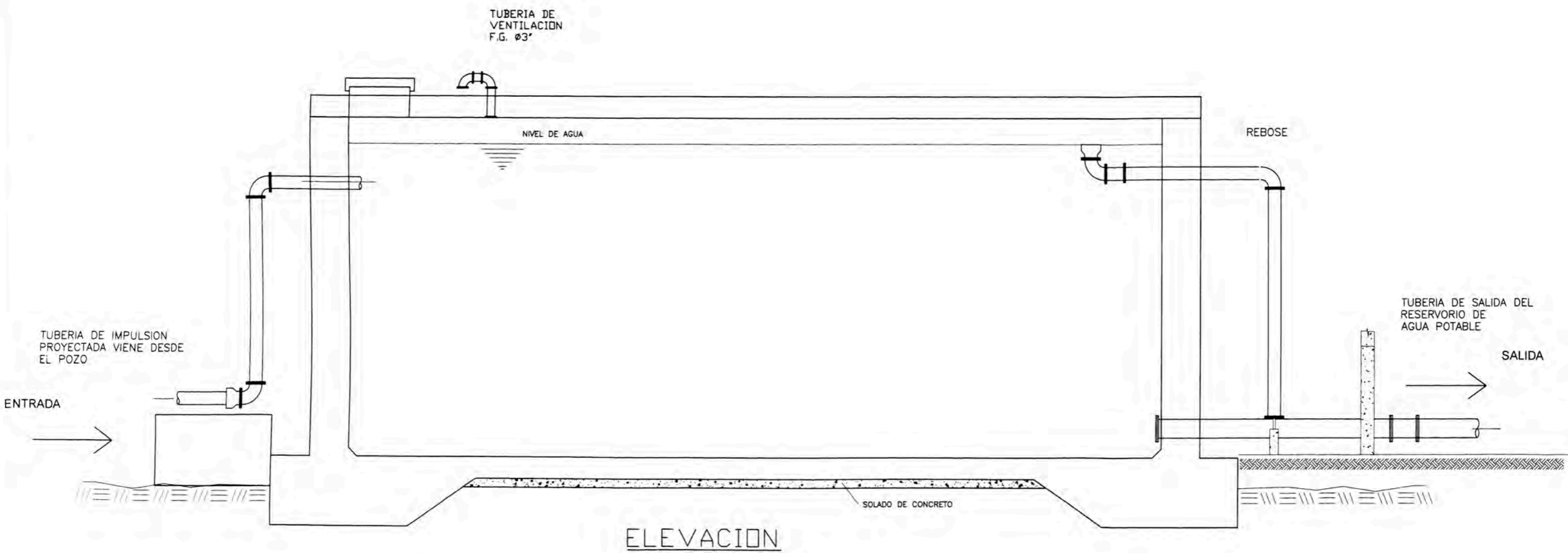
ELEVACION CORTE A-A



ESPECIFICACIONES TECNICAS	
RESISTENCIA DEL CONCRETO	$f_c = 245 \text{ kg/cm}^2$
FLUENCIA DEL ACERO	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
TRASLAPE MIN DE VARILLAS	30 cm
RECUBRIMIENTO	7.5 cm
ADITIVO IMPERMEABILIZANTE	
SOLADO CON CONCRETO	$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
USAR JUNTAS W/S	



PROYECTO DE SANEAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA				
N°	RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE UNIPAMPA ZONA 5			
P-05	PLANO: ESTRUCTURAS			
ESC	DPTO	PROV	DIST.	RESPONSABLE
NINGUNA	LIMA	CANETE	SAN VICENTE	Bach. J. Quispe
FECHA	V°B°	APROBADO		
MAR / 2007				



PROYECTO DE SANEAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE				
N° P-06	RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE UNIPAMPA ZONA 5			
	PLANO: INSTALACIONES HIDRAULICAS			
ESC NINGUNA	DPTO LIMA	PROV CANETE	DIST SAN VICENTE	RESPONSABLE Bach J Quispe
FECHA MAR / 2007	V°B°		APROBADO	