

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**EXPEDIENTE TÉCNICO DEL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA
DE AGUA POTABLE ANEXOS UCHUPAMPA Y CONDORAY –
LUNAHUANÁ – RESERVORIO - DISTRIBUCIÓN**

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JACK JONATHAN BERAÚN CHAMORRO

Lima- Perú

2011

ÍNDICE

RESUMEN	3
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS	6
INTRODUCCIÓN	9
CAPITULO 1: GENERALIDADES.	10
1.1. ALCANCE DEL PROYECTO.	10
1.2. MARCO TEÓRICO:	10
1.2.1. Reservoirio de almacenamiento.....	10
1.2.2. Tipos de reservoirio:	10
1.2.3. Capacidad del reservoirio.....	12
CAPITULO 2: INGENIERÍA BÁSICA PARA EL DISEÑO DEL RESERVORIO. 14	
2.1. UBICACIÓN TOPOGRÁFICA.	14
2.2. SISMICIDAD DEL ÁREA DE FUNDACIÓN.	14
2.2.1. Vulnerabilidad:	15
2.3. PARÁMETROS DE MECÁNICA DE SUELOS	18
2.4. DESARROLLO DE ALTERNATIVAS PARA ELEGIR EL TIPO DE RESERVORIO.....	18
CAPITULO 3: DISEÑO DEL RESERVORIO	20
3.1. CONSIDERACIONES DEL DISEÑO.	20
3.1.1. Información de la Ingeniería Básica.....	20
3.1.2. Normativa aplicable.	20
3.1.3. Predimensionamiento básico de la estructura.	21
3.1.4. Estructuración y predimensionamiento de elementos.....	22
3.1.5. Análisis estructural del reservoirio.....	30
3.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO POR EL MÉTODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES.....	40
3.2.1. Diseño de muros.....	41
3.2.2. Diseño de vigas	45
3.2.3. Diseño de losa superior para techo.....	49
3.2.4. Diseño de columnas:	52

3.3.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO POR EL MÉTODO DE RESISTENCIA.....	54
3.3.1.	Diseño de muros.....	59
3.3.2.	Diseño de losa superior para techo.....	66
3.3.3.	Diseño de vigas interiores.	68
3.3.4.	Diseño de columnas.	70
3.3.5.	Diseño de losa inferior.	74
3.3.6.	Diseño de cimentación.	77
3.4.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	87
	CAPITULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CASETA DE VÁLVULAS	88
4.1.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CASETA DE VÁLVULAS.....	88
4.1.1.	Estructuración y predimensionamiento de elementos.....	88
4.1.2.	Análisis estructural de la caseta de válvulas.....	95
4.1.3.	Diseño de elementos.....	101
	CONCLUSIONES	113
	RECOMENDACIONES	115
	BIBLIOGRAFIA	116
	ANEXOS	117
A.	PLANOS DE CONSTRUCCIÓN DEL RESERVORIO Y DE LA CASETA DE VÁLVULAS.....	117

RESUMEN

El presente informe está orientado al diseño estructural de un reservorio semienterrado de 300m³ y de una caseta de válvulas, los cuales formarán parte del expediente técnico del Proyecto: Mejoramiento del Sistema de Agua potable anexos Uchupampa y Condoray – Lunahuaná - Reservorio - Distribución.

Las dificultades encontradas fueron: determinar la forma básica del reservorio, estructuración, análisis y diseño de cada elemento que conforma cada una de las estructuras antes mencionadas. La solución a dichas dificultades fue realizada con los criterios vigentes y las recomendaciones bibliográficas del análisis y diseño por los métodos de: esfuerzos admisibles y resistencia, basados en el código ACI 350-01 “Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures”, el código ACI 318-02 “Building Code for Structural Concrete” y la normativa peruana vigente (Reglamento Nacional de Edificaciones-RNE).

Los resultados finales obtenidos forman parte de la información necesaria para elaborar la memoria de cálculo y los planos de construcción del reservorio y la caseta de válvulas.

LISTA DE CUADROS

Tabla 2.1	Parámetros Sísmicos.....	15
Tabla 3.1	Dimensionamiento del reservorio – Formas Económicas.....	21
Tabla 3.2	Parámetros sísmicos del reservorio.....	28
Tabla 3.3	Modos y frecuencias del análisis dinámico del reservorio.....	35
Tabla 3.4	Cuadro de esfuerzos por tamaño de barra.....	40
Tabla 3.5	Parámetros de diseño.....	40
Tabla 3.6	Factores de reducción de resistencia indicados en la norma E.060	54
Tabla 3.7	Comparación de resultados.....	87
Tabla 4.1	Parámetros sísmicos de la caseta de válvulas.....	93
Tabla 4.2	Modos y frecuencias del análisis dinámico de la caseta de válvulas	98

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Mapa de Zonificación Sísmica.....	14
Figura 2.2	Microzonificación Sísmica.....	16
Figura 2.3	Mapa de riesgo de Tsunami para el distrito de Cerro Azul.....	17
Figura 3.1	Forma básica del reservorio.....	22
Figura 3.2	Diagrama de presiones aplicado al muro.....	25
Figura 3.3	Vista en 3D y planta del modelo del reservorio.....	30
Figura 3.4	Modelo esquemático del reservorio.....	31
Figura 3.5	Modelo dinámico del reservorio.....	33
Figura 3.6	Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones del reservorio.....	36
Figura 3.7	DMF de la sección media del reservorio.....	39
Figura 3.8	DFC de la sección media del reservorio.....	39
Figura 3.9	Bloque equivalente de compresiones.....	56
Figura 3.10	Diagrama de interacción de una sección rectangular.....	58
Figura 3.11	Diagrama de presiones de terreno actuante en el muro del reservorio.....	60
Figura 3.12	Sección típica de la zapata perimetral.....	78
Figura 3.13	Sección de la zapata central.....	84
Figura 4.1	Diagrama de presiones aplicado al muro de la caseta de válvulas.	91
Figura 4.2	Vista en 3D y planta del modelo de la caseta de válvulas.....	96
Figura 4.3	Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones de la caseta de válvulas.....	99

LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

SÍMBOLOS:

- a**= profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
- A_c**: Área de corte.
- A_g**= área bruta de la sección.
- A_s**= área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.
- A_{s mín}**= área mínima de refuerzo de flexión.
- b**= ancho de la cara en compresión del elemento.
- c**= cohesión o distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.
- C**= coeficiente de amplificación sísmica.
- CL**= cargas debidas al peso y presión del agua.
- CM**= cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- CS**= efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas.
- CT**= cagas debidas al peso y presión del terreno.
- C_T**= coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio.
- CV**= cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- d**= distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
- db**= diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado.
- d_c**= espesor del recubrimiento.
- e**= excentricidad accidental
- E_c**= módulo de elasticidad del concreto.
- E_s**= módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural.
- f_c**= resistencia especificada a la compresión del concreto.
- f_s**= esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.
- f_y**= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
- g**= aceleración de la gravedad.
- h**= espesor total o altura de un elemento.
- h_i**= altura de nivel "i" con relación al nivel del terreno.
- h_n**= altura total de la edificación.
- I**= momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide.

- I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto.
- j = relajación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.
- l = luz de la viga o losa en una dirección.
- M = máximo momento no amplificado debido a cargas de servicio.
- M_n = resistencia nominal a flexión en la sección.
- M_{to} = momento estático total amplificado.
- M_u = momento amplificado en la sección.
- P_n = resistencia axial nominal de la sección transversal.
- P_u = fuerza axial amplificada.
- Q_m = consumo promedio diario anual.
- R = coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.
- R_n = resistencia nominal.
- s = espaciamiento centro a centro del refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, anclajes.
- S = factor de suelo.
- S_a = Aceleración espectral
- S/C = Sobrecarga.
- T = periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.
- T_p = periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.
- U = factor de uso e importancia.
- V = fuerza cortante en la base de la estructura.
- V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.
- V_n = resistencia nominal a cortante.
- V_s = resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.
- V_u = fuerza cortante amplificada en la sección.
- $W_{máx}$ = ancho de grieta.
- W_{nu} = reacción neta del terreno.
- z = factor de control de fisuramiento
- Z = Factor de zona.
- β_1 = coeficiente del bloque equivalente de esfuerzos de Whitney.
- γ_a = peso específico del agua.
- γ_c = peso específico del concreto.
- γ_s = peso específico del suelo de fundación.

- P = cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área b_d .
- P_b = cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área b_d que produce condiciones balanceadas unitarias.
- σ_t = esfuerzo admisible del terreno
- ϕ = ángulo de fricción, o factor de reducción de resistencia.
- ω = índice del refuerzo a tracción.

SIGLAS:

ACI= American Concrete Institute.

OPS= Organización Panamericana de la Salud.

INTRODUCCIÓN

Para elaborar el expediente técnico del Proyecto: Mejoramiento del Sistema de Agua potable anexos Uchupampa y Condoray – Lunahuaná - Reservoirio – Distribución, se requiere el diseño de un reservorio y una caseta de válvulas que será desarrollado en el presente informe.

El objetivo consiste en obtener la información suficiente para elaborar la memoria de cálculo y los planos de construcción de las estructuras antes mencionadas.

El tipo de reservorio fue determinado por: la disponibilidad de los materiales de construcción, la topografía del terreno, las características del volumen de almacenamiento y las facilidades para la correcta construcción de la estructura.

Los estudios de ingeniería básica forman parte de la conceptualización del diseño, por lo tanto cada criterio de ingeniería básica es desarrollado según el criterio de durabilidad y serviciabilidad.

El análisis estructural del reservorio será elaborado utilizando el programa SAP2000, los criterios estructurales vigentes y las recomendaciones bibliográficas. La metodología propuesta para el diseño es desarrollada por dos métodos: esfuerzos admisibles y resistencia, los cuales son mostrados en el presente informe según los parámetros de criterio establecido por el American Concrete Institute ACI 350-01 “Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures” y la normativa peruana vigente, finalmente se muestra un cuadro comparativo de los resultados obtenidos.

Así mismo, se muestra el análisis de la caseta de válvulas cuyo diseño es desarrollado por el método de resistencia según los parámetros establecidos por el código ACI 318-02 “Building Code for Structural Concrete”.

CAPITULO 1: GENERALIDADES.

1.1. ALCANCE DEL PROYECTO.

El diseño del reservorio se desarrollará dentro del marco conceptual del mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable de las localidades de Uchupampa y Condoray, la ubicación y capacidad es definida por el cálculo hidráulico.

1.2. MARCO TEÓRICO:

1.2.1. Reservorio de almacenamiento.

Es una estructura esencial que regula la diferencia del volumen de ingreso al reservorio y la salida de éste, cuando el rendimiento de la fuente sea mayor que el caudal de demanda, no es necesario el reservorio dentro del sistema hidráulico.

La función principal del reservorio es almacenar el agua temporalmente, la importancia radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente.

Los aspectos más importantes a considerarse para el diseño son la capacidad, ubicación y el tipo de reservorio.

1.2.2. Tipos de reservorio:

La variedad de los reservorios está determinado por diferentes factores que establecen las características que solicite el proyecto en su conjunto, dentro de los tipos de reservorio se puede citar:

a) Según su ubicación hidráulica: Generalmente establecido en proyectos cuyo relieve topográfico posea grandes pendientes y es factible un abastecimiento por gravedad.

- ✓ **Reservorios de cabecera o distribución:** Corresponde al reservorio que alimentan directa y permanentemente al sistema hidráulico.

- ✓ **Reservorio de compensación o flotante:** Determinado por su función la cual compensa el funcionamiento del sistema hidráulico y al reservorio de cabecera.

b) Según su ubicación en el terreno: Denominados comúnmente por la forma en que se ubican con respecto al nivel del terreno de fundación.

- ✓ **Reservorio apoyado:** Deseables en el contexto del diseño para centros poblados de bajos recursos, su facilidad constructiva esta determinado únicamente por las características de almacenamiento, su forma puede ser circular o rectangular, los tipos en los cuales podemos describir son los siguientes:
 - *Superficial:* Corresponde al reservorio que se apoya directamente sobre el terreno.
 - *Semienterrado:* Corresponde al tipo de reservorio cuya estructura se encuentra incrustada parcialmente en el terreno.
 - *Enterrado:* consiste que al tipo de reservorio cuya estructura de encuentra por debajo del nivel del terreno.
- ✓ **Reservorio Elevado:** Generalmente son muy costosos por su funcionalidad y los elementos que lo componen, son usados generalmente en zonas urbanas, donde el área de abastecimiento cumple con las condiciones de terreno casi horizontal, sus formas pueden ser esféricos, cilíndricos y rectangulares, son construidos sobre torres, columnas, pilotes, entre otros.

c) Según el material empleado en su construcción: Son determinados por la participación en gran porcentaje del material o compuesto empleado para su construcción, entre los principales se puede citar:

- ✓ **Reservorio de concreto armado:** Corresponden al tipo de reservorio económico debido a la trabajabilidad del concreto armado en su conjunto, generalmente es usado en casi la gran mayoría de proyectos de envergadura consistente para un funcionamiento permanente.

- ✓ **Reservorio metálico:** Su uso no es muy frecuente para un sistema de abastecimiento, pero por facilidades constructivas y de disponibilidad de material son empleados en casos muy particulares.
- ✓ **Reservorio de ferro cemento:** Usado comúnmente para centro poblados de bajos recursos debido a su facilidad constructiva.
- ✓ **Reservorio de P.V.C.:** Debido al múltiple uso del P.V.C. (Policloruro de vinilo), éste material es usado como materia prima para fabricar reservorios portátiles que generalmente son usados en asentamientos humanos, lugares campestres o campamentos provisionales.
- ✓ **Reservorio de madera:** Es utilizado en lugares en donde no existe disponibilidad de los materiales de construcción mencionados para otros tipos de reservorios.

d) Según su forma: entre ellos se puede citar:

- ✓ **Cilíndrico:** Corresponde a un tipo de reservorio que generalmente es empleado en la mayoría de los sistemas de abastecimiento de agua potable, esto debido al buen comportamiento de la estructura frente a los esfuerzos de tensión en las paredes del reservorio, generalmente su techo lo conforma un domo o cúpula permite adaptarse a la exigencia de grandes luces.
- ✓ **Rectangular o prismático:** Conocido comúnmente como cisternas, son empleado en sistemas de abastecimiento que soliciten poco volumen de almacenamiento.
- ✓ **Esférico:** Utilizado frecuentemente para reservorios elevados, se caracteriza por su exigencia en la construcción de la estructura debido a las condiciones de trabajabilidad.

1.2.3. Capacidad del reservorio.

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.

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, las normas recomiendan una capacidad mínima de regulación del reservorio del 15% del consumo promedio diario anual (Q_m).

CAPITULO 2: INGENIERÍA BÁSICA PARA EL DISEÑO DEL RESERVORIO.

2.1. UBICACIÓN TOPOGRÁFICA.

El reservorio se ubica en el Km 44+500 de la carretera Cañete-Yauyos, en la cota 571 msnm, en un terreno de cultivo de propiedad privada, este lugar se encuentra posicionado en la margen izquierda de Río Cañete, en las inmediaciones del lado derecho de la edificación denominada “Casa Encantada”. La característica del sistema de abastecimiento, determina que la estructura se encontrará incrustada en el terreno a manera de un reservorio semienterrado.

2.2. SISMICIDAD DEL ÁREA DE FUNDACIÓN.

Los mapas de zonificación sísmica y mapa de máximas intensidades sísmicas del Perú en concordancia con las Norma Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), las localidades de Uchupampa y Condoray, distrito de Lunahuaná, provincia de Cañete, Departamento de Lima se encuentra comprendida en la Zona 3, correspondiéndole una sismicidad alta y una intensidad de VI a VII en la escala Mercalli Modificada.

Figura 2.1: Mapa de Zonificación Sísmica



Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, RNE, 2006
Elaboración: Propia

Los parámetros de este sector se muestran en el siguiente cuadro:

Tabla 2.1: Parámetros Sísmicos

Factor de Zona,	Tipo de Suelo	Factor de Ampliación de Ondas Sísmicas	Periodo de Vibración Predominante,
Z=0.4	S2	S=1.2	Tp =0.6 seg

Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, RNE, 2006

Elaboración: Propia

2.2.1. Vulnerabilidad:

La provincia de Cañete ubicada entre la zona 11°58' y 13°09' de Latitud Sur y 75°31' Longitud Oeste de Greenwich altitudinalmente se extiende desde el nivel del mar hasta la línea de cumbres de la cordillera occidental de los Andes. En todo el sector de estudio existe una gran probabilidad de ocurrencia de un desastre natural, ante la amenaza de una situación vulnerable los tipos de desastre identificados en la zona son:

a) Sismo: En referencia al análisis de microzonificación realizado mediante el programa Risk del un estudio de vulnerabilidad¹, se determinó la microzonificación sísmica de la provincia de Cañete.

Para este caso, el reservorio se ubica dentro del distrito de Lunahuaná, de acuerdo a la microzonificación sísmica, le corresponde a una zona moderada-baja; es importante indicar que de acuerdo al análisis de referencia se determinó que los sistemas de agua potable y alcantarillado fallarán de la misma manera.

¹ "Análisis de vulnerabilidad y mitigación de desastres naturales en sistemas de agua potable y alcantarillado de EMAPA CAÑETE S.A." por Ing. Gloria Ivonne Acuña Velásquez, XXVIII Congreso Internacional de Ingeniería Sanitaria y Ambiental Cancún, México, 2002.

Figura 2.2: Microzonificación Sísmica



Fuente: "Análisis de vulnerabilidad y mitigación de desastres naturales en sistemas de agua potable y alcantarillado de EMAPA CAÑETE S.A." por Ing. Gloria Ivonne Acuña Velásquez, XXVIII Congreso Internacional de Ingeniería Sanitaria y Ambiental Cancún, México, 2002.

Elaboración: Propia

b) Tsunami: Debido a que el reservorio se encuentra ubicado a más de 500 msnm y sobre el Mapa de Riesgo de Tsunami² elaborado para Cerro Azul, se puede indicar que no existe riesgo alguno que afecte a la estructura ante un evento originado por esta causa.

² "Análisis de vulnerabilidad y mitigación de desastres naturales en sistemas de agua potable y alcantarillado de EMAPA CAÑETE S.A." por Ing. Gloria Ivonne Acuña Velásquez, XXVIII Congreso Internacional de Ingeniería Sanitaria y Ambiental Cancún, México, 2002.

Figura 2.3: Mapa de Riesgo de Tsunami para el distrito de Cerro Azul



Fuente: "Análisis de vulnerabilidad y mitigación de desastres naturales en sistemas de agua potable y alcantarillado de EMAPA CAÑETE S.A." por Ing. Gloria Ivonne Acuña Velásquez, XXVIII Congreso Internacional de Ingeniería Sanitaria y Ambiental Cancún, México, 2002.

Elaboración: Propia

c) Inundación: La influencia del río Cañete sobre el lugar de fundación del reservorio puede significar un peligro para la construcción de ciertas estructuras, en este caso, no existe probabilidad de inundación por la presencia del río debido al criterio de referencia establecido para su ubicación. El reservorio se ubica a más de 5m sobre el nivel de la rasante de la actual carretera Cañete-Yauyos que actualmente se encuentra en funcionamiento, adicionalmente existe un puente de concreto armado aguas arriba de la ubicación del reservorio cuyo nivel de plataforma se encuentra debajo del nivel 500msnm.

d) Huayco: Es un peligro latente para el distrito de Lunahuaná según el análisis realizado por Gloria Ivonne Acuña Velásquez³, se destaca el peligro sobre las estructuras de captación de agua para consumo humano. El reservorio se encuentra ubicado en las faldas del Cerro Manzanilla cuya composición geológica es: Roca Intrusiva del tipo Tonalita-Diorita que forma parte de la Superunidad de Tiabaya perteneciente al Mesozoico del Cretáceo Superior, la pendiente del lugar es abrupta y empinada en un ángulo aproximado de 45°, en este caso el reservorio se ubica estratégicamente en la configuración inicial del terreno.

³ "Análisis de vulnerabilidad y mitigación de desastres naturales en sistemas de agua potable y alcantarillado de EMAPA CAÑETE S.A." por Ing. Gloria Ivonne Acuña Velásquez, XXVIII Congreso Internacional de Ingeniería Sanitaria y Ambiental Cancún, México, 2002.

2.3. PARÁMETROS DE MECÁNICA DE SUELOS

El estudio de suelos realizado con fines de cimentación determina las siguientes conclusiones:

- La profundidad de cimentación será de 2.00m como mínimo medido a partir del nivel actual del terreno de la calicata.
- La alternativa de cimentación será mediante un cimiento corrido.
- El material existente en el nivel de cimentación está conformado por material coluvial clasificado como grava mal graduada con presencia de arena bien graduada y partículas sub-angulosas, en general el terreno a excavar es semirocoso, no se ubicó el nivel freático.
- A partir de los ensayos de clasificación y propiedades geotécnicas del material evaluadas mediante ensayo de corte directo, se adoptan los siguientes parámetros de resistencia al esfuerzo cortante: ángulo de fricción: $\phi = 34.0^\circ$ cohesión: $C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$.
- Con un factor de seguridad igual a 3 se tiene una capacidad de carga admisible de 2.00 kg/cm^2 , el cual es calculado en base a la teoría para falla local de Terzagui.
- En análisis del asentamiento tolerable concluye que la estructura tendrá un asentamiento menor a 2.54cm (1 in).
- Del análisis químico de sales y sulfatos, las muestras procedentes del reservorio se hallan por debajo de los límites máximos permisibles, por lo cual se deberá usar cemento Portland Tipo I en la preparación de concreto para la estructura.

2.4. DESARROLLO DE ALTERNATIVAS PARA ELEGIR EL TIPO DE RESERVORIO

Con la finalidad de establecer el criterio para desarrollar el diseño del reservorio, previamente se desarrolla un concepto preliminar sobre la futura estructura, esto considera en gran porcentaje el juicio de expertos, sobre el cual a través de la experiencia y de los modelos desarrollados para otros proyectos similares se determina el tipo de reservorio a utilizar, otro de los componentes que interviene es el concepto por el cual se desarrollará el proyecto en su conjunto.

De los comentarios anteriores, se describen los siguientes criterios:

- Los materiales de construcción como la arena y piedra se encuentra disponible dada la cercanía del Rio Cañete, por lo tanto el reservorio a utilizar será de concreto armado, esto se complementa debido al desarrollo de diferentes proyectos de edificación que se ejecutan en las inmediaciones de uno de los poblados en estudio.
- Debido a la topografía, existe la posibilidad de que el reservorio se incruste en el terreno parcialmente, esto es definido en el estudio hidráulico realizado para el proyecto, por lo tanto el reservorio será del tipo semienterrado o enterrado.
- El volumen establecido para satisfacer la demanda es estimado mediante el cálculo hidráulico, para lo cual para un volumen menor a 500m^3 es posible desarrollar el diseño de reservorios de forma circular o rectangular, en este caso el proyecto determinó un volumen de almacenamiento de 300m^3 , finalmente debido a la poca disponibilidad de personal calificado, encofrado modular para construcción y la evaluación de la programación para que la construcción del reservorio sea realizado en el menor tiempo posible, se opta por considerar el tipo reservorio rectangular.

CAPITULO 3: DISEÑO DEL RESERVORIO

3.1. CONSIDERACIONES DEL DISEÑO.

Los criterios tomados en cuenta para el diseño son:

3.1.1. Información de la Ingeniería Básica.

Volumen del reservorio.

El estudio hidráulico del reservorio determinó que la capacidad del reservorio para el proyecto debe ser de 300m³.

Suelo de fundación del reservorio.

El estudio de mecánica de suelos determinó que la cimentación recomendada para la estructura es el cimiento corrido en concreto armado; los valores del estudio de suelos indican: la capacidad admisible del terreno es de 2 kg/cm², con un asentamiento permisible de 2.54 cm como máximo, la densidad del material del terreno es de 1,500 kg/cm³, el nivel de profundidad será de 2 m como mínimo del nivel de terreno existente, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante son: ángulo de fricción: $\phi = 34.0^\circ$ y cohesión: $C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$.

Tipo de reservorio.

El reservorio será de forma rectangular, semienterrado, y construido en concreto armado.

3.1.2. Normativa aplicable.

El concepto de diseño estará basado en el análisis desarrollado para la estructura, el análisis estructural corresponde a la aplicación de un modelo el cual representa las condiciones de la geometría de la estructura y sus propiedades con respecto al contexto del proyecto, para esto se utiliza las siguientes normas y guías:

- Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures ACI 350-01 of American Concrete Institute.
- Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados de la Organización Panamericana de la Salud – Centro Panamericano de

Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente CEPIS/OPS.

➤ Reglamento Nacional de Edificaciones:

- ✓ Norma E.020 "Cargas".
- ✓ Norma E.030 "Diseño sismorresistente".
- ✓ Norma E.060 "Concreto armado".
- ✓ Norma E.070 "Albañilería".

3.1.3. Predimensionamiento básico de la estructura.

Datos iniciales:

$V=300\text{m}^3$...volumen hidráulico del reservorio.

Se debe cumplir lo siguiente:

$$2 < \frac{b}{h} < 4 \quad \dots \text{según la OPS} \quad \text{(I)}$$

$$h = \frac{V}{300} + k \quad \dots \text{reservorio económico} \quad \text{(II)}$$

Donde:

b: base del reservorio.

h: altura del reservorio.

k: coeficiente en función del volumen

Tabla 3.1: Dimensionamiento del reservorio - Formas Económicas

V en m ³	K
Menos de 300	2.0
400-600	1.8
700-900	1.5
1000-1300	1.3
1400-1600	1.0
Más de 1700	0.7

Fuente: Curso de Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, UNI-FIC, 2009
Elaboración: Propia

De lo anterior:

Reemplazando en (II): $h=3\text{m}$

Reemplazando en (I): $6\text{m} < b < 12\text{m}$

Se escoge el promedio aritmético: $b=9\text{m}$

Re-calculando la altura:

$$h=3.7\text{m}$$

Por lo tanto el reservorio tendrá las siguientes dimensiones:

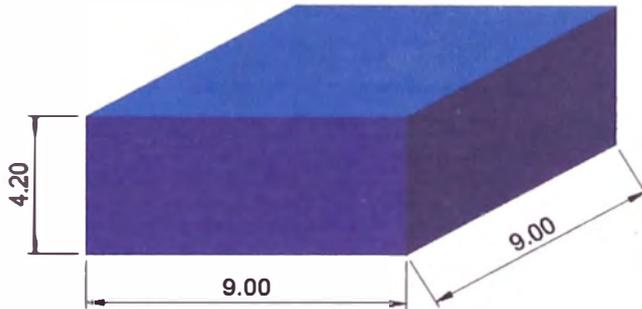
$b=9.0\text{m}$ interior (forma cuadra en la base).

$h=3.7\text{m}$

El borde libre que se asume es: 0.50m , por lo tanto la altura del muro será

$h=4.2\text{m}$ (altura de la pared).

Figura 3.1: Forma básica del reservorio.



Fuente: AutoCAD 2009 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

3.1.4. Estructuración y predimensionamiento de elementos

La estructuración del reservorio define la ubicación y características de los diferentes elementos estructurales (losas, vigas, muros, columnas), de tal forma que logre dotar a la estructura de rigidez, además resulte fácil y confiable reproducir el comportamiento real de la estructura.

Mediante el predimensionamiento inicial se brindará las dimensiones mínimas a las secciones de los elementos estructurales para que tengan una buena respuesta ante sollicitaciones por carga de gravedad y de sismo.

En el presente informe se desarrolla dos formas de diseño estructural por lo tanto el predimensionamiento será actualizado según las consideraciones especificadas en cada desarrollo.

PARA CARGAS DE GRAVEDAD

Estructuración

Se proyectan vigas interiores cruzadas en su centro de gravedad, estas últimas se apoyan sobre columnas de sección típica tanto en sus extremos como en su unión cruzada.

El techo de la estructura consistirá en una losa maciza de concreto armado ubicada entre cada paño definido entre las vigas de borde y las interiores.

El fondo del reservorio está constituido por una losa maciza que se apoya sobre el terreno acondicionado por un concreto nivelante.

Predimensionamiento

Losa de techo: Para predimensionar el espesor (h) de las losas macizas la Norma E.060 de Concreto Armado menciona que para prescindir de la verificación de deflexiones, cuando actúan sobrecargas menores a 300 kg/m², se puede utilizar la relación:

$$h \geq \frac{L}{40}$$

Donde:

h: altura de losa.

L: luz libre.

De lo anterior:

$$L=4.5\text{m (luz libre entre columnas)}$$

Reemplazando valores:

$$h=0.11\text{ m}$$

Se asume para el diseño:

$$h=0.15\text{ m}$$

Vigas: El peralte (h) y ancho (b) mínimo de la viga se obtendrá de las siguientes relaciones:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Vigas continuas} \\ \text{Vigas simplemente apoyada} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h \geq \frac{L}{14} \\ h \geq \frac{L}{12} \end{array} \quad 0.3h \leq b \leq 0.5h$$

Además la base debe ser mayor o igual a 0.25 m para vigas sismorresistentes

Donde:

h: altura de viga.

L: luz libre.

De lo anterior:

$$L=4.5\text{m (luz libre entre columnas)}$$

Reemplazando valores:

$$h=0.32\text{ m}$$

Se asume para el diseño:

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

La base de la viga se encuentra entre los siguientes valores:

$$0.12 \text{ m} \leq b \leq 0.20 \text{ m}$$

Para el diseño se asume:

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

Columnas: Se predimensiona de tal forma que el esfuerzo axial máximo en la sección de la columna bajo solicitaciones de servicio sea igual o menor a $0.45f_c$, entonces:

$$A \geq \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f_c}$$

Donde:

P_{servicio} : # de pisos x área tributaria x carga unitaria.

f_c : resistencia a la compresión del concreto.

Cálculo del peso contributorio de las columnas representativas:

Columna	Área tributaria	Espesor	Carga Muerta (kg)	Carga Viva (kg)	P_{servicio} (kg)
Columna central	40.45	0.15	14,561.86	6,067.44	20,629.30
Columna en muro	10.13	0.15	3,645.00	1,518.75	5,163.75

De lo anterior:

Donde: $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$

Columna	P_{servicio} (kg)	Área requerida (cm ²)	Área asumida (cm ²)
Columna central	20,629.30	163.72	30x30=900
Columna en muro	5,163.75	40.98	30x30=900

Para el diseño de cada columna se asume la sección: 0.30 m x 0.30 m.

PARA CARGAS DE PRESIÓN

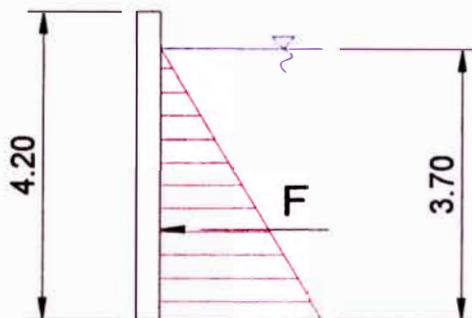
Estructuración

La cuba es el componente importante que constituye el reservorio, este elemento está constituido por muros de concreto armado cuya configuración en planta es de forma rectangular.

Predimensionamiento

Muros: Para condiciones de confinamiento del líquido, se tiene el siguiente diagrama de presiones:

Figura 3.2: Diagrama de presiones aplicado al muro.



Fuente: AutoCAD 2009 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

El cálculo del ancho del muro para esta estructura se desarrolla de acuerdo al criterio de cálculo conceptual de solicitaciones de carga y el código ACI-350.

$$F = \frac{\gamma_a \cdot h^2}{2}$$

$$M = \frac{\gamma_a \cdot h^3}{6}$$

Donde:

F: fuerza hidrostática en un ancho tributario unitario.

M: momento hidrostático en un ancho tributario unitario.

(considerando base empotrada y el extremo superior libre)

γ_a : densidad del agua.

h: altura del fluido en el recipiente.

Reemplazando:

$$\gamma_a = 1000 \text{ kg/cm}^3$$

$$h=3.7 \text{ m}$$

$$F=6845 \text{ kg}$$

$$M=8442.16 \text{ kg-m}$$

Por el criterio de diseño por el método de resistencia, se calcula el espesor del muro con fines de análisis.

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\omega = \rho \frac{f_c}{f_y}$$

Cuantías máxima y mínimas:

El código ACI limita la cuantía máxima del refuerzo en tracción, de manera de asegurar un comportamiento dúctil:

$$\rho_{\text{máx.}} = 0.75 \rho_b$$

Para vigas en zona sísmica, se considera un valor menor:

$$\rho_{\text{máx.}} = 0.50 \rho_b$$

Para estructuras en contacto con el agua, el código ACI-350 establece la cuantía mínima:

$$\rho_{\text{min.}} = 0.003$$

Donde:

ρ_b : cuantía balanceada.

ω : coeficiente

$\beta_1 = 0.85$: coeficiente del bloque equivalente de esfuerzos de Whitney

f_c : resistencia a la compresión.

f_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Reemplazando:

$$\rho_b = 0,028$$

$$\omega = 0.319$$

La ecuación para el cálculo de espesor efectivo condición de falla dúctil:

$$M_u = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega)$$

Donde:

$$\phi = 0.9 \text{ (factor de reducción de resistencia en flexión)}$$

Reemplazando:

$$d = 13.43 \text{ cm (calculado)}$$

$$r = 5.00 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$e = 18.43 \text{ cm (espesor teórico del muro)}$$

Se asume:

$$e = 30 \text{ cm (espesor del muro)}$$

PARA CARGAS DE SISMO

Estructuración

Para lograr que la estructura se comporte adecuadamente ante un evento sísmico, la estructura debe ser: simple, simétrica, hiperestática, rígida, resistente y adecuada ductilidad.

El reservorio de concreto armado, corresponde a un solo bloque conformado por muros, columnas, vigas y losas macizas.

El sistema sismorresistente en ambas direcciones está conformado por muros de concreto armado.

Predimensionamiento

Muros de corte: Para el predimensionamiento los muros estructurales se asignará a los muros un área de corte (A_c) que sea capaz de asumir la totalidad de la fuerza cortante generada por el sismo, es decir: $\phi V_c > V_u$.

El área de corte se puede estimar de la siguiente manera:

$$A_c \geq \frac{V}{\phi 0.53 \sqrt{f_c}}$$

Para el cálculo de la cortante basal debido a sismo, por simplicidad, se hará uso de la siguiente expresión:

$$V_{est} = \frac{Z.U.C.S}{R} . P$$

Tabla 3.2: Parámetros sísmicos del reservorio

Factor de zona:	Z=0.4g	(zona 3)
Factor de Uso:	U=1.5	(edificación esencial)
Factor de suelo:	S=1.2	(intermedio)
Periodo pred. Suelo:	Tp=0.6	(intermedio)
Factor de reducción:	R=6.0	(sistema estructural de muros estructurales)
Coefficiente del periodo de vibración: :	C _T =60	(de muros estructurales, Categoría A)

Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, RNE, 2006
 Elaboración: Propia

Donde:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5 \text{ y } T = \frac{h}{C_T}$$

Cálculo de vibración fundamental de la estructura:

Factor de amplificación sísmica:

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

Periodo fundamental

$$T = \frac{h_n}{C_T} \rightarrow T = \frac{4.28}{60} \rightarrow T = 0.071$$

Cálculo del factor de amplificación:

$$C = 2.5 \left(\frac{0.6}{0.071} \right) \rightarrow C = 21.03 \leq 2.5 \rightarrow C = 2.5$$

De lo anterior

$$V_{est} = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \rightarrow V_{est} = \frac{0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{6} . P \rightarrow V_{est} = 0.30P$$

Cálculo de P (estimado):

Elemento	Cantidad	Longitud	Ancho	Altura	Parcial
Muro y columna	4	9.30	0.30	3.95	44.08
Vigas interiores	4	4.35	0.30	0.40	2.09
Vigas de borde	4	9.30	0.30	0.40	4.46
Columna central	1	0.30	0.30	4.35	0.39
Losa	4	4.35	4.35	0.15	11.35
Total (m³)					62.38

Cálculo del peso por peso propio (P_{PP}):

$$\text{Vol}=62.38 \text{ m}^3 \text{ (volumen de concreto medrado)}$$

$$\gamma_c=2400 \text{ kg/m}^3 \text{ (densidad del concreto armado)}$$

$$P_{PP}=\text{Vol} \cdot \gamma_c \rightarrow P_{PP}=149,712 \text{ kg}$$

Cálculo del peso del líquido contenido (P_{AGUA}):

$$\text{Vol}=9 \text{ m} \times 9 \text{ m} \times 3.7 \text{ m} = 299.7 \text{ m}^3 \text{ (volumen de líquido contenido)}$$

$$\gamma_{AGUA}=1000 \text{ kg/m}^3 \text{ (densidad del agua)}$$

$$P_{AGUA}=\text{Vol} \cdot \gamma_{AGUA} \rightarrow P_{AGUA}=299,700 \text{ kg}$$

Cálculo del peso por sobrecarga ($P_{S/C}$):

$$S/C=150 \text{ kg/m}^2 \text{ (asumido de la Norma E.020)}$$

$$\text{Área}=9.30 \text{ m} \times 9.30 \text{ m} \rightarrow \text{Área}=86.49 \text{ m}^2 \text{ (área del techo)}$$

$$\%_{\text{Carga Viva}}=50\% \text{ (de la Norma E.030)}$$

$$P_{PP}=S/C \cdot \text{Área} \cdot \%_{\text{Carga Viva}} \rightarrow P_{PP}=6,486.75 \text{ kg}$$

De lo anterior:

$$P=P_{PP}+P_{AGUA}+P_{S/C} \rightarrow P=455,898.75 \text{ kg}$$

Reemplazando:

$$V_{\text{est}}=0.30P \rightarrow V_{\text{est}}=136,769.63 \text{ kg}$$

$$A_c \geq \frac{V}{0.53 \sqrt{f_c}} \rightarrow A_c \geq 1.714 \text{ m}^2 \text{ (área de corte solicitada)}$$

Área de corte disponible:

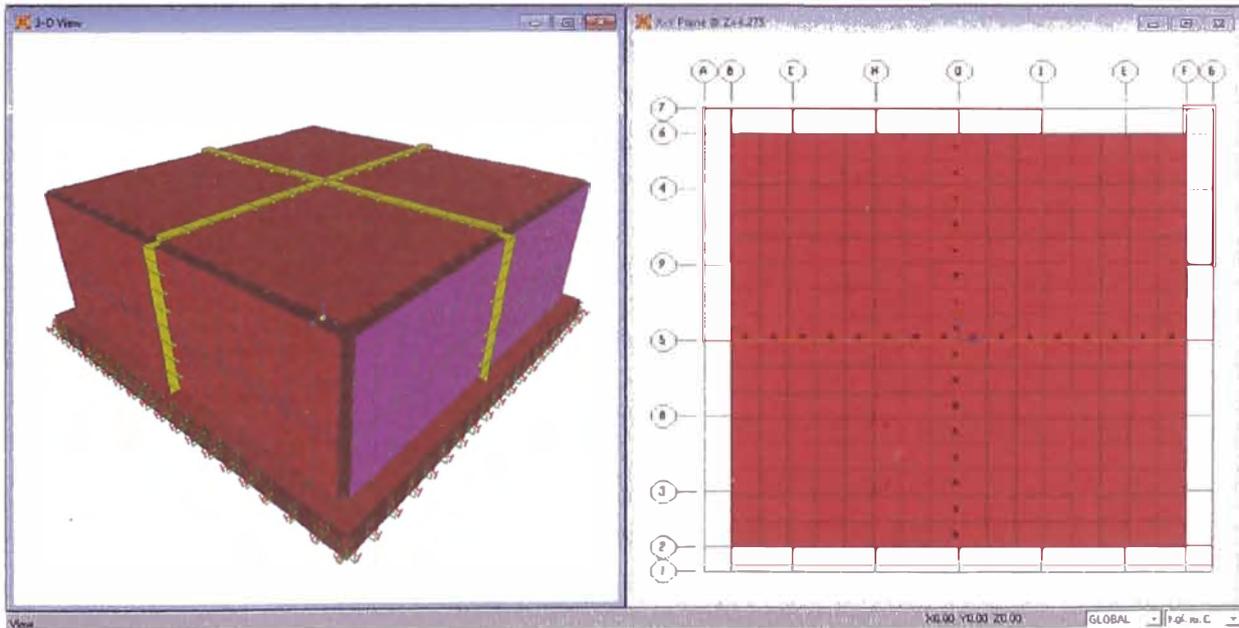
Elemento	Cantidad	Longitud	Ancho	Parcial
Muro (en el eje X)	2	9.30	0.30	5.58
Total (m ²)				5.58

3.1.5. Análisis estructural del reservorio.

Utilizando el programa SAP2000 se desarrolló un modelo tridimensional del reservorio donde todos los elementos admiten deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial.

Las vigas y columnas fueron representadas por elementos unidimensionales, mientras que los muros y losas se representan como elementos bidimensionales.

Figura 3.3: Vista en 3D y planta del modelo del reservorio

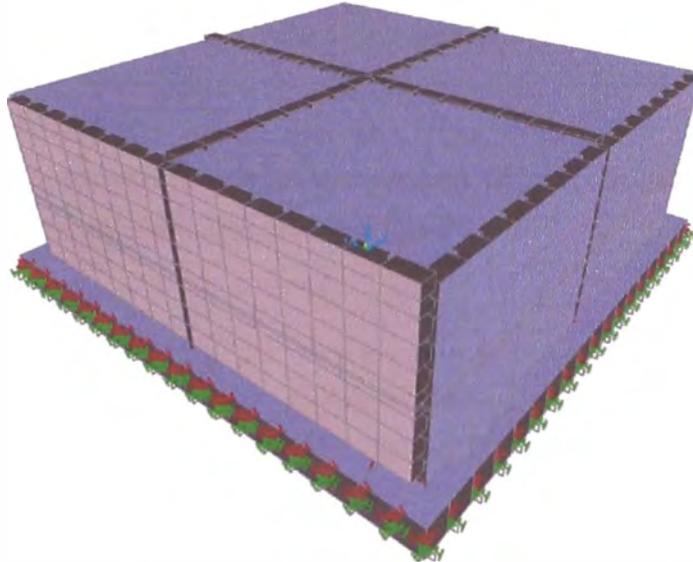


Fuente: AutoCAD 2009 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

La estructura es desarrollada mediante un modelo matemático, el análisis permitirá conocer el comportamiento de la estructura bajo solicitaciones sísmicas, como también verificar si existe irregularidad torsional, verificar que las derivas máximas cumplan lo indicado en la Norma E.030, además se obtendrán fuerzas internas de los diferentes elementos que conforman el sistema sismorresistente, dichas fuerzas se considerarán al momento del diseño.

Se realizará el análisis dinámico utilizando el procedimiento de combinación espectral.

Figura 3.4: Modelo esquemático del reservorio.



Fuente: SAP2000 v.12.0.0 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

Los elementos que representan el muro son del tipo "shell", para las vigas y columnas se utiliza los elementos tipo "frame", finalmente la cimentación es modelada mediante elementos tipo "shell"

Las condiciones de cimentación son representadas mediante resortes ("springs"), con gran rigidez en la traslación y rotación excepto en la vertical, para este caso se utiliza el coeficiente de balasto estimado a partir del estudio de suelos.

Las condiciones del relleno a lo largo del perímetro no son consideradas para este modelo, pero serán analizadas independientemente en cada diseño.

El modelo del fluido es estimado mediante el sistema mecánico equivalente simplificado planteado por Housner (1963), es representado en el programa mediante elementos tipo "link", finalmente la masa del fluido es representada por la asignación en un punto con la masa total del fluido.

El planteamiento de análisis:

El análisis corresponde a un criterio asumido a juicio personal, se establece el empleo de vigas interiores de manera cruzada, una columna central y cuatro de embebidas en el muro con la finalidad de mejorar la distribución de los esfuerzos que se generan por las cargas verticales y horizontales.

MODELO ESTRUCTURAL.

Para el análisis se considera las solicitaciones últimas debidas definidas en el Reglamento de Nacional de Edificaciones (RNE).

COMB1: $1.4CM + 1.7CV$

COMB2: $1.25(CM + CV) + CSX$

COMB3: $1.25(CM + CV) - CSX$

COMB4: $1.25(CM + CV) + CSY$

COMB5: $1.25(CM + CV) - CSY$

COMB6: $0.90CM + CSX$

COMB7: $0.90CM - CSX$

COMB8: $0.90CM + CSY$

COMB9: $0.90CM - CSY$

COMB10: $1.4CM + 1.7CV + 1.7CL$

COMB11: $0.9CM + 1.7CL$

COMB12: $COMB1 + COMB2 + COMB3 + COMB6 + COMB7 + COMB10 + COMB11$

COMB13: $COMB1 + COMB4 + COMB5 + COMB8 + COMB9 + COMB10 + COMB11$

Donde:

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva.

CSX: Carga de sismo en la dirección X.

CSY: Carga de sismo en la dirección Y.

CL: Carga por presión de líquidos.

Las características y algunas definiciones se precisan a continuación:

La base de las columnas y muros se considera restringida, dado que el terreno tiene una capacidad portante de 2 kg/cm^2 .

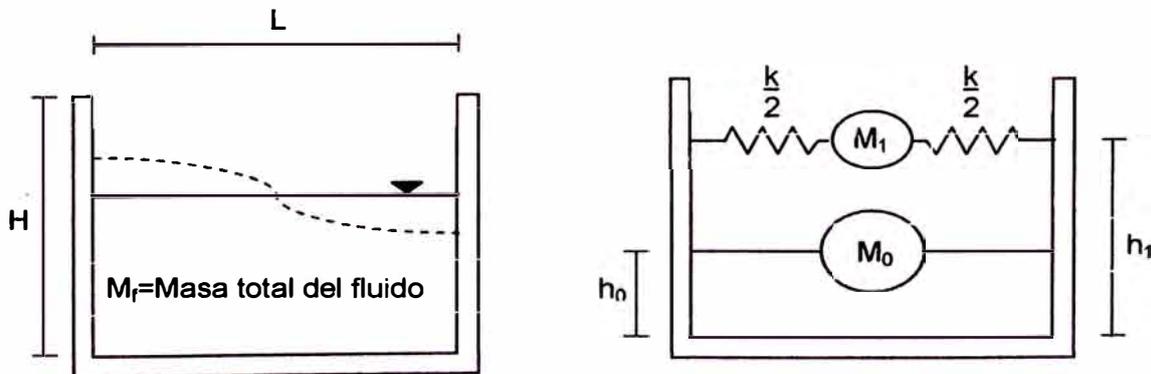
- Las conexiones entre vigas, columnas y muros se considera articulado, se definen los puntos comunes de acuerdo a una discretización asumida.
- Los elementos tipo área que conforman el techo del reservorio poseen 3 grados de libertad, dos de los cuales son de traslación horizontal (X-Y) y uno de rotación en el plano horizontal.
- Las presiones del fluido se representan en toda la superficie de contacto con una distribución lineal.
- Se considera al fluido como una masa puntual ubicada en el centro geométrico de la planta del reservorio y a una altura calculada por el empleo del método simplificado especificado por el código ACI-350.
- Las masas de los elementos son obtenidas directamente por el programa SAP2000, en base al modelo, a partir de las cargas aplicadas y peso propio de los elementos, considerando 100% carga muerta + 50% carga viva.

MODELO MATEMATICO DE LAS CONDICIONES DINÁMICAS DEL FLUIDO.

El tanque de forma rectangular, sistema mecánico equivalente simplificado es aplicado cuando cumple la siguiente condición:

$$H/L \leq 0.75$$

Figura 3.5: Modelo dinámico del reservorio



Fuente: Microsoft Office (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

$$\frac{M_o}{M_f} = \frac{\tanh(\sqrt{3} \frac{L}{H})}{\sqrt{3} \frac{L}{H}}$$

$$\frac{M_1}{M_f} = \frac{5}{6} \cdot \frac{\tanh(\sqrt{10} \frac{H}{L})}{\sqrt{10} \frac{H}{L}}$$

$$\frac{HK}{M_f} = 12 \left(\frac{M_1}{M_f} \right)^2 \left(\frac{H}{L} \right)^2$$

$$h_0 = \frac{3}{8} H \left[1 + \alpha \left(\frac{M_1}{M_f} - 1 \right)^2 \right]$$

Cuando se toman en cuenta las presiones del fondo y paredes del tanque:

$$\alpha=1.33, \beta=2$$

Cuando sólo se considera lo efectos de las presiones en las paredes (caso usado en este trabajo):

$$\alpha=0, \beta=1$$

Para el reservorio:

$$H/L \leq 0.75 \rightarrow 4.2/9.0 = 0.47 \text{ (cumple la condición del método simplificado)}$$

Cálculo de la masa de la estructura:

Elemento	Cantidad	Longitud	Ancho	Altura	Parcial
Muro y columna	4	9.30	0.30	3.95	44.08
Vigas interiores	4	4.35	0.30	0.40	2.09
Vigas de borde	4	9.30	0.30	0.40	4.46
Columna central	1	0.30	0.30	4.35	0.39
Losa	4	4.35	4.35	0.15	11.35
Total (m³)					62.38

Cálculo del peso de la estructura (M_o):

$$\text{Vol}=62.38 \text{ m}^3 \text{ (volumen de concreto medrado)}$$

$$\gamma_c=2.4 \text{ Ton/m}^3 \text{ (densidad del concreto armado)}$$

$$M_o=\text{Vol} \cdot \gamma_c \rightarrow M_o=149.71 \text{ Ton}$$

Reemplazando valores:

$$M_1=179.44 \text{ Ton}$$

$$M_f=324.85 \text{ Ton}$$

$$h_o=1.39 \text{ m}$$

$$h_1=2.07 \text{ m}$$

$$k=54.33 \text{ ton/m}$$

Para efectos de cálculo, $k/2$ será dividido en 7 unidades con fines de representar el comportamiento dinámico mediante elementos tipo "link" en el programa SAP2000.

$$k_{\text{link}}=3880.74 \text{ Kg/m}$$

ANÁLISIS DE MODOS Y FRECUENCIAS.

Utilizando la combinación cuadrática completa (CQC) se obtuvo mediante el programa SAP2000 los diferentes modos y frecuencias, los más representativos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.3: Modos y frecuencias del análisis dinámico del reservorio

Output Case	Step Type	Step Num	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	0.082333	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
MODAL	Mode	2	0.048312	0.13%	0.05%	0.13%	0.05%
MODAL	Mode	3	0.048308	0.05%	0.13%	0.18%	0.18%
MODAL	Mode	4	0.043243	0.00%	0.00%	0.18%	0.18%
MODAL	Mode	5	0.036941	0.00%	0.00%	0.18%	0.18%
MODAL	Mode	6	0.029019	0.00%	0.00%	0.18%	0.18%
MODAL	Mode	7	0.026022	5.30%	2.80%	5.50%	2.90%
MODAL	Mode	8	0.026021	2.80%	5.30%	8.20%	8.20%
MODAL	Mode	9	0.025311	30.30%	20.20%	38.50%	28.50%
MODAL	Mode	10	0.025310	20.20%	30.20%	58.70%	58.70%
...
MODAL	Mode	100	0.005282	0.00%	0.00%	89.40%	89.40%

Fuente: SAP2000 v.12.0.0 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

Se puede apreciar claramente los modos de vibración de mayor importancia del reservorio para cada dirección, resaltándose sus respectivos periodos y masas participantes.

REPRESENTACIÓN DE LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS.

Las solicitaciones sísmicas se determinan según lo indicado en la Norma E.030, por espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones, el cual se define como:

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

Donde:

Factor de zona (Z): el reservorio se construirá en la localidad de Lunahuaná, ubicada en la provincia de Cañete (zona sísmica 3), por ende $Z=0.4$.

Factor de uso (U): por tratarse de una edificación esencial $U=1.5$.

Factor del suelo (S): suelo de tipo S2, entonces $S=1.2$, $T_p=0.6$.

Factor de amplificación sísmica (C): representa el factor de amplificación de la respuesta de la estructura respecto de la aceleración del suelo,

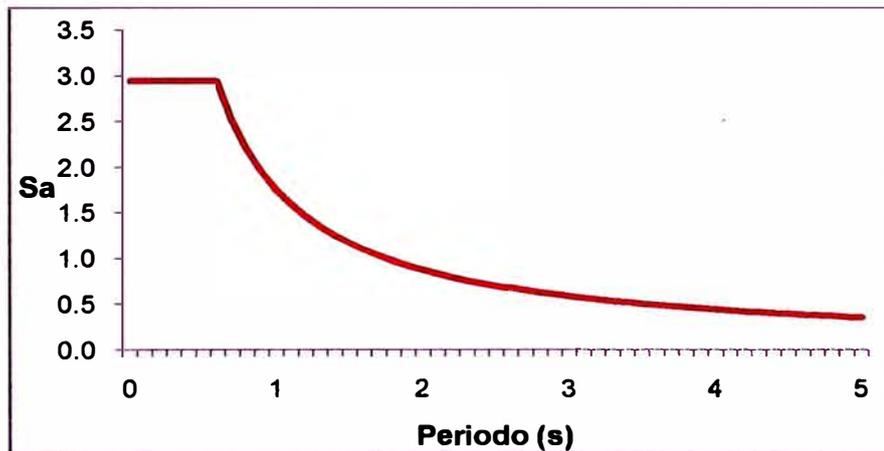
$$C=2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5$$

Coefficiente de reducción sísmica (R): en la dirección “Y” y en la dirección “X” el sistema estructural está conformado por muros, dada las dimensiones de los muros de corte, aparentemente la cortante en la base será tomado por dichos muros de concreto, por ello se asume R=6.

La estructura es regular, por ello no se tendrá que afectar el coeficiente de reducción por 3/4, finalmente R = 6.

La figura 3.6 muestra el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones usado en el análisis.

Figura 3.6: Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones del reservorio



Fuente: Microsoft Office (Proyecto “Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná”)
 Elaboración: Propia

RESULTADOS DEL ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.

Control de desplazamiento lateral:

Los desplazamientos laterales que proporciona el programa son calculados en base a las sollicitaciones sísmicas reducidas, por ende se debe multiplicar dicho desplazamiento lateral elástico por 0.75R para obtener los desplazamientos laterales inelásticos, que serían los desplazamientos esperados ante un sismo no reducido.

Story	Load	U _x	U _y	R=6	R=6
				D _x (0.75R*U _x)	D _y (0.75R*U _y)
Piso 1	COMB13	0.0688		0.31	
Piso 1	COMB13		0.0688		0.31
Desplazamiento máximo (cm)				0.31	0.31

Story	Load	R _x	R _y	R=6	R=6	Menor a 0.007
				R _x (0.75R*R _x)	R _y (0.75R*R _y)	
Piso 1	COMB13	0.000842		0.0038		Ok
Piso 1	COMB13		0.000842		0.0038	Ok
Desplazamiento máximo				0.0038	0.0038	Ok

Control de giro en planta:

La norma señala que será necesario realizar el análisis torsional en estructuras donde el desplazamiento promedio de algún entrepiso sea mayor al 50% del desplazamiento máximo permisible.

$$\Delta_{prom} > \frac{1}{2} \Delta_{permisible}$$

$$\Delta_{prom} = \frac{1}{2} (\Delta_{max} + \Delta_{min})$$

$$\Delta_{permisible} = (h_{entrepiso}) \cdot (e_{deriva\ maxima})$$

$$\Delta_{permisible} = 4.2 \times 0.007 = 0.0294$$

Story	Load	Δprom	Δpermisible	Δprom/ Δperm
		(m)	(m)	Irregular si > 0.5
Piso 1	COMB13	0.000842	0.0294	0.03
Piso 1	COMB13	0.000842	0.0294	0.03
Desplazamiento máximo (cm)				0.03

Cortante en la base:

La fuerza cortante basal para cada dirección obtenida mediante el análisis estático es:

De los cálculos anteriores:

$$V_{est}=0.30P \rightarrow V_{est}=136,769.63 \text{ kg}$$

Cortante para cada muro:

$$F=0.5V_{est}=68,384.81 \text{ kg}$$

JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030 indica que debe existir una distancia libre entre estructuras vecinas para evitar el contacto entre ellas. Dicha distancia libre será:

$$S \geq 3 \text{ cm}$$

$S \geq 2/3$ cm de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.

$$S = 3 + 0.004(h-500), \text{ Donde: } h \text{ es la altura del edificio; } h \text{ y } S \text{ en cm}$$

Una edificación debe tener un retiro del límite de propiedad de por lo menos $2/3$ del desplazamiento máximo del edificio o $S/2$.

Junta sísmica:

- $\frac{2}{3} D_{XX} = \frac{2}{3} (0.25) = 0.17 \text{ cm.}$
- $\frac{2}{3} D_{YY} = \frac{2}{3} (0.25) = 0.17 \text{ cm}$
- $0.5(3 + 0.004(370-500)) = 1.24 \text{ cm}$

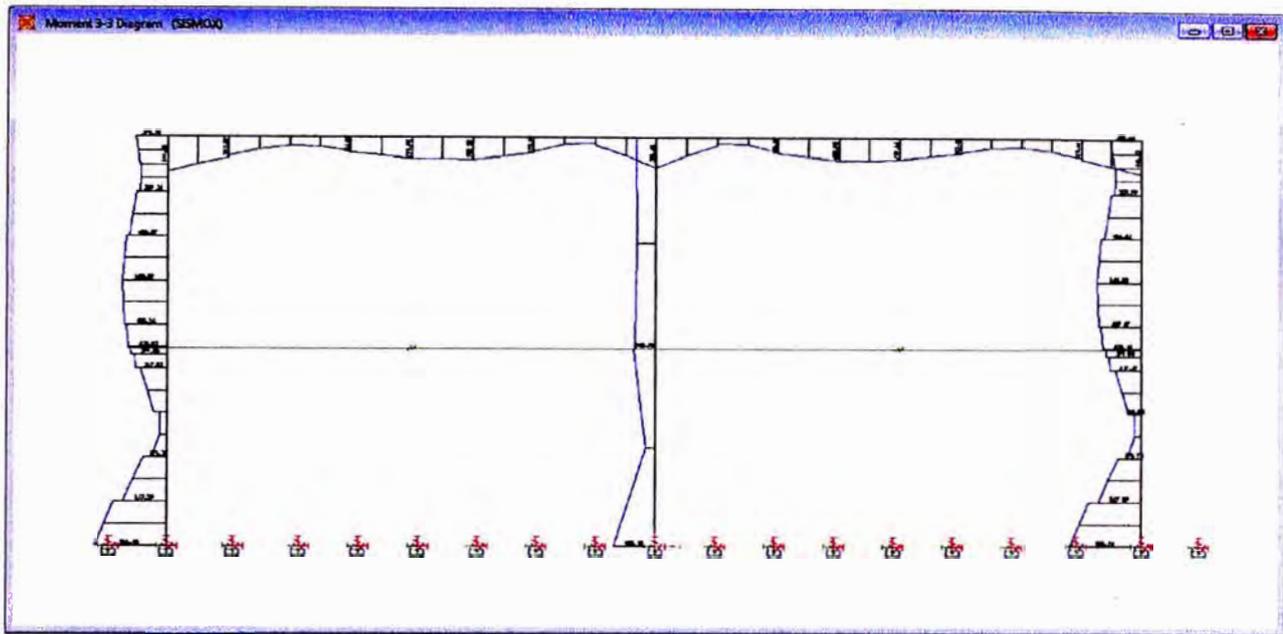
Finalmente se usa una junta de 2 cm en ambas direcciones.

RESULTADO DE FUERZAS DE SISMO.

En el gráfico 3.7 se puede apreciar el Diagrama de Momento Flector (DMF) de la sección media del reservorio debido a sismo. Al momento del diseño se tendrá en cuenta la alta responsabilidad sísmica que esta tiene.

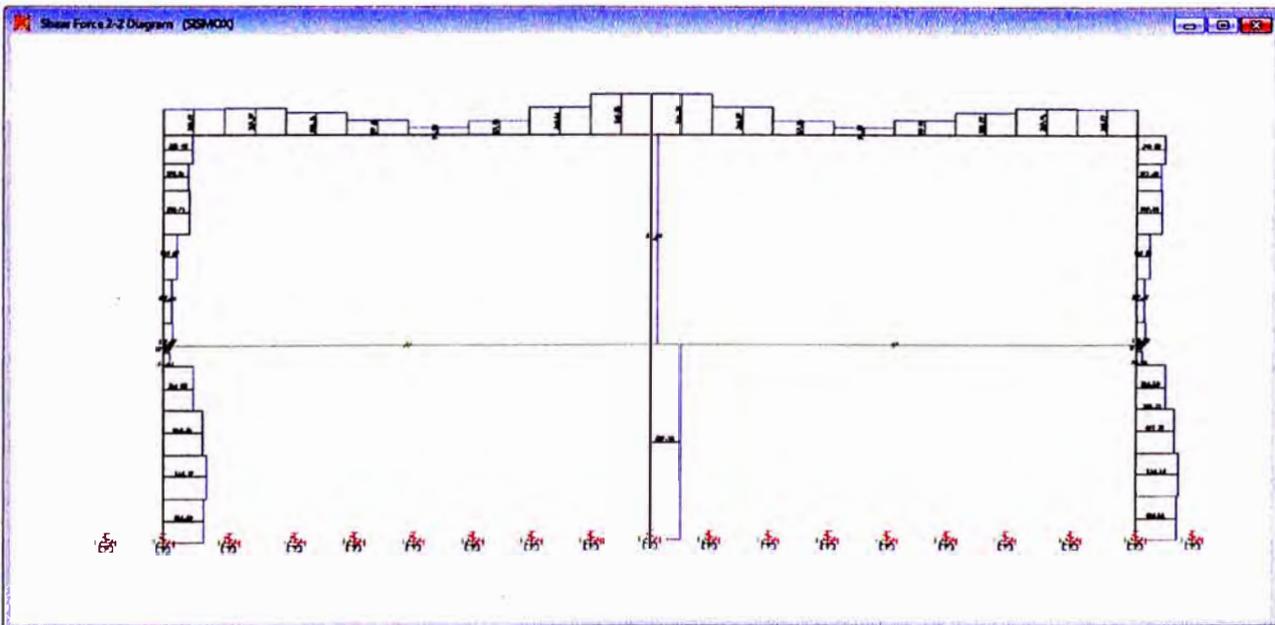
En el gráfico 3.8 muestra el Diagrama de Fuerza Cortante (DFC) de la sección media del reservorio para caso de sismo en la dirección "X" (paralela a la fachada).

Figura 3.7: DMF de la sección media del reservorio



Fuente: AutoCAD 2009 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

Figura 3.8: DFC de la sección media del reservorio



Fuente: AutoCAD 2009 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

3.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO POR EL MÉTODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES

La metodología desarrollada está basada bajo las consideraciones indicadas por el ACI 350-01 (Alternative Design Method) y la norma peruana E.030 "Diseño Sismorresistente".

Para el diseño se considera las solicitaciones de esfuerzos bajo consideraciones de servicio.

Tabla 3.4: Cuadro de esfuerzos por tamaño de barra

Tamaño de barra	Condición de trabajo	Máximos esfuerzos bajo cargas de servicio (psi)	Máximos esfuerzos bajo cargas de servicio (kg/cm ²)
Todas	Tracción Directa	20,000	1406.14
#3, #4, #5	Severa	22,000	1546.75
	Normal	24,000	1687.37
#6, #7, #8	Severa	18,000	1265.53
	Normal	22,000	1546.75
#9, #10, #11	Severa	17,000	1195.22
	Normal	21,000	1476.45

Fuente: ACI 350 Environmental Structures Code and Commentary, Appendix A

Elaboración: Propia

Tabla 3.5: Parámetros de diseño

f_y (kg/cm ²)	f_c (kg/cm ²)	n	k	j	K (kg/cm ²)
4200	210	9.20	0.34	0.89	14.28
	245	8.52	0.36	0.88	17.40
	280	7.97	0.37	0.88	20.63
	350	7.13	0.40	0.87	27.33

Fuente: ACI 350 Environmental Structures Code and Commentary, Appendix A

Elaboración: Propia

Para el diseño del reservorio se considera las siguientes propiedades físicas de los materiales de construcción:

Concreto:

Esfuerzo admisible en el concreto en el estado elástico:

$$f_c = 0.45f'_c$$

Tracción del concreto es:

$$f_{TC} = 2\sqrt{f'_c}$$

Vigas, columnas, muros, losas:

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

Acero de refuerzo:

Vigas, columnas, muros, losas:

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

Esfuerzo de trabajo:

Cara mojada

Tracción directa: armadura horizontal:

$$f_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

Tracción por flexión: armadura vertical:

$$f_s = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

Cara seca

Tracción por flexión: armadura vertical:

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

3.2.1. Diseño de muros

Las paredes del reservorio serán diseñadas a partir de la combinación de carga en servicio:

$$U = CM + CV + CL + CS$$

Donde:

CM: Carga Muerta.

CV: Carga Viva.

CL: Carga del fluido.

CS: Carga de sismo.

La condición más desfavorable determinado por el modelo matemático de la estructura corresponde a la base del muro, los valores de los momentos calculados son:

$$CM = 0 \text{ (considerado como estimación inicial).}$$

CV=0 (considerado como estimación inicial).

CL=3,597.32 kg-m

De lo anterior, el momento máximo en servicio es:

Mto=3,597.32 kg-m

Según el código ACI, para condiciones de durabilidad se debe considerar el factor de 1.3 sobre los elementos sometidos a sollicitaciones de esfuerzos en contacto con fluidos.

$M_u = 1.3M_{to} = 1.3 \times 3,597.32 = 4,676.52$ kg-m

Cálculo del espesor mínimo para el muro:

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{6.M}{f_t \cdot b}}$$

Donde:

$$f_t = 0.85 \sqrt{f'_c}$$

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

b=100 cm (para un ancho unitario)

Reemplazando valores:

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{6.M}{f_t \cdot b}} \rightarrow \sqrt{\frac{6 \times 4,676.52}{0.85 \sqrt{280} \times 100}} \rightarrow e_{\min} = 44.42 \text{ cm}$$

Se asume un espesor de muro de 45 cm para los posteriores cálculos.

Cálculo del acero de refuerzo vertical:

De la siguiente expresión:

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

Donde:

f_s : Fatiga de trabajo del acero en kg/cm²

j : Relajación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

d : Peralte efectivo en cm.

Reemplazando valores:

$$f_s = 1,687.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.3731}{3} = 0.8756$$

$$k = \frac{1}{\left(1 + \frac{f_s}{nf_c}\right)} = \frac{1}{\left(1 + \frac{1,687.37}{7.97 \times 126}\right)} = 0.3731$$

$$f_c = 0.45f_c = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7.97$$

$$d = e - \text{recubrimiento} = 45 - 5 = 40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{4,676.52}{1,687.37 \times 0.8756 \times 40} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Cuántía mínima:

$$\rho = 0.003$$

$$A_{s(\min)} = \rho \cdot b \cdot d = 0.003 \times 100 \times 40 = 12 \text{ cm}^2$$

De lo anterior:

Usar: 1/2" @ 0.10m.

Cálculo del acero para montaje:

Cuántía mínima:

$$\rho = 0.003$$

$$A_{s(\min)} = \rho \cdot b \cdot d = 0.003 \times 100 \times 40 = 12 \text{ cm}^2$$

De lo anterior:

Usar: 1/2" @ 0.10m.

Cálculo del acero horizontal:

El cálculo considerará las condiciones de servicio en el sentido horizontal del muro:

$$U = CM + CV + CL + CS$$

La condición más desfavorable es:

$$CM = 0 \text{ (considerado como estimación inicial).}$$

$$CV = 0 \text{ (considerado como estimación inicial).}$$

$$CL = 1,079.19 \text{ kg-m}$$

$$CS = 47.19 \text{ kg-m}$$

De lo anterior, el momento máximo en servicio es:

$$M_{to}=1,060.49 \text{ kg-m}$$

Según el código ACI, para condiciones de durabilidad se debe considerar el factor de 1.3 sobre los elementos sometidos a sollicitaciones de esfuerzos en contacto con fluidos.

$$M_u=1.3M_{to}=1.3 \times 1,060.49=1,378.64 \text{ kg-m}$$

En la siguiente expresión:

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

Donde:

f_s : Fatiga de trabajo del acero en kg/cm^2

j : Relajación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

d : Peralte efectivo en cm.

Reemplazando valores:

$$f_s=1,687.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$j=1-\frac{k}{3}=1-\frac{0.3731}{3}=0.8756$$

$$k = \frac{1}{\left(1 + \frac{f_s}{n f_c}\right)} = \frac{1}{\left(1 + \frac{1,687.37}{7.97 \times 126}\right)} = 0.3731$$

$$f_c=0.45 f'_c=126 \text{ kg/cm}^2$$

$$n=7.97$$

$$d=e-\text{recubrimiento}=45-5=40\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1,378.64}{1,687.37 \times 0.8756 \times 40} = 2.33\text{cm}^2$$

Cuantía mínima:

$$\rho=0.003$$

$$A_{s(\text{min})}=\rho \cdot b \cdot d=0.003 \times 100 \times 40=12\text{cm}^2$$

De lo anterior:

Usar: 1/2" @ 0.20m en doble malla

Chequeo por esfuerzo cortante:

Cortante estático máximo:

$$V = \frac{V_a \cdot h^2}{2} \rightarrow V = 6,845 \text{ kg}$$

Cortante dinámico por sismo:

$$V_{\text{sismo}} = 532 \text{ kg}$$

Cortante total:

$$V = 7,377 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante nominal:

$$v = \frac{V}{j \cdot b \cdot d}$$

Reemplazando:

$$j = 0.8756, b = 100 \text{ cm}, d = 40 \text{ cm}$$

$$v = \frac{V}{j \cdot b \cdot d} \rightarrow v = \frac{7,377}{0.8756 \cdot 100 \cdot 40} \rightarrow v = 2.106 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible nominal:

$$V_{\text{máx}} = 0.02f_c \rightarrow V = 0.02 \times 280 \rightarrow V = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

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

3.2.2. Diseño de vigas

Predimensionamiento de vigas:

Metrado de cargas:

Para las condiciones de servicio los valores de los momentos calculados son:

$$M = 1,755.99 \text{ kg-m (que considera una sección inicial de } 0.30 \times 0.40)$$

$$CV = 582.51 \text{ kg-m}$$

$$CS = 224.75 \text{ kg-m}$$

Donde:

$$U = CM + CV + CS$$

De lo anterior, el momento máximo en servicio es:

$$M_{\text{to}} = 2,563.25 \text{ kg-m}$$

Según el código ACI, para condiciones de durabilidad se debe considerar el factor de 1.3 sobre los elementos sometidos a sollicitaciones de esfuerzos en contacto con fluidos.

$$M_u = 1.3M_{to} = 1.3 \times 2,563.25 = 3,332.23 \text{ kg-m}$$

Cálculo del peralte mínimo para la viga:

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{6.M}{f_t \cdot b}}$$

Donde:

$$f_t = 0.85 \sqrt{f'_c}$$

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

$$b = 30 \text{ cm (valor asumido)}$$

Reemplazando valores:

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{6.M}{f_t \cdot b}} \rightarrow \sqrt{\frac{6 \times 3,332.23}{0.85 \sqrt{280} \times 30}} \rightarrow h_{\min} = 68.45 \text{ cm}$$

Debido a que la altura de la viga posee un peralte mayor al estimado inicialmente (40cm), se recalcula el metrado de carga por peso propio con la finalidad de verificar la nueva sección de 0.50 m x 0.80 m.

$$CM = 3,508.95 \text{ kg-m}$$

$$CV = 821.88 \text{ kg-m}$$

$$CS = 522.88 \text{ kg-m}$$

El momento máximo en servicio es:

$$M_{to} = 4,853.71 \text{ kg-m}$$

Se considera el factor durabilidad de 1.3 sobre los elementos sometidos a sollicitaciones de esfuerzos en contacto con fluidos.

$$M_u = 1.3M_{to} = 1.3 \times 4,853.71 = 6,309.82 \text{ kg-m}$$

Reemplazando valores:

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{6.M}{f_t.b}} \rightarrow \sqrt{\frac{6 \times 6,309.82}{0.85 \sqrt{280 \times 50}}} \rightarrow h_{\min} = 72.96 \text{ cm}$$

Para los cálculos se toma la sección de viga de 0.50 m x 0.80 m.

Cálculo del acero de refuerzo superior para la viga interior:

De la siguiente expresión:

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

Donde:

f_s : Fatiga de trabajo del acero en kg/cm²

j : Relajación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

d : Peralte efectivo en cm.

Reemplazando valores:

$$f_s = 1,687.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.8756$$

$$d = e - \text{recubrimiento} = 80 - 5 = 75 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{6,309.82}{1,687.37 \times 0.8756 \times 75} = 5.69 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima:

$$\rho = 0.003$$

$$A_{s(\min)} = \rho \cdot b \cdot d = 0.003 \times 50 \times 75 = 11.25 \text{ cm}^2$$

De lo anterior:

Usar: 3ø5/8" superior.

Cálculo del acero de refuerzo inferior para la viga interior:

De la siguiente expresión:

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

Donde:

f_s : Fatiga de trabajo del acero en kg/cm²

j : Relajación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos

de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

d: Peralte efectivo en cm.

Reemplazando valores:

$$f_s = 1,687.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.8756$$

$$d = e - \text{recubrimiento} = 80 - 5 = 75 \text{ cm.}$$

Del modelo matemático:

$$CM = 2,852.03 \text{ kg-m}$$

$$CV = 680.56 \text{ kg-m}$$

$$CL = 1189.78 \text{ kg-m}$$

$$CS = 842.50 \text{ kg-m}$$

El momento máximo en servicio es:

$$M_{to} = 5,564.87 \text{ kg-m}$$

Considerando el factor durabilidad de 1.3 sobre los elementos sometidos a sollicitaciones de esfuerzos en contacto con fluidos.

$$M_u = 1.3 M_{to} = 1.3 \times 5,564.87 = 7,234.33 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{7,234.33}{1,687.37 \times 0.8756 \times 75} = 6.53 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima:

$$\rho = 0.003$$

$$A_{s(\min)} = \rho \cdot b \cdot d = 0.003 \times 50 \times 75 = 11.25 \text{ cm}^2$$

De lo anterior:

Usar: 4ø5/8" inferior.

3.2.3. Diseño de losa superior para techo

La losa será considerada como una losa armada en dos sentidos, el modelo matemático del elemento recibe la contribución de dos vigas interiores cruzadas entre sí por el centro de la losa.

Cálculo del espesor mínimo de losa:

Metrado de cargas:

En el modelo matemático de la estructura las vigas están representadas como elementos tipo frame, para condiciones de servicio los valores de los momentos calculados son:

$$U=CM+CV+CL$$

Del modelo matemático:

$$CM=676.66 \text{ kg-m (con un espesor inicial de 0.15m).}$$

$$CV=209.83 \text{ kg-m (considerado como estimación inicial).}$$

$$CL=0$$

De lo anterior el momento máximo en servicio es:

$$M_{to}=886.49 \text{ kg-m}$$

Según el código ACI 350, para condiciones de durabilidad se debe considerar el factor de 1.3 sobre los elementos sometidos a sollicitaciones de esfuerzos en contacto con fluidos.

$$M_u=1.3M_{to}=1.3 \times 886.49=1,152.44 \text{ kg-m}$$

Espesor de losa:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{2.M}{f_s \cdot j \cdot k \cdot b}}$$

Donde:

$$f_s=1687.37 \text{ kg-m}$$

$$j=0.8756$$

$$k=0.3731$$

$$b=100\text{cm (valor asumido)}$$

Reemplazando valores:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{2.M}{f_s \cdot j \cdot k \cdot b}} \rightarrow \sqrt{\frac{2 \times 1,152.44}{1687.37 \times 0.8756 \times 0.3731 \times 100}} \rightarrow d_{\min} = 2.05 \text{ cm}$$

Se considera un recubrimiento de 5cm:

$$h = 2.05 + 5 = 7.05 \text{ cm}$$

Para los cálculos se asume un espesor de losa de 15cm.

Cálculo del acero de refuerzo superior para la losa:

De la siguiente expresión:

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

Donde:

f_s : Fatiga de trabajo del acero en kg/cm²

j : Relajación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

d : Peralte efectivo en cm.

Reemplazando valores:

$$f_s = 1,687.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.3731}{3} = 0.8756$$

$$k = \frac{1}{\left(1 + \frac{f_s}{n f_c}\right)} = \frac{1}{\left(1 + \frac{1,687.37}{7.97 \times 126}\right)} = 0.3731$$

$$f_c = 0.45 f_c = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7.97$$

$$d = e - \text{recubrimiento} = 15 - 5 = 10 \text{ cm.}$$

Debido a la actualización de la sección de las vigas interiores de 030 m x 040 m a 050 m x 080 m, también se actualizan las secciones de las columnas de 030 m x 030 m a 050 m x 050 m. Los valores de los momentos actualizados para la losa son:

$$CM = 208.12 \text{ kg-m.}$$

$$CV = 45.38 \text{ kg-m.}$$

$$CL = 0$$

De lo anterior, el momento máximo en servicio es:

$$M_{to}=253.50 \text{ kg-m}$$

El momento amplificado por condiciones de durabilidad:

$$M_u=1.3M_{to}=1.3 \times 253.50=329.55 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{329.55}{1,687.37 \times 0.8756 \times 10} = 2.23 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima:

$$\rho=0.003$$

$$A_{s(\min)}=\rho \cdot b \cdot d=0.003 \times 100 \times 10=3 \text{ cm}^2$$

De lo anterior:

Usar: 3/8" @ 0.20m.

Cálculo del acero de refuerzo inferior para la losa:

De la siguiente expresión:

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

Donde:

f_s : Fatiga de trabajo del acero en kg/cm²

j : Relajación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

d : Peralte efectivo en cm.

Reemplazando valores:

$$f_s=1,687.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$j=0.8756$$

$$d=e-\text{recubrimiento}=15-5=10 \text{ cm}$$

Metrado de cargas para el diseño:

$$U=CM+CV+CL$$

Donde:

CM: Carga Muerta.

CV: Carga Viva.

CL: Carga del fluido.

Del modelo matemático:

$$CM=201.43 \text{ kg-m.}$$

$$CV=82.63 \text{ kg-m.}$$

$$CL=0$$

De lo anterior, el momento máximo en servicio es:

$$M_{to}=284.06 \text{ kg-m}$$

El momento amplificado por condiciones de durabilidad:

$$M_u=1.3M_{to}=1.3 \times 284.06=369.28 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{369.28}{1,687.37 \times 0.8756 \times 10} = 2.50 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima:

$$\rho=0.003$$

$$A_{s(\min)} = \rho \cdot b \cdot d = 0.003 \times 100 \times 10 = 3 \text{ cm}^2$$

De lo anterior:

Usar: 3/8" @ 0.20m.

3.2.4. Diseño de columnas:

Dimensionamiento y refuerzo de columnas:

Las columnas del reservorio serán calculadas a partir de la combinación de carga en servicio:

$$U=CM+CV+CL+CS$$

Donde:

CM: Carga Muerta.

CV: Carga Viva.

CL: Carga del fluido.

CS: Carga de sismo.

Columna interior:

Los valores de las cargas axiales calculados son:

$$CM=19,717.52 \text{ kg.}$$

$$CV=3,420.19 \text{ kg}$$

$$CL=0 \text{ kg}$$

$$CS=0 \text{ kg}$$

De lo anterior, la carga axial máxima en servicio es:

$$P=23,137.71 \text{ kg}$$

Según el código ACI, para condiciones de durabilidad se debe considerar el factor de 1.3 sobre los elementos sometidos a sollicitaciones de esfuerzos en contacto con fluidos.

$$P_u=1.3P=1.3 \times 23,137.71=30,079.02 \text{ kg}$$

La sección de la columna será calculada con la siguiente expresión:

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha \phi f'_c}$$

Donde:

A_c = Área de la columna

$\phi=0.85$

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

α = Factor de ubicación

Factores de α según la ubicación de la columna

Tipo de columna	α
Esquina	0.20
Borde	0.25
Central	0.28

Reemplazando valores:

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha \phi f'_c} \rightarrow \frac{30,079.02 \text{ kg}}{(0.28)(0.85)(280 \text{ kg/cm}^2)} \rightarrow A_c = 451.37 \text{ cm}^2$$

Se escoge la dimensión de (0.50 m x 0.50 m) cuya sección es: 2500 cm²

3.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO POR EL MÉTODO DE RESISTENCIA.

La metodología, las consideraciones y el diseño será desarrollado de acuerdo a las siguientes normas y códigos de referencia:

- American Concrete Institute, ACI 350-01 “Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures”.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.020, Norma E.030, Norma E.060 y Norma E.070).

La metodología utilizada (Diseño por Resistencia) busca que la resistencia última de un elemento sometido a flexión, compresión, o corte sea mayor o igual a la fuerza última que se obtiene mediante las combinaciones de cargas amplificadas, lo cual se resumen en la siguiente fórmula:

$$\phi R_n \geq \alpha C_i$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia, menor que la unidad.

R_n : Resistencia nominal.

α : Factor de carga o de amplificación.

C_i : Efecto de las cargas de servicio.

Tabla 3.6: Factores de reducción de resistencia indicados en la Norma E.060

Solicitaciones		Factores de reducción de resistencias
Flexión		0.90
Tracción y Tracción + flexión		0.90
Cortante		0.85
Torsión		0.85
Cortante y Torsión	Elementos espirales	0.75
	Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento		0.70

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), 2006

Elaboración: Propia

Factores de amplificación de cargas para caso de carga muerta, viva y sismo son:

COMB1: $1.4CM + 1.7CV$

COMB2: $1.25(CM + CV) + CSX$

COMB3: $1.25(CM + CV) - CSX$

COMB4: $1.25(CM + CV) + CSY$

COMB5: $1.25(CM + CV) - CSY$

COMB6: $0.90CM + CSX$

COMB7: $0.90CM - CSX$

COMB8: $0.90CM + CSY$

COMB9: $0.90CM - CSY$

COMB10: $1.4CM + 1.7CV + 1.7CL$

COMB11: $0.9CM + 1.7CL$

COMB12: $COMB1 + COMB2 + COMB3 + COMB6 + COMB7 + COMB10 + COMB11$

COMB13: $COMB1 + COMB4 + COMB5 + COMB8 + COMB9 + COMB10 + COMB11$

Donde:

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva.

CSX: Carga de sismo en la dirección X.

CSY: Carga de sismo en la dirección Y.

CL: Carga por presión de líquidos.

DISEÑO POR FLEXIÓN

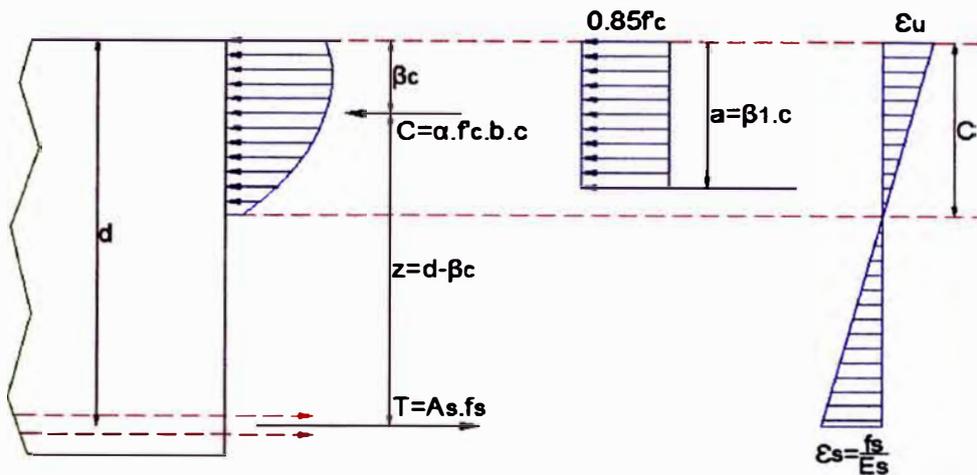
La sección crítica para momento negativo se tomará en las caras de los apoyos, mientras que para momentos positivos en el interior de la luz si fuese el caso.

Para calcular la resistencia a flexión de una sección, como la mostrada en la figura 3.9, se supone que:

- Las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Navier).
- No existe deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto.
- La máxima deformación a considerar en la fibra extrema a compresión será de 0.003.

Para poder simplificar los cálculos, el código ACI permite el empleo del bloque equivalente de compresiones. En consecuencia, para un elemento con ancho "b" y altura igual a "h", tenemos:

Figura 3.9: Bloque equivalente de compresiones.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 4ta Edición, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2005
Elaboración: Propia

Por tanto se puede estimar el momento resistente a flexión como:

$$T = A_s f_y = 0.85 f'_c a b = C_c \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \times 0.85 f'_c b} \right)$$

Para flexión el valor del factor de reducción (ϕ) es 0.9

Se alcanzará esta resistencia nominal cuando el acero llegue al esfuerzo de fluencia ó cuando el concreto alcance su deformación máxima. El tipo de falla dependerá de la cuantía de acero colocado en la sección.

Dicha cuantía se define como:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

Donde:

- ρ : cuantía de acero.
- A_s : área de acero.
- b : ancho de de la sección.
- d : peralte efectivo de la sección.

Cuantía balanceada: Se define cuantía balanceada al área de acero que falla por aplastamiento de la sección de concreto en compresión al mismo tiempo que el acero alcanza la deformación de fluencia.

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{E_s \varepsilon_s}{E_s \varepsilon_s + E_c \varepsilon_c} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Cuando se coloca una cuantía mayor a la balanceada se producirá falla en compresión, es una falla frágil muy peligrosa. Por ello, lo que debemos buscar en el diseño es una falla dúctil. Por lo tanto, es importante controlar la cuantía de acero, ya que una cuantía mayor o menor a la balanceada determinará el tipo de falla que puede presentar la sección del elemento.

Cuantía máxima: La Norma E.060 Concreto Armado limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que garanticemos una falla dúctil. Se determinará según:

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

Cuantía mínima: La Norma E.060 establece que se debe de proveer una cuantía mínima a la sección de tal forma que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.5 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento de la sección. El área mínima para secciones rectangulares se calculará:

$$\rho_{\min} = \frac{A_s (\min)}{bd}$$

El código ACI-350 establece una cuantía mínima de 0.003 para elementos de concreto armado sometidos al contacto con el agua.

DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN

Capacidad por Flexo-compresión: Las mismas hipótesis básicas utilizadas en el análisis de una sección en flexión simple serán validas para este acápite.

Los elementos tipo columnas o placas tienen una infinidad de combinaciones de momento flector y carga axial que pueden producir su falla.

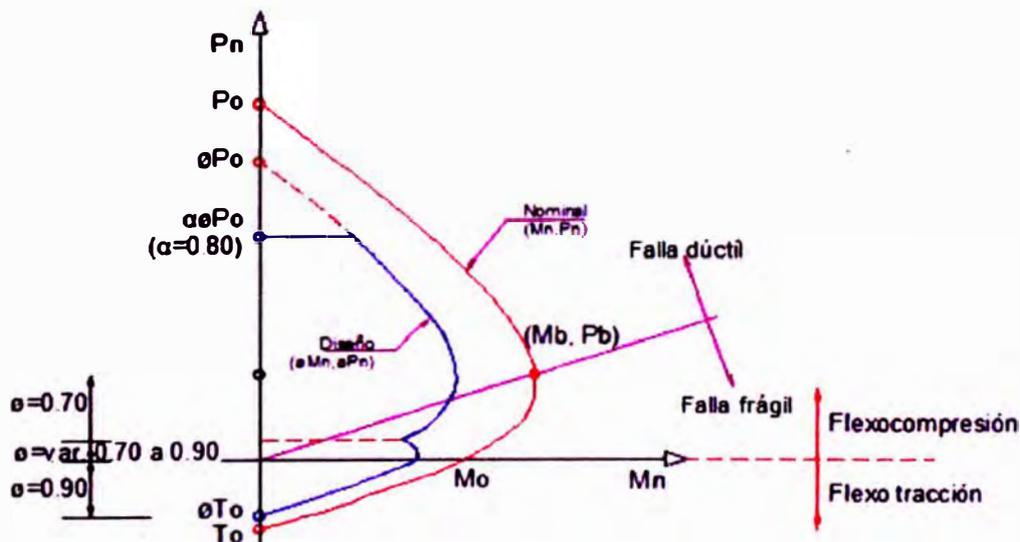
Conociendo las propiedades del material, la sección de la columna o placa y la distribución del acero de refuerzo se puede construir un diagrama de interacción

nominal (M_n versus P_n) con las diferentes combinaciones de momento flector y carga axial que causa la falla de la sección.

Procedimiento de diseño: Se asume una sección reforzada, luego se construye el diagrama de interacción de diseño, esto se logrará afectando el diagrama de interacción nominal con el factor ϕ (reducción de resistencia) y el factor n correspondiente a carga axial. Finalmente, lo que debemos lograr es que los pares de fuerza (M_u, P_u) obtenidas de las combinaciones se encuentren dentro del diagrama de diseño.

La figura 3.10 se muestra el diagrama de interacción nominal y de diseño de una sección de concreto reforzada.

Figura 3.10: Diagrama de interacción de una sección rectangular.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 4ta Edición, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2005
 Elaboración: Propia

DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por corte será de interés las secciones con mayor fuerza cortante, la sección a analizar se tomará a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara de los apoyos. Sólo se tomará el valor del cortante en la cara cuando la reacción del apoyo induce tracción al elemento o si existiera alguna carga puntual ubicada a una distancia menor a "d".

Capacidad en corte: En una sección reforzada la capacidad en corte (ϕV_n) estará dada por la suma del aporte del concreto (ϕV_c) y del refuerzo (ϕV_s), es decir:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi = 0.85$$

Donde:

V_n : resistencia nominal a corte, considerando el aporte del concreto (V_c) y del acero (V_s).

V_c : resistencia a corte del concreto, se calculará como

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

V_s : resistencia a corte del estribo perpendicular el eje del elemento, cuya resistencia se calcula como:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

siendo A_v el área del refuerzo por corte y "s" el espaciamiento del refuerzo.

Será necesario reforzar mediante estribos perpendiculares al elemento cuando el concreto no sea capaz de resistir la fuerza cortante última.

Las particularidades del diseño por corte en los diferentes elementos estructurales se mencionarán en sus respectivos acápite.

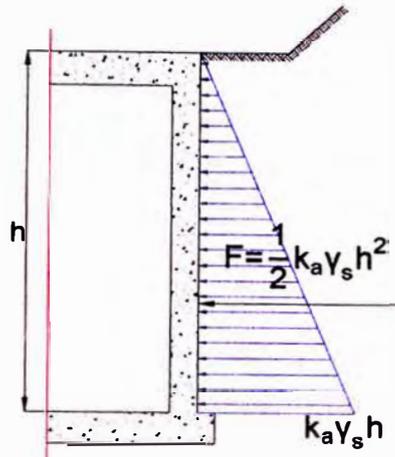
3.3.1. Diseño de muros.

Para el cálculo del espesor del muro, el análisis de la estructura considera una base fija y el borde libre.

La condición final del reservorio es de enterrado a semienterrado, para lo cual se evaluará en la condición más desfavorable, esto ocurre cuando el reservorio se encuentra completamente enterrado.

Las condiciones del terreno y los cálculos se muestran a continuación:

Figura 3.11: Diagrama de presiones del terreno actuante en el muro del reservorio



Fuente: Diseño en Concreto Armado, Roberto Morales, Lima, 2006
Elaboración: Propia

Donde:

$\phi=34^\circ$ (coeficiente de empuje activo)

$k_a=\tan^2(45^\circ-\phi/2)$ (coeficiente de empuje activo)

$\gamma_s=1,500 \text{ kg/m}^3$ (densidad del suelo)

$h=4.35 \text{ m}$ (altura de relleno)

Calculando:

$$k_a=\tan^2(45^\circ-\phi/2)=0.283$$

$$F=\frac{1}{2} k_a \gamma_s h^2=4,0012.25 \text{ kg}$$

$$k_a \gamma_s h=1,844.71 \text{ kg}$$

Materiales:

$$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades del suelo de fundación

$$\gamma_s=1.50 \text{ Ton/m}^3$$

$$\phi=34^\circ$$

$$\sigma_t=2.00 \text{ kg/cm}^2$$

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

Sección transversal del elemento

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

$h=30$ cm

$r=5$ cm

Refuerzo vertical.

Momentos máximos en servicio para los diferentes estados de carga:

COMB.	Descripción	Cara húmeda	Cara seca
		-M22 (kg-m)	+M22 (kg-m)
Comb12	Presión de agua	-2,982.80	6,606.83
Comb12	Presión de tierra	-4,140.61	4,082.46

Factores de amplificación y reducción de resistencia:

F.C.V.	F.D.	ϕ
1.70	1.30	0.90

Momentos en servicio:

-M22 (kg-m)	+M22 (kg-m)
4,140.61	6,606.83

Momento último y área del refuerzo de la cara húmeda:

Cálculo del refuerzo vertical:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	A_s (cm ²)	a
8,588.88	9.97	1.76

Refuerzo mínimo:

$$A_{s (min)} = \rho b d$$

$$A_{s (min)} = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s (min)} = 0.003 \times 100 \times 25 = 7.5 \text{ cm}^2$$

A_s (cm ²)	9.97

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

∅ (in)	s (m)
5/8	0.20

Usar: ∅5/8”@0.15

Cálculo de la longitud de corte en $M_{to}=M_u/2$:

Cálculo del refuerzo vertical:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	A_s (cm²)	a
4,294.44	4.90	0.86

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

∅ (in)	s (m)
5/8	0.40

Usar: ∅5/8”@0.30

Longitud de bastón:

$$L_c = L_1 + L_2$$

$$L_c = L_1 = 0.93\text{m (del diagrama de momentos máximos)}$$

$$L_2 = \text{máx}(d, 12\phi) = \text{máx}(0.25, 0.19) = 0.25\text{m}$$

$$L_c = 0.93 + 0.25 = 1.18\text{m}$$

$$\text{Usar: } L_c = 1.20\text{m}$$

Usar: ∅5/8”@0.30+∅5/8”@0.30 de 1.20m (bastón)

Momento último y área del refuerzo de la cara seca:

Cálculo del refuerzo vertical:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	A_s (cm ²)	a
5,525.23	6.33	1.12

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	s (m)
5/8	0.31

Usar: $\phi 5/8'' @ 0.25$

Refuerzo horizontal.

Momentos máximos en servicio para los diferentes estados de carga:

COMB.	Descripción	Cara húmeda	Cara seca
		-M11 (kg-m)	+M11 (kg-m)
Comb10	Presión de agua	-2,690.73	+3,500.80
Comb10	Presión de tierra	-2309.37	+1,714.30

Factores de amplificación y reducción de resistencia:

F.C.V.	F.D.	ϕ
1.70	1.30	0.90

Momentos en servicio:

-M11 (kg-m)	+M11 (kg-m)
2,690.73	3,500.80

Momento último y área del refuerzo de la cara húmeda:

Cálculo del refuerzo horizontal:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	A_s (cm ²)	a
3,497.95	3.98	0.70

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	s (m)
1/2	0.32

Usar: $\phi 1/2'' @ 0.25$

Momento último y área del refuerzo de la cara seca:

Cálculo del refuerzo horizontal:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	A_s (cm ²)	a
3,002.16	3.40	0.60

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	s (m)
1/2	0.34

Usar: $\phi 1/2'' @ 0.25$

Verificación por esfuerzo cortante:

Descripción	V (kg)	V_u (kg)	V_n (kg)
Presión de agua	6,845.00	15,127.45	20,169.93
Presión del terreno	4,012.25	8,867.08	11,822.78

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{V_u}{0.75}$$

Pero:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d = 0.53 \sqrt{280} \times 100 \times 35 = 22,171.49 \text{ kg}$$

Finalmente:

$$V_c > V_n, \dots \text{ok}$$

Control de fisuramiento:

Cálculo del momento de inercia

Donde: b=100cm, h=30cm

$$I_g = \frac{bh^2}{12} = 250,000 \text{ cm}^4$$

$$f_r = 2\sqrt{f_c} = 33.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{2 \cdot I_g \cdot f_r}{h} = 5,019.96 \text{ kg-m}$$

Pero el momento en servicio es: $M_{to} = 6,606.83 \text{ kg-m}$, por lo tanto $M_{cr} < M_{to}$

$$E_c = 15,000 \cdot \sqrt{f_c} = 250,998.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2'000,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2'000,000.00 \text{ kg/cm}^2}{250,998.01 \text{ kg/cm}^2} = 7.97 \text{ (relación modular)}$$

$$A_s = \frac{\text{área de acero}}{s} = \frac{1.98 \text{ cm}^2}{0.10 \text{ m}} = 19.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$d = 30\text{cm} - 5\text{cm} - 0.79\text{cm} = 24.21\text{cm}$$

Reemplazando en la siguiente expresión:

$$c^2 + \frac{2 \cdot n \cdot A_s}{b} c - \frac{2 \cdot n \cdot A_s \cdot d}{b} = 0$$

Resolviendo y tomando el valor positivo:

$$c = 7.30 \text{ cm}$$

Calculando el momento de inercia crítico

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + n \cdot A_s (d-c)^2 = 58.045.96 \text{ cm}^4$$

Esfuerzo máximo en el acero:

$$f_s = M_{to} \cdot \frac{(d-c) \cdot n}{I_{cr}} = 1.533.11 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente:

$$\beta = \frac{(h-c)}{(d-c)} = 1.34$$

$$d_c = h - d = 5.79 \text{ cm}$$

$$A = 2 \cdot d_c \cdot s = 115.88 \text{ cm}^2$$

$$W_{m\acute{a}x} = 0.1086 \times 10^{-4} \beta \cdot f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A} = 0.195 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm del código ACI 350}$$

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A} = 13,424.24 \text{ kg/cm} < 15,500 \text{ kg/cm del código ACI 350}$$

Donde:

z = factor que depende del grado de exposición y ancho de grieta

f_s = esfuerzo máximo en servicio en el acero

d_c = espesor del recubrimiento

3.3.2. Diseño de losa superior para techo.

Materiales:

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Sección transversal del elemento

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

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

Refuerzo para la losa.

Momentos máximos para los diferentes estados de carga:

COMB.	Descripción	Positivo	Negativo
		+Mto (kg-m)	-Mto (kg-m)
Comb12	Losa con columna central	-	-1,319.78
Comb12	Borde y Centro de losa	+5 55.35	-1,358.03

Factores de amplificación y reducción de resistencia:

F.C.V.	F.D.	ϕ
1.70	1.30	0.90

Momento último y área del refuerzo de la losa para techo:

Cálculo del refuerzo negativo (superior):

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm ²)	a
1,715.71	Losa con columna central	5.03	0.89
1,765.44	Borde y Centro de losa	5.18	0.91

Refuerzo mínimo:

$$A_{s(\min)} = \rho b d$$

$$A_{s(\min)} = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s(\min)} = 0.003 \times 100 \times 10 = 3.0 \text{ cm}^2$$

A_s (cm ²)	5.18
--------------------------	------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	s (m)
3/8	0.38

Usar: $\phi 3/8'' @ 0.20$ en cada dirección

Longitud de bastón: 1.10m (ambos extremos)

Cálculo del refuerzo positivo (inferior):

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm ²)	a
721.96	Centro de losa	2.06	0.36

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	s (m)
3/8	0.66

Usar: $\phi 3/8'' @ 0.20$ en cada dirección

3.3.3. Diseño de vigas interiores.

Materiales:

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Sección transversal del elemento

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

Refuerzo por flexión para viga.

Momentos máximos para los diferentes estados de carga:

COMB.	Descripción	Positivo	Negativo
		+Mto (kg-m)	-Mto (kg-m)
Comb12	Extremo de viga con muro	-	-2,841.19
Comb12	Extremo con columna central	-	-3,522.91
Comb12	Intermedio de viga	+2,322.89	-

Factor de amplificación y reducción de resistencia:

F.D.	ϕ
1.30	0.90

Momento último y área del refuerzo para vigas:

Cálculo del refuerzo negativo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm ²)	a
-3,693.55	Extremo de viga con muro	2.98	0.53

-4,579.78	Extremo con columna central	3.70	0.65
-----------	-----------------------------	------	------

Refuerzo mínimo:

$$A_s(\text{min}) = \rho b d$$

$$A_s(\text{min}) = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_s(\text{min}) = 0.003 \times 30 \times 35 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	3.70
-----------------------------	------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

\varnothing (in)	Und.
5/8	2

Usar: 2 \varnothing 5/8" superior.

Cálculo del refuerzo positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\varnothing \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm ²)	a
3,019.76	Intermedio de viga	2.43	0.43

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

\varnothing (in)	Und.
5/8	2

Usar: 2 \varnothing 5/8" inferior.

Refuerzo por esfuerzo cortante.

Fuerza cortante máxima para los diferentes estados de carga:

COMB.	Descripción	Positivo	Negativo
		+V (kg)	-V (kg)
Comb13	Extremo de viga con muro	+2,540.16	-
Comb13	Extremo con columna central	-	-4.180.68

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{1.3(4,180.68)}{0.75} \rightarrow V_n \geq 7,246.51 \text{ Kg}$$

Pero:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{280} \times 30 \times 35 = 9,312.03 \text{ kg}$$

Finalmente:

$$V_c > V_n, \text{ se necesita refuerzo mínimo.}$$

Usar: estribos de $\phi 3/8''$ 1@0.05m, 8@0.10m resto @0.20m

3.3.4. Diseño de columnas.

Diseño de columna interior.

Materiales:

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo longitudinal.

Momento y carga axial máximo para el estados de carga último:

COMB.	Descripción	M_u (kg-m)	P_u (kg)
Comb12	Columna interior	-258.47	-56,079.73

Siendo:

$$A_g = \frac{0.65P_u}{0.45(f'_c + f_y \cdot \rho)}$$

Asumiendo:

$$\rho = 0.02$$

Reemplazando valores:

$$A_g = 222.54 \text{ m}^2$$

Se calcula los valores de entrada para el cálculo del refuerzo mediante el método de tablas establecidas por el ACI:

$$\frac{P_n}{A_g \cdot f'_c} \quad \text{y} \quad \frac{M_n}{A_g \cdot f'_c \cdot h}$$

Donde:

$$P_n \rightarrow P_u \quad \text{y} \quad M_n \rightarrow M_u$$

Reemplazando valores:

$$\frac{P_n}{A_g \cdot f'_c} = 0.90 \quad \text{y} \quad \frac{M_n}{A_g \cdot f'_c \cdot h} = 0.01$$

Del diagrama de interacción ACI L4-60.6, tomamos:

$$\rho = 0.012$$

De la sección de la columna

$$A_{\text{sección}} = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

Donde A_s es:

$$A_s = \rho \cdot A_{\text{sección}}$$

$$A_s = 0.012 \times 900 \rightarrow 10.80 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s (\text{min}) = \rho b d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.003 \times 30 \times 30 = 2.70 \text{ cm}^2$$

A_s (cm²)	10.80
--	-------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

\emptyset (in)	Und.
3/4	4

Usar: 4 \emptyset 3/4"

Refuerzo por esfuerzo cortante

COMB.	Descripción	V _u (kg-m)
Comb12	Columna interior	-235.10

Del código ACI:

El refuerzo que se necesitara tendrá que resistir:

$$V_s = V_n - V_c$$

Donde:

V_c: Cortante por resistencia del concreto

V_s: Cortante por acero de refuerzo transversal

V_n: Cortante nominal

Además

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

De la sección:

$$d = 30 - 2.54 \times 3/4 - 5 = 23.09 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \rightarrow V_c = 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 23.09 \rightarrow V_c = 6,143.28 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \text{ y } \phi = 0.75$$

$$V_n = \frac{235.10}{0.75} \rightarrow V_n = 313.47 \text{ kg}$$

Como el V_c > V_n, se usará refuerzo mínimo transversal indicado en la norma E.030.

Diseño de columna contenida en el muro.

Materiales:

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo longitudinal.

Momento y carga axial máximo para el estado de carga última:

COMB.	Descripción	M _u (kg-m)	P _u (kg)
Comb12	Columna en el muro	1,460.85	-1,836.69

Siendo:

$$A_g = bh = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

Se calcula los valores de entrada para el cálculo del refuerzo mediante el método de tablas establecidas por el ACI:

$$\frac{P_n}{A_g \cdot f'_c} \quad \text{y} \quad \frac{M_n}{A_g \cdot f'_c \cdot h}$$

Donde:

$$P_n \rightarrow P_u \quad \text{y} \quad M_n \rightarrow M_u$$

Reemplazando valores:

$$\frac{P_n}{A_g \cdot f'_c} = 0.01 \quad \text{y} \quad \frac{M_n}{A_g \cdot f'_c \cdot h} = 0.02$$

Del diagrama de interacción ACI L4-60.6, tomamos:

$$\rho = 0.01$$

De la sección de la columna

$$A_{\text{sección}} = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

Donde A_s es:

$$A_s = \rho \cdot A_{\text{sección}}$$

$$A_s = 0.01 \times 900 \rightarrow 9.00 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s (\text{min}) = \rho b d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.003 \times 30 \times 30 = 2.70 \text{ cm}^2$$

A_s (cm²)	9.00
--	------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

\emptyset (in)	Und.
3/4	4

Usar: 4ø3/4"

Refuerzo por esfuerzo cortante

COMB.	Descripción	V _u (kg-m)
Comb12	Columna en el muro	-1,129.08

El refuerzo que se necesitara tendrá que resistir:

$$V_s = V_n - V_c$$

Donde:

V_c: Cortante por resistencia del concreto

V_s: Cortante por acero de refuerzo transversal

V_n: Cortante nominal

Además

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

De la sección:

$$d = 30 - 2.54 \times 3/4 - 5 = 23.09 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \rightarrow V_c = 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 23.09 \rightarrow V_c = 6,143.28 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \text{ y } \phi = 0.75$$

$$V_n = \frac{1,129.08}{0.75} \rightarrow V_n = 1,505.44 \text{ kg}$$

Como el V_c > V_n, se usará refuerzo mínimo transversal indicado en la norma E.030.

3.3.5. Diseño de losa inferior.

Las condiciones del terreno indican un comportamiento flexible, para lo cual utilizaremos una losa de concreto armado.

$$e = 0,25 \text{ m (espesor asumido)}$$

$$h_a = 3.70 \text{ m}$$

Calculo de las solitudes de carga:

$$W_e = \gamma_c \cdot e \rightarrow W_e = 2,400 \text{ kg/m}^3 \times 0,25 \text{ m} \rightarrow W_e = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = \gamma_a \cdot h_a \rightarrow W_a = 1,000 \text{ kg/m}^3 \times 3.7 \text{ m} \rightarrow W_a = 3,700 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{total}} = W_e + W_a = 4,300 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos:

$$M_{\text{to}} (-) = C_1 \frac{W}{192} l^2 \quad (\text{en los extremos})$$

$$M_{\text{to}} (+) = C_2 \frac{W}{384} l^2 \quad (\text{en el centro})$$

Donde:

$$C_1 = 0,5290$$

$$C_2 = 0,0513$$

$$l = 9.00 \text{ (ancho del reservorio)}$$

Cálculo de momentos últimos

$$M_u (-) = FD \cdot FA \cdot C_1 \cdot M_{\text{to}} (-)$$

$$M_u (+) = FD \cdot FA \cdot C_2 \cdot M_{\text{to}} (+)$$

Donde:

$$FD = 1.3 \text{ (Factor de durabilidad)}$$

$$FA = 1.7 \text{ (Factor de amplificación)}$$

De lo anterior

$$M_u (-) = 1.3 \times 1.7 \times 0.5290 \times \frac{4,300 \text{ kg/m}^2 (9 \text{ m})^2}{192} \rightarrow M_u (-) = 2,120.80 \text{ kg-m}$$

$$M_u (+) = 1.3 \times 1.7 \times 0.0513 \times \frac{4,300 \text{ kg/m}^2 (9 \text{ m})^2}{384} \rightarrow M_u (+) = 925.50 \text{ kg-m}$$

Verificación del espesor de losa:

$$\phi = 0.9$$

$$M_u = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega)$$

$$d = 5.70 \text{ cm (calculado)}$$

$$r = 5.00 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$e = 10.70 \text{ cm (espesor teórico de la losa)}$$

De lo anterior, el espesor de losa asumido cumple con el requerimiento de sollicitación de cargas.

Diseño de losa

Materiales:

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Sección transversal del elemento

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

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

Momentos máximos para los diferentes estados de carga:

COMB.	Descripción	Positivo	Negativo
		+M _u (kg-m)	-M _u (kg-m)
-	Tramo libre	925.50	-
-	Extremos y borde	-	-2,120.80

Cálculo del refuerzo positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

M _u (kg-m)	Descripción	A _s (cm ²)	a
925.50	Tramo libre	1.29	0.23
2,120.80	Extremos y borde	3.01	0.53

Refuerzo mínimo:

$$A_{s(\min)} = \rho b d$$

$$A_{s(\min)} = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s(\min)} = 0.003 \times 100 \times 20 = 6.00 \text{ cm}^2$$

A_s (cm²)	6.00
--	------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	@
3/8	0.20

Usar: ϕ 3/8" (doble malla)

3.3.6. Diseño de cimentación.

Zapata perimetral

Datos:

$b=9.00\text{m}$ (largo interior del reservorio)

$h_m=4.35\text{m}$ (altura de reservorio)

$h_v=0.40\text{m}$ (altura de viga 40x30 de borde)

$b_v=0.30\text{m}$ (base de viga 40x30 de borde)

$h_l=0.15\text{m}$ (altura de losa de techo)

$h_a=3.70\text{m}$ (altura de agua en la condición del tanque lleno)

$\mu=0.60\text{m}$ (coeficiente de fricción)

$\gamma_a=1,000 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del agua)

$\gamma_c=2,400 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del concreto)

$\gamma_s=1,500 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del suelo de fundación)

$S/C=150 \text{ kg/m}^2$ (carga viva sobre el techo del reservorio)

$\sigma_t=20,000 \text{ kg/m}^2$ (esfuerzo admisible del terreno)

Además:

FSD: 1.50 (Factor de seguridad de estabilidad para el deslizamiento)

FSV: 1.75 (Factor de seguridad de estabilidad al volteo)

$$FSD = \frac{\text{Carga resistente}}{\text{carga actuante}}$$

$$FSV = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

Diseño de la base:

Por cargas por servicio:

Metrado de cargas muertas:

Techo:

$$\frac{b}{4} \cdot h_1 \cdot \gamma_c \rightarrow 810 \text{ kg/m}$$

Viga perimetral:

$$h_v \cdot b_v \cdot \gamma_c \rightarrow 288 \text{ kg/m}$$

Muro:

$$(h_m - h_v) \cdot t \cdot \gamma_c \rightarrow 2,844 \text{ kg/m}$$

Zapata:

$$h_z \cdot L \cdot \gamma_c \rightarrow 4,860 \text{ kg/m}$$

Total 8,802 kg/m

Metrado de cargas vivas:

Techo:

$$S/C. \frac{b}{4} \rightarrow 337.5 \text{ kg/m}$$

Total 337.5 kg/m

Metrado de otras cargas:

Peso de agua (P_a):

$$(L - B_2 - t) \cdot h_a \cdot \gamma_a \rightarrow 7,400 \text{ kg/m}$$

Total 7,400 kg/m

Carga de servicio:

$$P = P_D + P_L = 8,802 + 337.5 = 9,139.50 \text{ kg/m}$$

$$M = M_D + M_L = 3,597.32 \text{ kg-m (del diseño del muro por esfuerzos admisibles)}$$

Esfuerzo en el terreno (σ):

$$\sigma = \frac{R}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L} \right)$$

R= Resultante de las cargas actuantes y la ubicación de la resultante.

e= Excentricidad.

L= Longitud de la zapata

Determinación de la resultante (R):

$$R=P+P_a \rightarrow R=16,539.50 \text{ kg/m}$$

Excentricidad (e):

$$e=\frac{L}{2}-\bar{X}$$

Núcleo Central:

$$\frac{1}{3}L \leq \bar{X} \leq \frac{2}{3}L \rightarrow 0.90 \leq \bar{X} \leq 1.80$$

El momento en un extremo es:

$$R \cdot \bar{X} = P \cdot d_1 + P_z \cdot d_2 + P_a \cdot d_3 - M$$

Calculando se tiene:

$$\bar{X} = 1.17 \text{ m (conforme a la ubicación del núcleo central)}$$

$$e = 0.18 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right) = 8,568.42 \text{ kg/m}^2 \leq 20,000 \text{ kg/m}^2 \dots \text{Ok}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L} \right) = 3,683.06 \text{ kg/m}^2 \leq 20,000 \text{ kg/m}^2 \dots \text{Ok}$$

Por cargas de diseño:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$R_u = 1.4 \times 8,802 + 1.7 \times 337.5 + 1.7 \times 7,400 = 25,476.55 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 8,588.88 \text{ kg-m}$$

Excentricidad (e):

$$e = \frac{L}{2} - \bar{X}_u$$

Núcleo Central:

$$\frac{1}{3}L \leq \bar{X}_u \leq \frac{2}{3}L \rightarrow 0.90 \leq \bar{X}_u \leq 1.80$$

El momento en un extremo es:

$$R_u \cdot \bar{X}_u = P_u \cdot d_1 + P_{z_u} \cdot d_2 + P_{a_u} \cdot d_3 - M_u$$

Calculando se tiene:

$$\bar{X}_u = 1.66 \text{ m (conforme a la ubicación del núcleo central)}$$

$$e = -0.31 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right) = 16,005.97 \text{ kg/m}^2 \leq 20,000 \text{ kg/m}^2 \dots \text{Ok}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L} \right) = 2,865.55 \text{ kg/m}^2 \leq 20,000 \text{ kg/m}^2 \dots \text{Ok}$$

Cálculo del refuerzo – zapata anterior:

$$q_u \text{ (prom)} = 3,838.91 \text{ kg/m}^2$$

$$M = 1,535.56 \text{ k-m}$$

Materiales:

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del refuerzo positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm²)	a
1,996.23	Zapata anterior	0.83	0.15

Refuerzo mínimo:

$$A_{s \text{ (min)}} = \rho b d$$

$$A_{s \text{ (min)}} = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ (min)}} = 0.003 \times 100 \times (75 - 7.5) = 20.25 \text{ cm}^2$$

A_s (cm²)	20.25
---------------------------------------	-------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

∅ (in)	@
5/8	0.20

Usar: ∅5/8" (doble malla)

Cálculo del refuerzo – zapata posterior:

Materiales:

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{\text{agua}} = 3,700 \text{ kg-m}$$

$$W_{\text{concreto}} = 1,800 \text{ kg-m}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{agua}} + W_{\text{concreto}} = 5,500 \text{ kg-m}$$

$$q_u \text{ (prom)} = 4,568.93 \text{ kg/m}^2$$

$$M = -1,862.13 \text{ k-m}$$

Cálculo del refuerzo positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm ²)	a
2,420.77	Zapata posterior	1.01	0.18

Refuerzo mínimo:

$$A_{s \text{ (min)}} = \rho b d$$

$$A_{s \text{ (min)}} = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ (min)}} = 0.003 \times 100 \times (75 - 7.5) = 20.25 \text{ cm}^2$$

A_s (cm ²)	20.25
--------------------------	-------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	@
5/8	0.20

Usar: $\phi 5/8''$ (doble malla)

Cálculo del refuerzo transversal y de montaje:

Materiales:

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s (\text{min}) = pbd$$

$$A_s (\text{min}) = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.003 \times 100 \times (75 - 7.5) = 20.25 \text{ cm}^2$$

$A_s (\text{cm}^2)$	20.25
---------------------	-------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

\varnothing (in)	@
5/8	0.20

Usar: $\varnothing 5/8''$ (doble malla)

Zapata central

Datos:

$P = 14,628.24 \text{ kg}$ (carga en de la columna en servicio)

$P_u = 1.3 \times 56,079.73 \text{ m} = 72,903.65 \text{ m}$ (carga factorada)

Sección de la columna: $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$ ($b = 0.30 \text{ m}$, $D = 0.30 \text{ m}$)

$h_a = 3.70 \text{ m}$ (altura de agua en la condición del tanque lleno)

$\gamma_a = 1,000 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del agua)

$\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del concreto)

$\gamma_s = 1,500 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del suelo de fundación)

$S/C = 150 \text{ kg/m}^2$ (carga viva sobre el techo del reservorio)

$\sigma_t = 20,000 \text{ kg/m}^2$ (esfuerzo admisible del terreno)

Predimensionamiento de la base (condición tanque lleno):

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_a \cdot h_a \rightarrow \sigma_n = 20,000 - 1000 \times 3.7 = 16,300 \text{ kg/m}^2$$

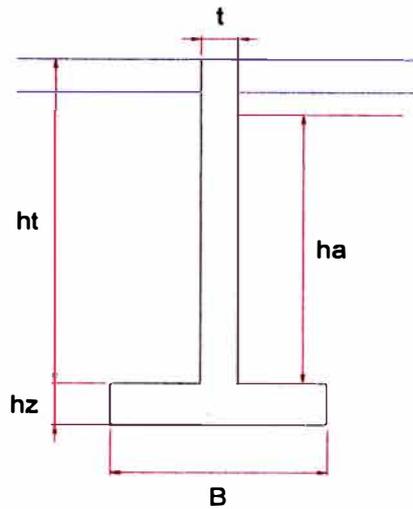
$$A_{zap} = P / \sigma_n \rightarrow 14,628.24 / 16,300 = 0.8974 \text{ m}^2 = 0.947 \text{ m} \times 0.947 \text{ m}$$

Finalmente la sección de la base que se asume será: $1.60 \text{ m} \times 1.60 \text{ m}$

Además:

$$L_v = \frac{L_{zap} - b}{2} = \frac{1.60 - 0.30}{2} = 0.65 \text{ m} \text{ (condición de excentricidad)}$$

Figura 3.13: Sección de la zapata central



Fuente: AutoCAD 2009 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

Reacción neta del terreno:

$$W_u = \frac{P_u}{A_{zap}} = \frac{72,903.65 \text{ kg}}{1.60 \times 1.60 \text{ m}^2} = 28,477.99 \text{ kg/m}^2$$

Dimensionamiento de la altura h_z de la zapata por punzonamiento:

$$\frac{V_u}{\phi} = V_c = \frac{P_u - W_u(0.30+d)(0.30+d)}{\phi}$$

Pero: $V_c \leq 1.06\sqrt{f_c}bd$

Donde: $b = 2(0.30+d) + 2(0.30+d) = 4(0.30+d)$

Por lo tanto:

$$\frac{P_u - W_u(0.30+d)(0.30+d)}{\phi} = 1.06\sqrt{f_c}bd$$

$$\frac{P_u - W_u(0.30+d)^2}{\phi} = 1.06\sqrt{f_c} \cdot 4(0.30+d)d$$

$$\frac{72,903.65 \text{ kg}}{1000} - \frac{28,477.99}{1000} (0.30+d)^2 = 1.06\sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} \cdot 4(0.30+d)d \times 10$$

$$\rightarrow d = 23.01 \text{ cm}$$

El recubrimiento mínimo según la norma E0.60 es:

$r=7.50$ cm (para cimentaciones)

$h_z=d+r=23.01$ cm +7.50 cm =30.51 cm (pero: $h_z \geq 0.50$ m)

Se asume: $h_z=0.50$ m \rightarrow $d=42.50$ cm

Verificación por cortante:

$$V_u=(W_u \cdot S)(L_v-d)$$

$$V_n=\frac{V_u}{\phi} \leq V_c$$

$$V_c=0.53\sqrt{f_c}bd$$

Donde:

$$S=\sqrt{A_z} \cdot \frac{(b-D)}{2} = \sqrt{1.60 \times 1.60} \cdot \frac{(0.30-0.30)}{2} = 1.60 \text{ m}$$

Remplazando valores:

$$V_u=(W_u \cdot S)(L_v-d) \rightarrow (28,477.99 \text{ kg/m}^2 \times 1.60 \text{ m})(0.65 \text{ m} - 0.4250 \text{ m})$$

$$V_u=10,252.08 \text{ kg} \rightarrow V_n=V_u/\phi = \frac{10,252.08 \text{ kg}}{0.75} = 13,669.43 \text{ kg}$$

$$V_c=0.53\sqrt{f_c}bd \rightarrow 0.53 \times \sqrt{280 \text{ jg/cm}^2} \times 160 \text{ m} \times 0.4250 \text{ m} \times 10 \times 1000$$

$$V_c=60,306.45 \text{ kg}$$

Se cumple que: $V_u \leq V_c$... ok

Cálculo del refuerzo – zapata anterior:

$$M_u=W_u \cdot S \cdot \frac{L_v^2}{2} = 28,477.99 \text{ kg/m}^2 \times 1.60 \text{ m} \times \frac{(0.65 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_u=9,625.56 \text{ kg-m}$$

Materiales:

$$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del refuerzo positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm²)	a
9,625.56	Zapata central	6.43	1.13

Refuerzo mínimo:

$$A_{s (min)} = \rho b d$$

$$A_{s (min)} = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s (min)} = 0.003 \times 160 \times (50 - 7.5) = 20.40 \text{ cm}^2$$

A_s (cm²)	20.40
---------------------------------------	-------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

∅ (in)	@
5/8	0.15

Usar: ∅5/8" (ambos sentidos)

3.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Los cálculos realizados para el diseño estructural del reservorio utilizando ambos métodos presentan los siguientes resultados:

Tabla 3.7: Comparación de resultados

Elemento	Descripción	Diseño por el método de esfuerzos admisible	Diseño por el método de resistencia
Muro	espesor	0.45 m	0.30 m
Vigas	altura	0.80 m	0.40 m
	base	0.50 m	0.30 m
Losa de techo	espesor	0.15 m	0.15 m
Columnas	sección	0.50m x 0.50m	0.30m x 0.30m

Fuente: Microsoft Word (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
 Elaboración: Propia

Los resultados obtenidos al aplicar ambos métodos de diseño presentan importantes variaciones en las secciones. Esto explica la tendencia conservadora del diseño por esfuerzos admisibles, que actualmente no es muy utilizado para el diseño de estructuras de concreto armado (según el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente).

Las comparaciones sobre costos de los materiales, mano de obra e instalación se verán afectadas debido a la variación de la sección de los elementos.

Por consiguiente, para la elaboración de los planos de construcción se empleará los resultados obtenidos por el diseño por el método de resistencia.

CAPITULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CASETA DE VÁLVULAS

4.1. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CASETA DE VÁLVULAS

La metodología, las consideraciones y el diseño será desarrollado de acuerdo a las siguientes normas y códigos de referencia:

- American Concrete Institute, ACI 318-02 "Building Code Requirements for Structural Concrete".
- Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.020, Norma E.030, Norma E.060 y Norma E.070).

4.1.1. Estructuración y predimensionamiento de elementos

La estructuración de la caseta de válvulas define la ubicación y características de los elementos estructurales (losas, vigas, muros, columnas), de tal forma que logre dotar a la estructura de rigidez, además resulte fácil y confiable reproducir el comportamiento real de la estructura.

Para ello se realizará el predimensionamiento inicial para determinar las dimensiones necesarias a las secciones de los elementos estructurales para que tengan una buena respuesta ante solicitaciones por carga de gravedad y sismo.

PARA CARGAS DE GRAVEDAD

Estructuración

Se proyectan muros de concreto armado, se proyecta un vano en el lado que da con el reservorio.

El techo de la estructura consistirá en una losa maciza de concreto armado ubicada entre cada paño definido entre las vigas de borde.

El fondo está constituido por una losa maciza que se apoya sobre el terreno acondicionado por un concreto nivelante.

La cimentación considerada es del tipo corrida a lo largo de la ubicación del muro.

Predimensionamiento

Losas de techo: Para predimensionar el espesor (h) de las losas macizas la Norma E.060 de Concreto Armado menciona que para prescindir de la

verificación de deflexiones, cuando actúan sobrecargas menores a 300 kg/m², se puede utilizar la relación:

$$h \geq \frac{L}{40}$$

Donde:

h: altura de losa.

L: luz libre.

De lo anterior:

$$L=3.83\text{m (luz libre entre muros)}$$

Reemplazando valores:

$$h=0.10 \text{ m}$$

Se asume para el diseño:

$$h=0.15 \text{ m}$$

Vigas: El peralte (h) y ancho (b) mínimo de la viga se obtendrá de las siguientes relaciones:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Vigas continuas} \\ \text{Vigas simplemente apoyada} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h \geq \frac{L}{14} \\ h \geq \frac{L}{12} \end{array} \quad 0.3h \leq b \leq 0.5h$$

Además la base debe ser mayor o igual a 0.25 m para vigas sismorresistentes

Donde:

h: altura de viga.

L: luz libre.

De lo anterior:

$$L=3.45\text{m (luz libre entre columnas del lado mayor)}$$

Reemplazando valores:

$$h=0.29 \text{ m}$$

Se asume para el diseño:

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

La base de la viga se encuentra entre los siguientes valores:

$$0.09 \text{ m} \leq b \leq 0.15 \text{ m}$$

Para el diseño se asume:

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

Columnas: Se predimensiona de tal forma que el esfuerzo axial máximo en la sección de la columna bajo solicitaciones de servicio sea igual o menor a $0.45f_c$, entonces:

$$A \geq \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f_c}$$

Donde:

P_{servicio} : # de pisos x área tributaria x carga unitaria.

f_c : resistencia a la compresión del concreto.

Cálculo del peso contributorio de las columnas representativas:

Columna	Área tributaria	Espesor	Carga Muerta (kg)	Carga Viva (kg)	P_{servicio} (kg)
Cada una	3.26	0.15	1,173.60	489.00	1,662.60

De lo anterior:

Donde $f_c = 245 \text{ kg/cm}^2$

Columna	P_{servicio} (kg)	Área requerida (cm ²)	Área asumida (cm ²)
Cada una	1,662.60	15.08	25x25=625

Para el diseño de cada columna se asume la sección: 0.25 m x 0.25 m

PARA CARGAS DE PRESIÓN

Estructuración

Debido a que posiblemente el contorno de la caseta de válvulas pueda encontrarse en su condición de enterrado o semienterrado, se ha considerado estructurar los elementos de rigidez en la condición de caseta enterrada.

Predimensionamiento

Muros: Para condiciones de presión de tierra, se tiene el siguiente diagrama de presiones:

Figura 4.1: Diagrama de presiones aplicado al muro de la caseta de válvulas.



Fuente: AutoCAD 2009 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

Calculando:

$$F = \frac{\gamma_s \cdot K_a \cdot h^2}{2}$$

$$M = \frac{\gamma_s \cdot K_a \cdot h^3}{6}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

F: empuje lateral producido por el terreno.

M: momento en un ancho tributario unitario.

(considerando base empotrada y el extremo superior libre)

γ_s : peso específico del terreno.

h: altura del fluido en el recipiente.

Reemplazando:

$$\gamma_s = 1500 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 3.3 \text{ m}$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$F = 2,309.07 \text{ kg}$$

$$M = 2,539.98 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 4,317.97 \text{ kg-m}$$

Por el criterio del diseño por el método de resistencia, se calcula el espesor del muro con fines de análisis.

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\omega = \rho \frac{f'_c}{f_y}$$

$$f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantías máxima y mínimas:

El código ACI limita la cuantía máxima del refuerzo en tracción, de manera de asegurar un comportamiento dúctil:

$$\rho_{\text{máx.}} = 0.75 \rho_b$$

Para vigas en zona sísmica, se considera un valor menor:

$$\rho_{\text{máx.}} = 0.50 \rho_b$$

Según el código ACI-318 establece la cuantía mínima:

$$\rho_{\text{min.}} = 0.018$$

Donde:

ρ_b : cuantía balanceada.

ω : coeficiente

$\beta_1 = 0.85$: coeficiente del bloque equivalente de esfuerzos de Whitney

f'_c : resistencia a la compresión.

f_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Reemplazando:

$$\rho_b = 0.025$$

$$\omega = 0.319$$

La ecuación para el cálculo de espesor efectivo condición de falla dúctil:

$$M_u = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega)$$

Donde:

$$\phi = 0.9 \text{ (factor de reducción de resistencia en flexión)}$$

Reemplazando:

$d=8.70$ cm (calculado)

$r=5.00$ cm (recubrimiento)

$e=13.70$ cm (espesor teórico del muro)

Se asume:

$e=25$ cm (espesor del muro)

PARA CARGAS DE SISMO

Estructuración

La caseta de válvulas, corresponde a un solo bloque conformado por muros, columnas, vigas y losas macizas.

El sistema sismorresistente en ambas direcciones es diferente, ya que por un lado está constituido por dos tramos de muro y por el otro está conformado por un tramo de muro de concreto armado.

Predimensionamiento

Muros de corte: Para el predimensionamiento los muros estructurales se asignará a los muros un área de corte (A_c) que sea capaz de asumir la totalidad de la fuerza cortante generada por el sismo, es decir: $\phi V_c > V_u$.

El área de corte se puede estimar de la siguiente manera:

$$A_c \geq \frac{V}{\phi 0.53 \sqrt{f_c}}$$

Para el cálculo de la cortante basal debido a sismo, por simplicidad, se hará uso de la siguiente expresión:

$$V_{est} = \frac{Z.U.C.S}{R} . P$$

Tabla 4.1: Parámetros sísmicos de la caseta de válvulas

Factor de zona:	$Z=0.4g$	(zona 3)
Factor de Uso:	$U=1.5$	(edificación esencial)
Factor de suelo:	$S=1.2$	(intermedio)
Periodo pred. Suelo:	$T_p=0.6$	(intermedio)

Factor de reducción:	R=4.5	(sistema estructural de muros estructurales) R=6x3/4 (irregular)
Coficiente del periodo de vibración: :	C _T =60	(de muros estructurales, Categoría A)

Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, RNE, 2006

Elaboración: Propia

Donde:

$$C=2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5 \text{ y } T = \frac{h}{C_T}$$

Cálculo de vibración fundamental de la estructura:

Factor de amplificación sísmica:

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

Periodo fundamental

$$T = \frac{h_n}{C_T} \rightarrow T = \frac{3.23}{60} \rightarrow T = 0.054$$

Cálculo del factor de amplificación:

$$C=2.5 \left(\frac{0.6}{0.054} \right) \rightarrow C=11.11 \leq 2.5 \rightarrow C=2.5$$

De lo anterior

$$V_{est} = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \rightarrow V_{est} = \frac{0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{4.5} . P \rightarrow V_{est} = 0.40P$$

Cálculo de P (estimado):

Elemento	Cantidad	Longitud	Ancho	Altura	Parcial
Muro lado mayor	2	3.95	0.25	3.20	6.32
Muro lado menor	1	2.80	0.25	3.20	2.24
Vigas de borde	2	3.95	0.25	0.25	0.49
Vigas de borde	2	2.80	0.25	0.25	0.35
Losa de techo	1	3.70	2.80	0.15	1.55
Total (m ³)					10.96

Cálculo del peso por peso propio (P_{pp}):

$$Vol = 10.96 \text{ m}^3 \text{ (volumen de concreto medrado)}$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ (densidad del concreto armado)}$$

$$P_{PP} = \text{Vol.} \cdot \gamma_c \rightarrow P_{PP} = 26,298.6 \text{ kg}$$

Cálculo del peso por sobrecarga ($P_{S/C}$):

$$S/C = 150 \text{ kg/m}^2 \text{ (asumido de la Norma E.020)}$$

$$\text{Área} = 3.95 \text{ m} \times 3.30 \text{ m} \rightarrow \text{Área} = 13.04 \text{ m}^2 \text{ (área del techo)}$$

$$\% \text{Carga Viva} = 50\% \text{ (de la Norma E.030)}$$

$$P_{PP} = S/C \cdot \text{Área} \cdot \% \text{Carga Viva} \rightarrow P_{PP} = 978 \text{ kg}$$

De lo anterior:

$$P = P_{PP} + P_{S/C} \rightarrow P = 27,276.60 \text{ kg}$$

Reemplazando:

$$V_{est} = 0.40P \rightarrow V_{est} = 10,910.64 \text{ kg}$$

$$A_c \geq \frac{V}{0.53 \sqrt{f_c}} \rightarrow A_c \geq 0.1461 \text{ m}^2 \text{ (área de corte solicitada)}$$

Área de corte disponible:

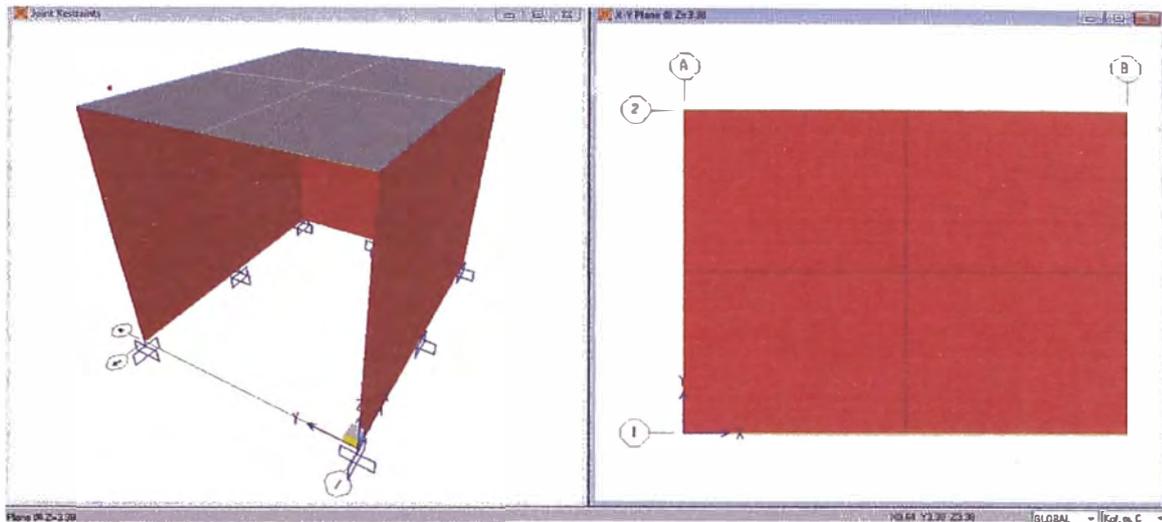
Elemento	Cantidad	Longitud	Ancho	Parcial
Muro (en el eje Y)	1	2.80	0.25	0.70
Total (m ²)				0.70

4.1.2. Análisis estructural de la caseta de válvulas.

Utilizando el programa SAP2000 se desarrolló un modelo tridimensional de la caseta de válvulas donde todos los elementos admiten deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial.

Las vigas y columnas fueron representadas por elementos unidimensionales, mientras que los muros y losas se representan como elementos bidimensionales.

Figura 4.2: Vista en 3D y planta del modelo de la caseta de válvulas



Fuente: AutoCAD 2009 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")
Elaboración: Propia

La estructura es desarrollada mediante un modelo matemático, el análisis permitirá conocer el comportamiento de la estructura bajo solicitaciones sísmicas, verificar si existe irregularidad torsional, verificar que las derivas máximas cumplan lo estipulado en la Norma E.030, además se obtendrán fuerzas internas de los diferentes elementos que conforman el sistema sismorresistente, dichas fuerzas serán consideradas al momento del diseño.

Se realizará el análisis dinámico utilizando el procedimiento de combinación espectral.

Los elementos que representan el muro son del tipo "shell", para las vigas y columnas se utiliza los elementos tipo "frame".

Las condiciones del relleno a lo largo del perímetro es considerada en el modelo.

El planteamiento de análisis:

El análisis corresponde a un criterio asumido a juicio personal, se establece el empleo de vigas de borde y cuatro columnas de embebidas en el muro con la finalidad de mejorar la distribución de los esfuerzos que se generan por las cargas del verticales y horizontales.

MODELO ESTRUCTURAL.

Para el análisis se considera las solicitaciones últimas debidas definidas en el Reglamento de Nacional de Edificaciones (RNE).

COMB1: $1.4CM + 1.7CV$

COMB2: $1.25(CM + CV) + CSX$

COMB3: $1.25(CM + CV) - CSX$

COMB4: $1.25(CM + CV) + CSY$

COMB5: $1.25(CM + CV) - CSY$

COMB6: $0.90CM + CSX$

COMB7: $0.90CM - CSX$

COMB8: $0.90CM + CSY$

COMB9: $0.90CM - CSY$

COMB10: $1.4CM + 1.7CV + 1.7CT$

COMB11: $0.9CM + 1.7CT$

COMB12: $COMB1 + COMB2 + COMB3 + COMB6 + COMB7 + COMB10 + COMB11$

COMB13: $COMB1 + COMB4 + COMB5 + COMB8 + COMB9 + COMB10 + COMB11$

Donde:

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva.

CSX: Carga de sismo en la dirección X.

CSY: Carga de sismo en la dirección Y.

CT: Carga por presión del terreno.

Las características y algunas definiciones del se precisan a continuación:

La base de las columnas y muros se considera restringida, dado que el terreno tiene una capacidad portante de 2 kg/cm^2 .

Las conexiones entre vigas, columnas y muros se considera articulados, se definen los puntos comunes de acuerdo a una discretización asumida.

Los elementos tipo área que conforman el techo del reservorio poseen 3 grados de libertad, dos de los cuales son de traslación horizontal (X-Y) y uno de rotación en el plano horizontal.

Las presiones del terreno se representan en toda la superficie de contacto con una distribución lineal.

Las masas de los elementos son obtenidas directamente por el programa SAP2000, en base al modelo, a partir de las cargas aplicadas y peso propio de los elementos, considerando 100% carga muerta + 50% carga viva.

ANÁLISIS DE MODOS Y FRECUENCIAS.

Utilizando la combinación cuadrática completa (CQC) se obtuvo mediante el programa SAP2000 los diferentes modos y frecuencias, los más representativos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.2: Modos y frecuencias del análisis dinámico de la caseta de válvulas

Output Case	Step Type	Step Num	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	0.034045	0.00%	68.00%	0.00%	68.00%
MODAL	Mode	2	0.025665	0.05%	0.00%	0.05%	68.00%
MODAL	Mode	3	0.022513	0.13%	0.00%	0.18%	68.00%
MODAL	Mode	4	0.018206	0.00%	0.24%	0.18%	68.00%
MODAL	Mode	5	0.017287	0.58%	0.00%	0.77%	68.00%
MODAL	Mode	6	0.016429	4.58%	0.00%	5.35%	68.00%
MODAL	Mode	7	0.016190	0.00%	5.98%	5.35%	74.00%
MODAL	Mode	8	0.014602	74.00%	0.00%	79.00%	74.00%
MODAL	Mode	9	0.012417	4.45%	0.00%	84.00%	74.00%
MODAL	Mode	10	0.011979	0.00%	19.00%	84.00%	93.00%
MODAL	Mode	11	0.006402	0.00%	2.05%	84.00%	95.00%
MODAL	Mode	12	0.005886	0.26%	0.00%	84.00%	95.00%

Fuente: SAP2000 v.12.0.0 (Proyecto "Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná")

Elaboración: Propia

Se puede apreciar claramente los modos de vibración de mayor importancia del reservorio para cada dirección, resaltándose sus respectivos periodos y masas participantes.

REPRESENTACIÓN DE LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS.

Las solicitaciones sísmicas se determinan según lo indicado en la Norma E.030, por espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones, el cual se define como:

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

Donde:

Factor de zona (Z): el reservorio se construirá en la localidad de Lunahuaná, ubicada en la provincia de Cañete (zona sísmica 3), por ende $Z=0.4$.

Factor de uso (U): por tratarse de una edificación esencial $U=1.5$.

Factor del suelo (S): suelo de tipo S2, entonces $S=1.2$, $T_p = 0.6$.

Factor de amplificación sísmica (C): representa el factor de amplificación de la respuesta de la estructura respecto de la aceleración del suelo,

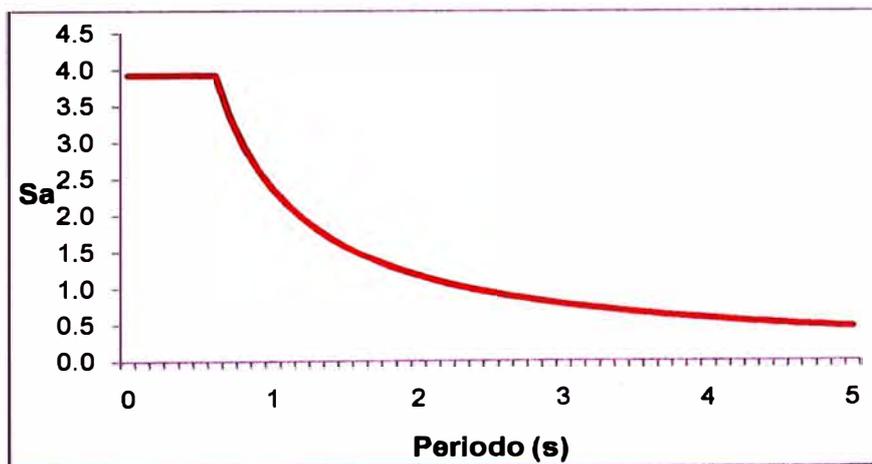
$$C=2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5$$

Coefficiente de reducción sísmica (R): en la dirección “Y” y en la dirección “X” el sistema estructural está conformado por muros, dada las dimensiones de los muros de corte, aparentemente la cortante en la base será tomado por dichos muros de concreto, por ello se asume $R=6$.

La estructura es irregular, por ello se tendrá que afectar el coeficiente de reducción por $3/4$, finalmente $R = 4.5$.

La figura 4.3 muestra el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones usado en el análisis.

Figura 4.3: Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones de la caseta de válvulas



Fuente: Microsoft Office (Proyecto “Mejoramiento del Sistema de Agua Potable anexos Uchupampa y Condoray-Lunahuaná”)
Elaboración: Propia

RESULTADOS DEL ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.

Control de desplazamiento lateral:

Los desplazamientos laterales que nos proporciona el programa son calculados en base a las sollicitaciones sísmicas reducidas, por ende se debe multiplicar

dicho desplazamiento lateral elástico por 0.75R para obtener los desplazamientos laterales inelásticos, que serían los desplazamientos esperados ante un sismo no reducido.

Story	Load	U _x	U _y	R=4.5	R=4.5
				D _x (0.75R*U _x)	D _y (0.75R*U _y)
Piso 1	COMB13	0.0158		0.05	
Piso 1	COMB13		0.0374		0.13
Desplazamiento máximo (cm)				0.05	0.13

Story	Load	R _x	R _y	R=4.5	R=4.5	Menor a 0.007
				R _x (0.75R*R _x)	R _y (0.75R*R _y)	
Piso 1	COMB13	0.000272		0.0009		Ok
Piso 1	COMB13		0.000106		0.0004	Ok
Desplazamiento máximo				0.0009	0.0004	Ok

Control de giro en planta:

La norma señala que será necesario realizar el análisis torsional en estructuras donde el desplazamiento promedio de algún entrepiso sea mayor al 50% del desplazamiento máximo permisible.

$$\Delta_{prom.} > \frac{1}{2} \Delta_{permisible}$$

$$\Delta_{prom.} = \frac{1}{2} (\Delta_{max.} + \Delta_{min.})$$

$$\Delta_{permisible} = (h_{entrepiso}) \cdot (e_{deriva\ máxima})$$

$$\Delta_{permisible} = 3.45 \times 0.007 = 0.0242$$

Story	Load	Δ _{prom}	Δ _{permisible}	Δ _{prom} / Δ _{perm}
		(m)	(m)	Irregular si > 0.5
Piso 1	COMB13	0.000272	0.0242	0.011
Piso 1	COMB13	0.000106	0.0242	0.004
Desplazamiento máximo (cm)				0.011

Cortante en la base:

La fuerza cortante basal para cada dirección obtenida mediante el análisis estático es:

De los cálculos anteriores:

$$V_{est}=0.40P \rightarrow V_{est}=10,910.64 \text{ kg}$$

Cortante para cada muro:

$$F=0.5V_{est}=5,455.32 \text{ kg (para cada muro del eje X)}$$

$$F=1.0V_{est}=10,910.64 \text{ kg (para el muro ubicado en el eje Y)}$$

JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030 indica que debe existir una distancia libre entre estructuras vecinas para evitar el contacto entre ellas. Dicha distancia libre será:

$$S \geq 3 \text{ cm}$$

$S \geq 2/3$ cm de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.

$$S = 3 + 0.004(h-500), \text{ Donde: } h \text{ es la altura del edificio; } h \text{ y } S \text{ en cm}$$

Una edificación debe tener un retiro del límite de propiedad de por lo menos $2/3$ del desplazamiento máximo del edificio o $S/2$.

Junta sísmica:

- $\frac{2}{3} D_{XX} = \frac{2}{3} (0.05) = 0.03 \text{ cm.}$
- $\frac{2}{3} D_{YY} = \frac{2}{3} (0.13) = 0.09 \text{ cm}$
- $0.5(3 + 0.004(345-500)) = 1.19 \text{ cm}$

Finalmente se usa una junta de 2 cm en ambas direcciones.

4.1.3. Diseño de elementos.

La metodología empleada es el diseño por resistencia, el cual busca que la resistencia última de un elemento sometido a flexión, compresión, o corte sea mayor o igual a la fuerza última que se obtiene mediante las combinaciones de cargas amplificadas, lo cual se resumen en la siguiente fórmula:

$$\phi R_n \geq \alpha C_i$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia, menor que la unidad.

R_n : Resistencia nominal.

α : Factor de carga o de amplificación.

C_i : Efecto de las cargas de servicio.

Los factores de reducción de resistencia están indicados en la tabla 3.6.

a) Diseño de muros.

El cálculo del espesor del muro considera una base fija y borde libre, a pesar de que realmente existen elementos que complementan la configuración de la estructura los cuales aportan cierta rigidez al muro.

La condición final de la caseta de válvulas es de enterrada a semienterrada, para lo cual se evaluará en la condición más desfavorable.

Las condiciones del terreno y los cálculos se muestran a continuación:

Sección transversal del elemento

b= 100 cm

h=25 cm

r=5 cm

Refuerzo vertical.

Momento máximo para el estado de carga:

		Terreno
COMB.	Descripción	M22 (kg-m)
Comb13	Presión del terreno	2,356.74

Momento último y área del refuerzo:

Cálculo del refuerzo vertical:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	A_s (cm ²)	a
2,356.74	3.36	0.68

Refuerzo mínimo:

$$A_s (\text{min}) = \rho b d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$A_s (\text{cm}^2)$	3.60
---------------------------------------	-------------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

\emptyset (in)	s (m)
3/8	0.40

Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.25$ doble capa

Refuerzo horizontal.

Momento máximo para el estado de carga:

		Terreno
COMB.	Descripción	M11 (kg-m)
Comb13	Presión del terreno	1,443.51

Momento último y área del refuerzo de la cara húmeda:

Cálculo del refuerzo vertical:

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	A_s (cm²)	a
1,447.32	2.04	0.41

Refuerzo mínimo:

$$A_s (\text{min}) = \rho b d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$A_s (\text{cm}^2)$	3.60
---------------------------------------	-------------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	s (m)
3/8	0.40

Usar: $\phi 3/8'' @ 0.25$ doble capa

Verificación por esfuerzo cortante:

Descripción	V (kg)	V_u (kg)	V_n (kg)
Presión del terreno	4,012.25	3,925.42	5,233.89

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{V_u}{0.75}$$

Pero:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d = 0.53 \sqrt{245} \times 100 \times 20 = 16,591.62 \text{ kg}$$

Finalmente:

$$V_c > V_n, \dots \text{ok}$$

b) Diseño de losa superior para techo.

Materiales:

$$f_c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Sección transversal del elemento

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

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

Refuerzo para la losa.

Momentos máximos para los diferentes estados de carga:

COMB.	Descripción	Positivo	Negativo
		+Mto (kg-m)	-Mto (kg-m)
Comb12	Centro de losa	+493.55	-
Comb13	Perimetro	-	-574.93

Cálculo del refuerzo negativo (superior):

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm ²)	a
-574.93	Perímetro	1.64	0.33

Refuerzo mínimo:

$$A_{s(\min)} = \rho b d$$

$$A_{s(\min)} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s(\min)} = 0.0018 \times 100 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2$$

A_s (cm ²)	1.64
--------------------------	------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	s (m)
3/8	0.40

Usar: $\phi 3/8'' @ 0.25$ en cada dirección

Longitud de bastón: paralelo al eje X: 0.70m

Paralelo al eje Y: 0.60m

Cálculo del refuerzo positivo (inferior):

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm ²)	a
493.55	Centro de losa	1.40	0.28

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	s (m)
3/8	0.40

Usar: $\varnothing 3/8'' @ 0.25$ en cada dirección

c) Diseño de vigas de borde.

Materiales:

$$f_c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Sección transversal del elemento

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

Refuerzo para vigas.

Momentos máximos para los diferentes estados de carga:

COMB.	Descripción	Positivo	Negativo
		+Mto (kg-m)	-Mto (kg-m)
Comb13	Adyacente al reservorio	+440.17	-584.52
Comb13	Los restantes	+48.37	-89.24

Cálculo del refuerzo negativo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm ²)	a
-584.52	Adyacente al reservorio	0.66	0.13

Refuerzo mínimo:

$$A_s (\text{min}) = \rho b d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_s (\text{min}) = 0.0018 \times 30 \times 35 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{min}) / 2 = 0.56 \text{ cm}^2$$

A_s (cm²)	0.66
--	------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	Und.
1/2	2

Usar: 2 ϕ 1/2" superior.

Cálculo del refuerzo positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

M_u (kg-m)	Descripción	A_s (cm²)	a
+440.17	Los restantes	0.49	0.10

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

ϕ (in)	Und.
1/2	2

Usar: 2 ϕ 1/2" inferior.

Refuerzo por esfuerzo cortante.

Fuerza cortante máxima para los diferentes estados de carga:

COMB.	Descripción	Positivo	Negativo
		+V (kg)	-V (kg)
Comb13	Adyacente al reservorio	+672.4	-672.4
Comb13	Las restantes	+247.23	-247.23

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{672.4}{0.75} \rightarrow V_n \geq 896.53 \text{ Kg}$$

Pero:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d = 0.5 \sqrt{245} \times 25 \times 30 = 5,184.88 \text{ kg}$$

Finalmente:

$$V_c > V_n, \text{ se necesita refuerzo mínimo.}$$

Usar: estribos de $\phi 3/8''$ cada 0.25m.

d) Diseño de columna contenida en el muro.

Materiales:

$$f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo longitudinal.

Momento y carga axial máximo para el estados de carga última:

COMB.	Descripción	M _u (kg-m)	P _u (kg)
Comb13	Columnas cercanas al muro	503.95	1,890.27
Comb13	Restantes	23.19	1,964.32

Siendo:

$$A_g = bh = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

Luego A_s:

Descripción	A _s (cm ²)
Columnas cercanas al muro	6.25
Restantes	6.25

Refuerzo mínimo:

$$A_{s(\text{min})} = \rho b d$$

$$A_{s(\text{min})} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s(\text{min})} = 0.0018 \times 25 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

A _s (cm ²)	10.80
-----------------------------------	-------

Diámetro y espaciamiento del acero de refuerzo:

Ø (in)	Und.
5/8	4

Usar: 4ø5/8"

Refuerzo por esfuerzo cortante

COMB.	Descripción	V _u (kg-m)
Comb13	Columnas cercanas al muro	558.3
Comb13	Restantes	18.95

Del código ACI:

El refuerzo que se necesitara tendrá que resistir:

$$V_s = V_n - V_c$$

Donde:

V_c: Cortante por resistencia del concreto

V_s: Cortante por acero de refuerzo transversal

V_n: Cortante nominal

Además

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

De la sección:

$$d = 25 - 2.54 \times 5/8 - 5 = 18.41 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \rightarrow V_c = 0.53 \times \sqrt{245} \times 25 \times 18.41 \rightarrow V_c = 3,818.66 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \text{ y } \phi = 0.75$$

$$V_n = \frac{558.3}{0.75} \rightarrow V_n = 744.4 \text{ kg}$$

Como el $V_c > V_n$, usaremos refuerzo mínimo transversal indicado en la norma E.030.

e) Diseño de cimentación.

Zapata perimetral

Datos:

$$b = 3.95 \text{ m (lado mayor)}$$

$$h_m = 3.45 \text{ m (altura de la caseta de válvulas)}$$

$h_1=0.15\text{m}$ (altura de losa de techo)

$h_z=0.75\text{m}$ (altura de la zapata)

$t=0.25\text{m}$ (ancho de muro)

$L=0.60\text{m}$ (ancho de la zapata)

$\gamma_c=2,400\text{ kg/m}^3$ (peso específico del concreto)

$S/C=150\text{ kg/m}^2$ (carga viva sobre el techo del reservorio)

$\sigma_t=20,000\text{ kg/m}^2$ (esfuerzo admisible del terreno)

Para lo cual, el ancho del cimiento esta dado por:

$$B = \frac{P_{\text{servicio}}}{100\sigma_t}$$

Metrado de P_{servicio} :

Elemento	Cantidad	Longitud	Ancho	Altura	Parcial
Muro	1	1.00	0.25	3.30	0.83
Losa de techo	1	1.00	1.98	0.15	0.30
Total (m ³)					1.12

Cálculo del peso por peso propio (P_{PP}):

$\text{Vol}=1.12\text{ m}^3$ (volumen de concreto metrado)

$\gamma_c=2400\text{ kg/m}^3$ (densidad del concreto armado)

$P_{PP}=\text{Vol}.\gamma_c \rightarrow P_{PP}=2,692.8\text{ kg}$

Cálculo del peso por sobrecarga ($P_{S/C}$):

$S/C=150\text{ kg/m}^2$ (asumido de la Norma E.020)

$\text{Área}=1.00\text{ m} \times 1.98\text{ m} \rightarrow \text{Área}=1.98\text{ m}^2$ (área del techo)

$\%_{\text{Carga Viva}}=50\%$ (de la Norma E.030)

$P_{PP}=S/C.\text{Área}.\%_{\text{Carga Viva}} \rightarrow P_{PP}=148.5\text{ kg}$

De lo anterior:

$P=P_{PP}+P_{S/C} \rightarrow P=2,841.80\text{ kg}$

Luego:

$$B = \frac{P_{\text{servicio}}}{100\sigma_t} = \frac{2,841.8\text{ kg}}{100 \times 20\text{ kg/cm}^2} \rightarrow B=14.21\text{ cm}$$

Se asume: $B=060$ m

Altura de la zapata:

Se asume $h=0.75$ m (según la norma $h_z \geq 0.50$ m)

Diseño de la base:

Por cargas por servicio:

Metrado de cargas muertas:

Techo:

$$\frac{b}{2} \cdot h_l \cdot \gamma_c \rightarrow 712.8 \text{ kg/m}$$

Muro:

$$(h_m - h_t) \cdot t \cdot \gamma_c \rightarrow 1,980 \text{ kg/m}$$

Zapata:

$$h_z \cdot L \cdot \gamma_c \rightarrow 1,697.76 \text{ kg/m}$$

Total 4,390.56 kg/m

Metrado de cargas vivas:

Techo:

$$S/C \cdot \frac{b}{2} \rightarrow 297 \text{ kg/m}$$

Total 297 kg/m

Carga de servicio:

$$P = P_D + P_L = 4,390.56 + 297 = 4,687.56 \text{ kg/m}$$

$$M = M_D + M_L = 1,294.15 \text{ kg-m}$$

Esfuerzo en el terreno (σ):

$$\sigma = \frac{R}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L} \right)$$

R= Resultante de las cargas actuantes y la ubicación de la resultante.

e= Excentricidad.

L= Longitud de la zapata

Determinación de la resultante (R):

$$R=P \rightarrow R=4,687.56 \text{ kg/m}$$

Excentricidad (e):

$$e = \frac{L}{2} - \bar{X}$$

Núcleo Central:

$$\frac{1}{3}L \leq \bar{X} \leq \frac{2}{3}L \rightarrow 0.90 \leq \bar{X} \leq 1.80$$

El momento en un extremo es:

$$R \cdot \bar{X} = P_t \cdot d_1 + P_m \cdot d_2 + P_z \cdot d_3 - M$$

Calculando se tiene:

$$\bar{X} = 0.31 \text{ m (conforme a la ubicación del núcleo central)}$$

$$e = -0.01 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right) = 6,966.52 \text{ kg/m}^2 \leq 20,000 \text{ kg/m}^2 \dots \text{Ok}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L} \right) = -8,658.68 \text{ kg/m}^2 \leq 20,000 \text{ kg/m}^2 \dots \text{Ok}$$

Por cargas de diseño:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$R_u = 1.4 \times 4,390.56 + 1.7 \times 297 = 6,651.68 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 2,356.74 \text{ kg-m}$$

Excentricidad (e):

$$e = \frac{L}{2} - \bar{X}_u$$

Núcleo Central:

$$\frac{1}{3}L \leq \bar{X}_u \leq \frac{2}{3}L \rightarrow 0.90 \leq \bar{X}_u \leq 1.80$$

El momento en un extremo es:

$$R_u \cdot \bar{X}_u = P_{t_u} \cdot d_1 + P_{m_u} \cdot d_2 + P_{z_u} \cdot d_3 - M_u$$

Calculando se tiene:

$$\bar{X}_u = 0.36 \text{ m (conforme a la ubicación del núcleo central)}$$

$$e = -0.06 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R_u}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right) = 4,827.83 \text{ kg/m}^2 \leq 20,000 \text{ kg/m}^2 \dots \text{Ok}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R_u}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L} \right) = 17,344.45 \text{ kg/m}^2 \leq 20,000 \text{ kg/m}^2 \dots \text{Ok}$$

CONCLUSIONES

Del reservorio:

Estructuración y Predimensionamiento:

- La estructuración y predimensionamiento se realizó siguiendo los criterios del análisis estructural y diseño de Concreto Armado, logrando un control adecuado de deflexiones y un armado sin congestión, confirmando de esta forma que los criterios empleados fueron correctos.
- En las direcciones X e Y del sistema estructural está conformado netamente por muros, los cuales toman prácticamente la totalidad de la fuerza sísmica.

Modelo y análisis:

- Los valores de deriva obtenidos fueron de 0.0688 cm para las direcciones paralelas al eje (X) y eje (Y) a la fachada respectivamente, por lo tanto se cumple con la exigencia de la Norma E.030. El desplazamiento máximo calculado en la parte superior de la estructura fue de 0.31 cm en las direcciones "X" e "Y", por lo tanto los valores de la deriva como el del desplazamiento máximo indican que se logró un reservorio con buena rigidez.

Diseño en Concreto Armado:

- Ambos diseños realizados para el reservorio, indicaron considerables diferencias en las dimensiones finales de cada elemento que constituye el reservorio, esto se debe a las características propias de cada método, en este caso el método de diseño por esfuerzos admisibles es muy conservador con respecto al método de diseño por resistencia.
- Para el diseño de los muros las cargas de empuje lateral gobernaron el diseño, debido a esto se ha tomado mayor énfasis el confinamiento de dicho elemento mediante columnas que facilitaron la transferencia de cargas de la losa armada del techo hacia la cimentación.
- El refuerzo mínimo tomado para todos los elementos fue suficiente para cumplir con los requisitos de ductilidad solicitado para el diseño por resistencia y las consideraciones del código ACI 350.
- El diseño de la cimentación fue desarrollado con una zapata aislada y una cimentación corrida, ya que resultaba conveniente y práctico debido a las características del terreno.

De la caseta de válvulas:

Estructuración y Predimensionamiento:

- La estructuración y predimensionamiento se realizó siguiendo los criterios del análisis estructural y diseño de Concreto Armado, logrando un control adecuado de deflexiones y un armado sin congestión, confirmando de esta forma que los criterios empleados fueron correctos.
- En las direcciones X e Y del sistema estructural está conformado netamente por muros, los cuales toman prácticamente la totalidad de la fuerza sísmica

Modelo y análisis:

- Los valores de deriva obtenidos fueron de 0.0158 cm para la dirección paralela al eje (X) y 0.0374 cm para la dirección paralela al eje (Y) a la fachada respectivamente, por lo tanto se cumple con la exigencia de la Norma E.030. El desplazamiento máximo calculado en la parte superior de la estructura fue de 0.05 cm en la dirección "X" y 0.13 cm en la dirección "Y", por lo tanto los valores de la deriva como el del desplazamiento máximo indican que se logró una caseta con buena rigidez.

Diseño en Concreto Armado:

- Para el diseño de los muros las cargas de empuje lateral gobernaron el diseño, debido a esto se ha tomado mayor énfasis el confinamiento de dicho elemento mediante columnas que facilitaron la transferencia de cargas de la losa armada del techo
- El refuerzo mínimo tomado para todos los elementos fue suficiente para cumplir con los requisitos de ductilidad solicitado para el diseño por resistencia y las consideraciones del código ACI 318.
- En el diseño de cimentaciones se utilizaron una serie de cimentaciones corridas, pues resultaba conveniente y práctico debido a las características del terreno.

RECOMENDACIONES

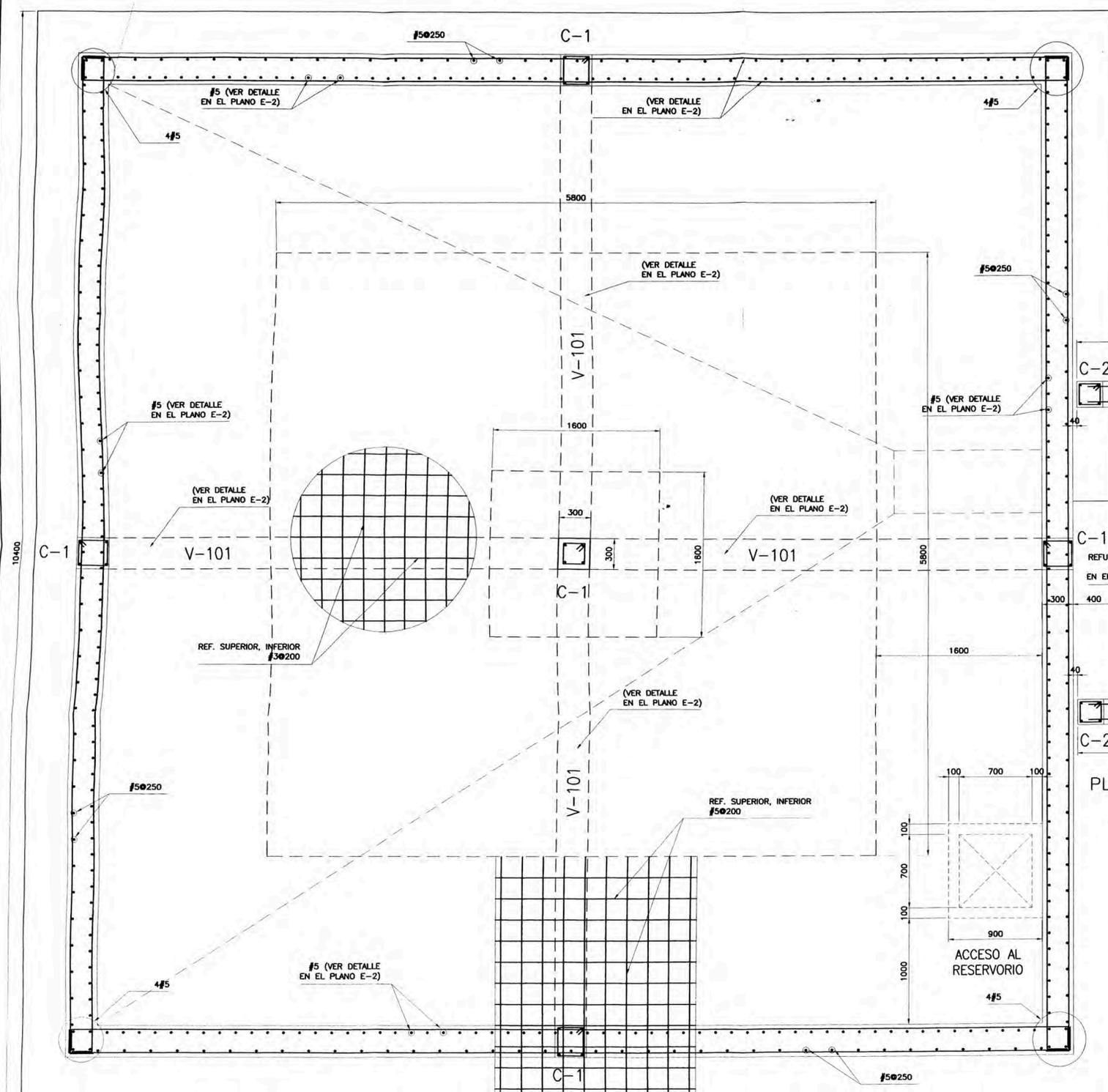
- Debido a que el diseño del reservorio considera el caso más desfavorable (condición de enterrado), el relleno a colocarse adyacente a las estructuras (reservorio y caseta) no debe sobrepasar el nivel superior de la estructura
- Debe considerarse durante el proceso constructivo las técnicas suficientes para colocar adecuadamente los elementos: waterstop, que van embebidos dentro de cada junta de construcción especificada.
- Las especificaciones técnicas del reservorio indican las características de impermeabilización, para lo cual todo elemento estructural expuesto a constante contacto con el agua debe ser impermeabilizado adecuadamente.

BIBLIOGRAFIA

- American Concrete Institute, ACI 350-01 “Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures”, Farmington Hills, 2001.
- American Concrete Institute, ACI 318-02 “Building Code for Structural Concrete”, Farmington Hills, 2001.
- Organización Panamericana de la Salud – Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente CEPIS/OPS “Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados”, Lima, 2004.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.020, Norma E.030, Norma E.060 y Norma E.070), Lima, 2006.
- Teodoro E. Hamsen, “Diseño de estructuras de concreto armado”-Cuarta Edición, Lima, 2005.
- Timoshenko, “Teoría de placas y láminas”, Madrid, 1975.

ANEXOS

A. PLANOS DE CONSTRUCCIÓN DEL RESERVORIO Y DE LA CASETA DE VÁLVULAS.



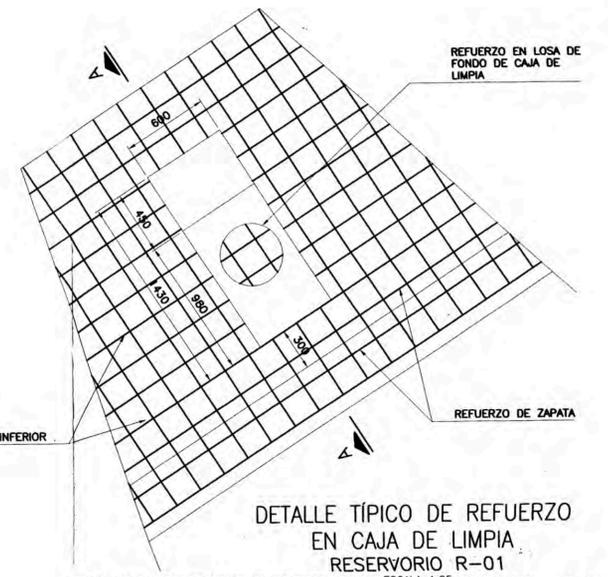
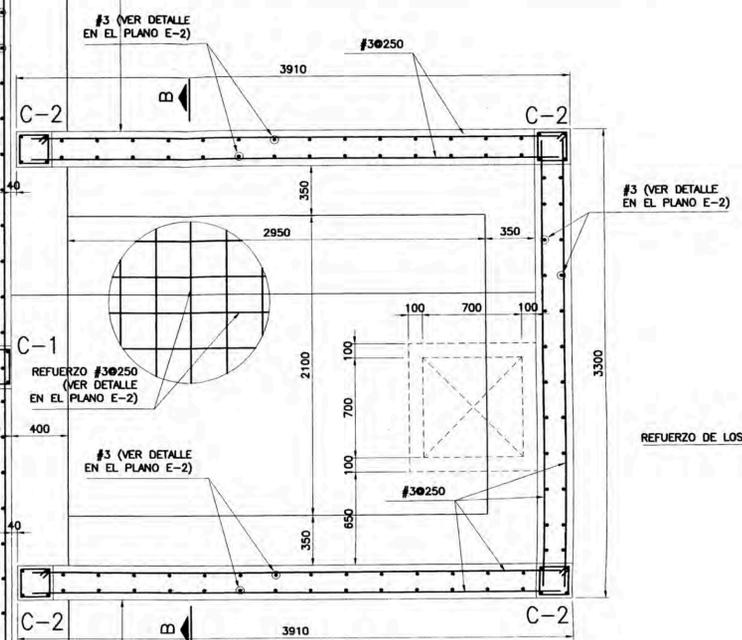
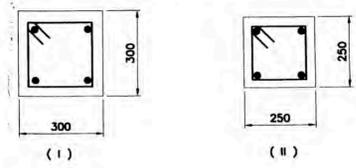
TRASLAPES Y EMPALMES				ESTRIBOS	
#	LOSAS VIGAS	COLUM. (cm)	LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS	
6 mm	300				
#3	400	300			
#4	500	400			
#5	650	550			
#6	800	700			
#8	1100	1000			

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUEZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LA LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APoyo.

LOS EMPALMES L SE UBICARÁN EN EL TERCIO CENTRAL. NO SE EMPALMARÁN MÁS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCIÓN.

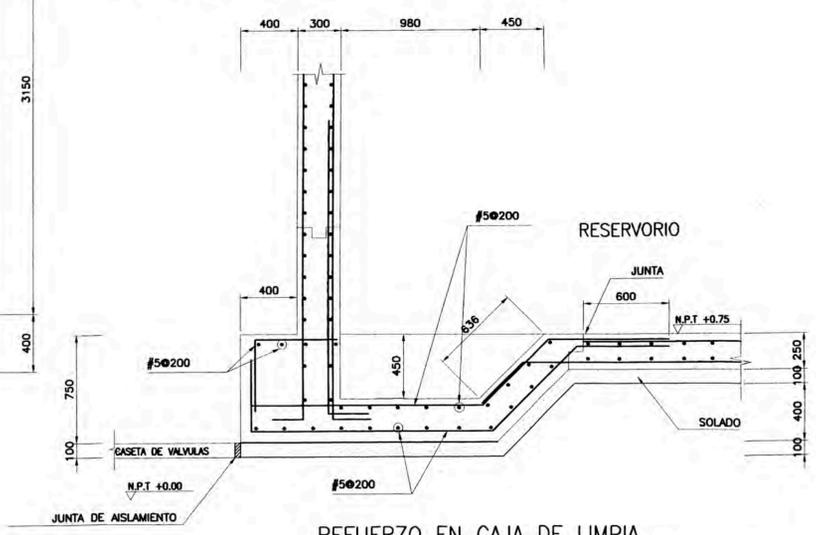
Ø	L	R mín.
6 mm	100	15
#3	150	20

CUADRO DE COLUMNAS		
COLUMNA	C-1	C-2
PISO	300x300 4x3/4"	250x250 4x5/8"
1° PISO	Ø1 #3Ø50+ 4#3Ø100+ RESTO #5Ø250 (1)	Ø1 #3Ø250 (1)



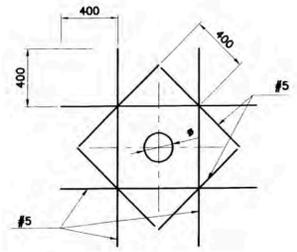
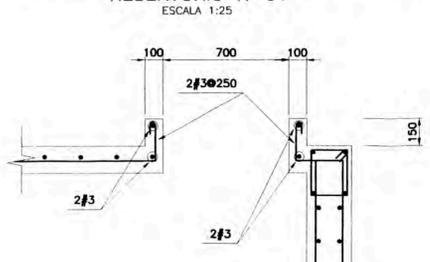
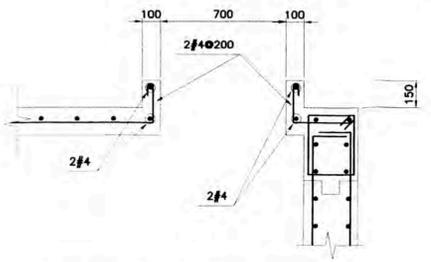
PLANTA DE CIMENTACIÓN ARMADA Y LOSAS CASETA DE VÁLVULAS

ESCALA 1:25



PLANTA DE CIMENTACIÓN ARMADA Y LOSAS RESERVOIRIO R-01

ESCALA 1:25



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

MATERIALES:
 ACERO EN GENERAL ASTM A-615 GRADO 60 4200 Kg /cm²
 CEMENTO PORTLAND TIPO I EN GENERAL

CONCRETO:

	RESERVOIRIO	CASETA
- SOLADO	f'c=100 Kg/cm ²	f'c=100 Kg/cm ²
- ZAPATAS Y LOSA INF.	f'c=280 Kg/cm ²	f'c=245 Kg/cm ²
- MUROS Y COLUMNA	f'c=280 Kg/cm ²	f'c=245 Kg/cm ²
- LOSA SUP. Y VIGAS	f'c=280 Kg/cm ²	f'c=245 Kg/cm ²

LIMITAR LA RELACION AGUA CEMENTO 0.45 PARA TODOS ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN, MUROS Y COLUMNAS.

PRESIÓN ADMISIBLE DEL TERRENO $\sigma_t = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS:

ZAPATAS	=7.5 cm.
MURO CARA SECA	=4.0 cm.
MURO CARA HÚMEDA	=5.0 cm.
COLUMNA	=5.0 cm.
LOSA DE FONDO	=5.0 cm.
LOSA SUPERIOR Y VIGAS	=5.0 cm.

SOBRECARGA: TECHO DEL RESERVOIRIO 150 Kg/m²

VACIADO DEL CONCRETO:
 LA MÁXIMA ALTURA PARA EL VACIADO DEL CONCRETO PARA LOS MUROS SERÁ DE 1.8m POR ETAPA, SIEMPRE Y CUANDO SE GARANTICE QUE EL SUMINISTRO DE CONCRETO SEA CONTINUO, PARA EVITAR JUNTAS FRÍAS NO PREVISTAS.

REVESTIMIENTOS PARA SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA:
 TODAS LAS SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA, INCLUIDO LA SUPERFICIE INTERIOR DE TECHO SERÁN REVESTIDAS CON ADITIVO IMPERMEABILIZANTE (APROBADO POR EL SUPERVISOR) EN DOS CAPAS.

NOTAS:

- LA PROPORCIÓN Y MÉTODO DE APLICACIÓN DE LOS ADITIVOS SERÁ DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.
- RECOMIENDA TENER CUIDADO DE CONTROLAR EN LO POSIBLE CUALQUIER FILTRACIÓN DE AGUA QUE ALTERE EL EQUILIBRIO POTENCIAL DEL SUELO.
- LAS DIMENSIONES ESTÁN INDICADAS EN MILÍMETROS, SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO.

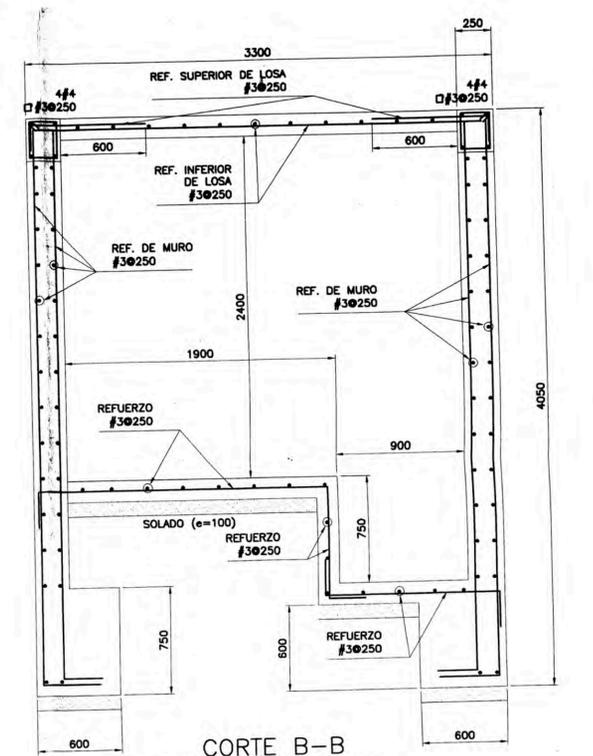
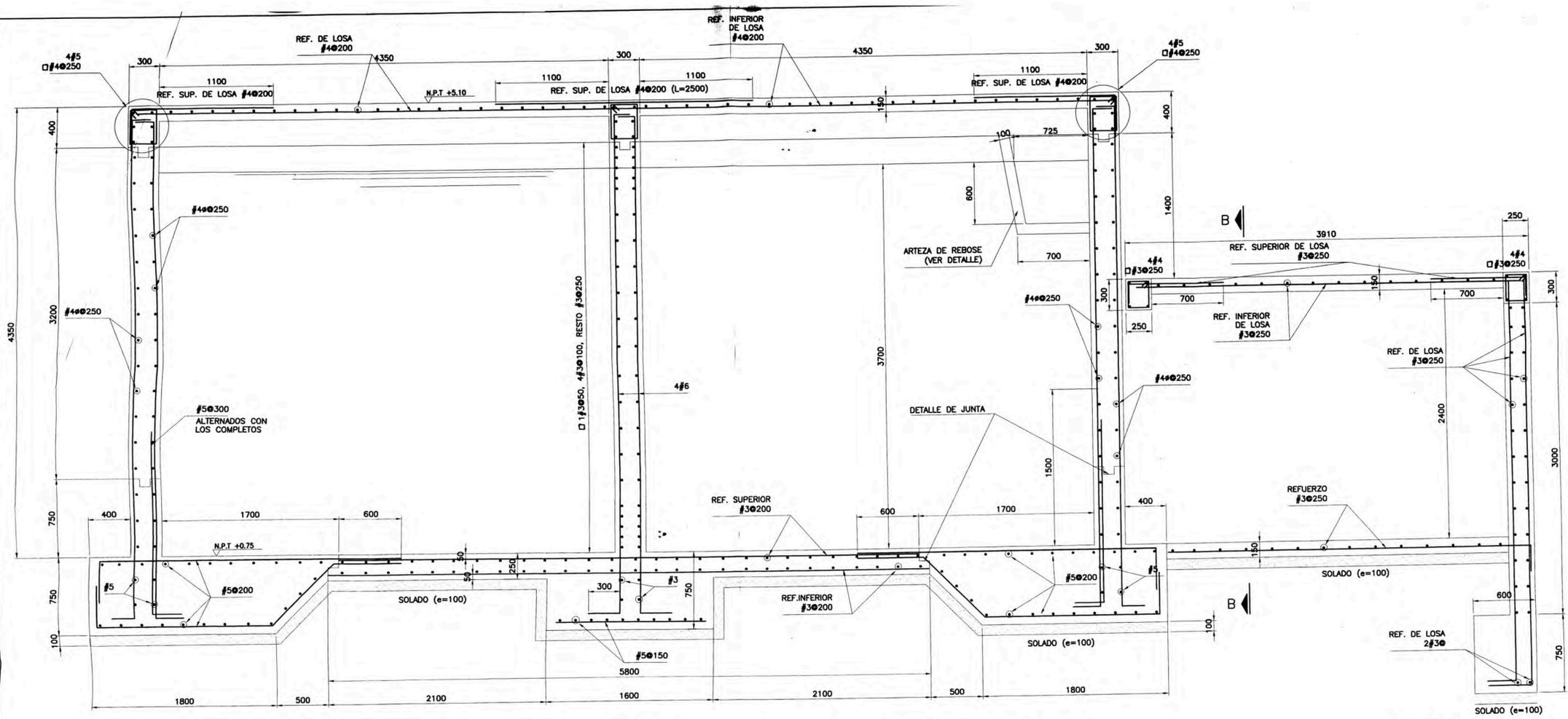
PARÁMETROS SISMO-RESISTENTES

PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA 0		DESPLAZAMIENTO MÁXIMO	
ESPECTRO DE DISEÑO:		(X)	(Y)
-FACTOR DE ZONA (ZONA 3):	Z=0.40	0.5 cm.	0.5 cm.
-FACTOR DE SUELO (TIPO S2):	S=1.2		
-FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C):	U=1.5		
-FACTOR DE REDUCCION (RESERVOIRIO):	R=6		
-FACTOR DE REDUCCION (CASETA):	R=4.5		

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PLANO: ESTRUCTURAS - PLANTA Y DETALLES

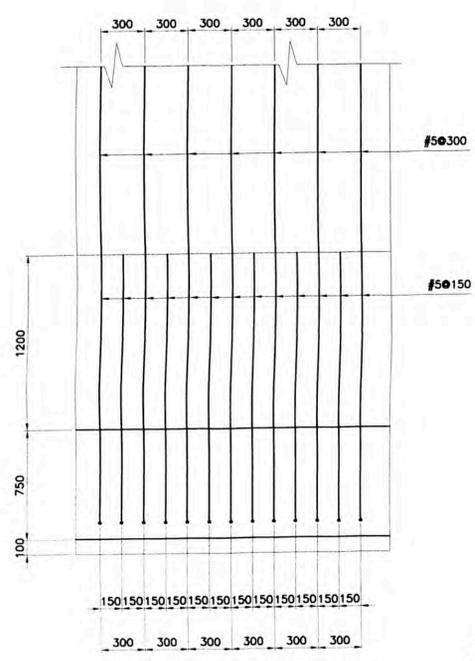
UBICACIÓN: ANEXOS DE UCCHU PAMPA Y CONDORAY	PROYECTO: MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE ANEXOS UCCHU PAMPA Y CONDORAY-LUNAHUANA-RESERVOIRIO-DISTRIBUCIÓN	ELABORADO: J.J.B.C.	FECHA: ENERO 11	ESC.: INDICADA	LÁMINA: E-01
DISTRITO: LUNAHUANA	REVISADO:	APROBADO:	REVISIÓN:		
CÁMBITE: DEPARTAMENTO LIMA					



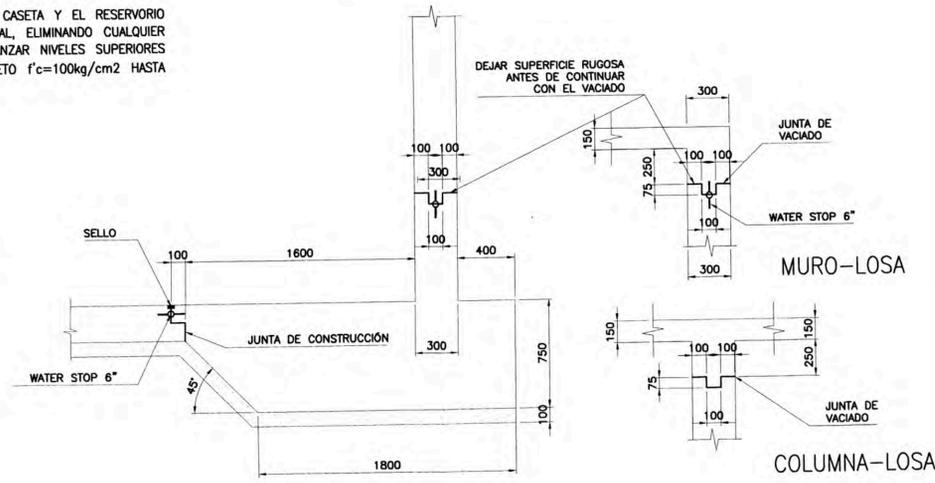
CORTE B-B
CASETA DE VÁLVULAS
ESCALA 1:25

REFUERZO EN CIMENTACION, LOSAS Y MUROS DE RESERVORIO Y CASETA DE VÁLVULAS
RESERVORIO R-01
ESCALA 1:25

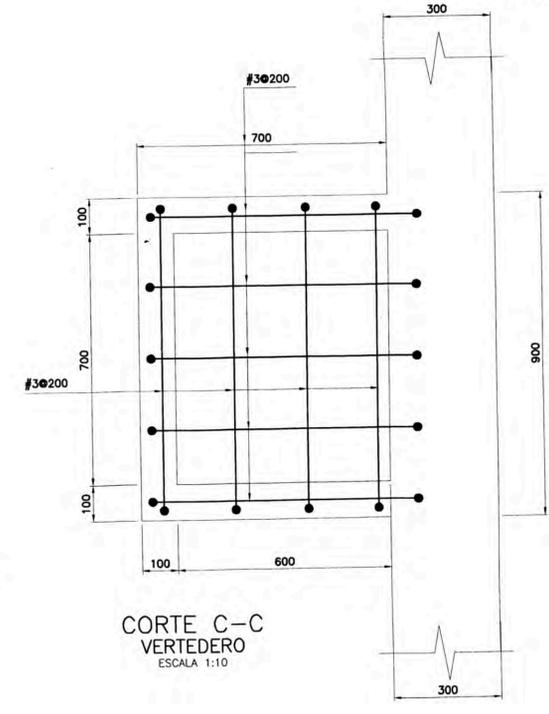
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION:
LOS NIVELES DE FONDO DE CIMENTACION DE LA CASETA Y EL RESERVORIO ESTAN REFERIDOS A PARTIR DEL TERRENO NATURAL, ELIMINANDO CUALQUIER MATERIAL DE RELLENO, SI FUERA NECESARIO ALCANZAR NIVELES SUPERIORES DEBERA UTILIZARSE FALSAS ZAPATAS CON CONCRETO $f_c=100\text{kg/cm}^2$ HASTA ALCANZAR EL NIVEL DESEADO.



DETALLE DE REFUERZO
(CARA HUMEDA)
MURO DEL RESERVORIO
ESCALA 1:25



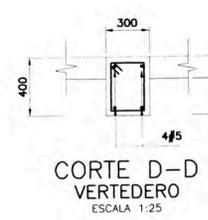
DETALLE TIPICO
JUNTAS DE CONSTRUCCION
ESCALA 1:25



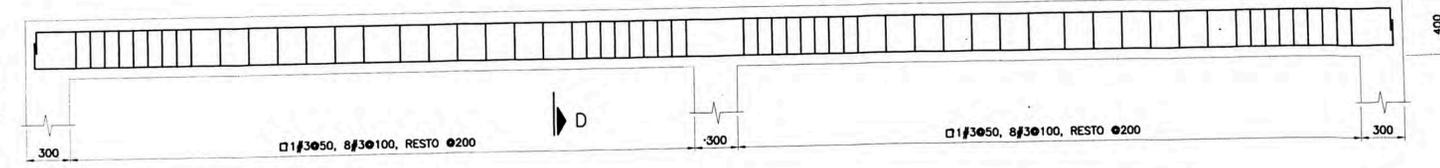
CORTE C-C
VERTEDERO
ESCALA 1:10



DETALLE DE REFUERZO EN ENCUENTRO
MURO, LOSA Y VERTEDERO
ESCALA 1:10



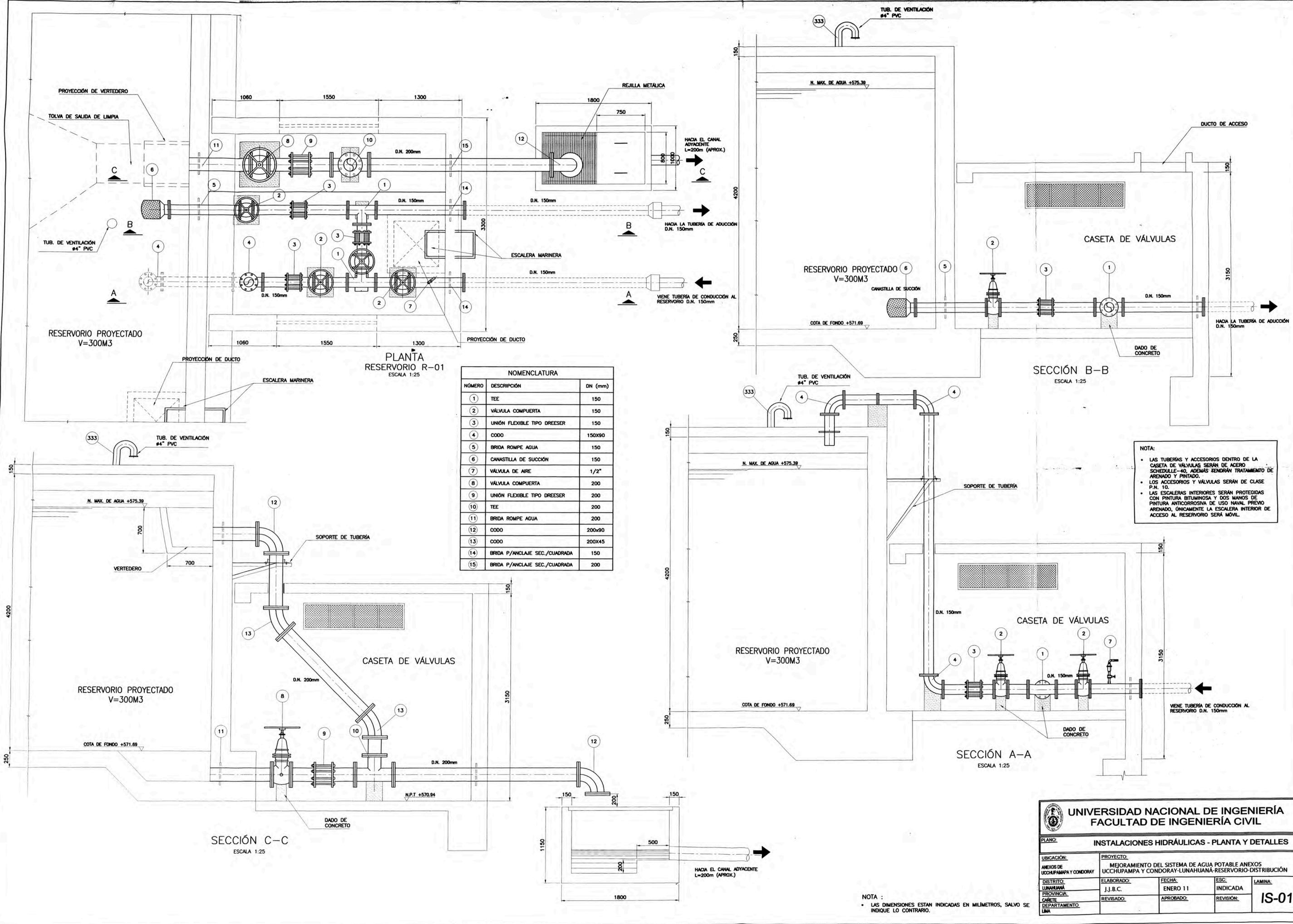
CORTE D-D
VERTEDERO
ESCALA 1:25



V-101 (300x400)
ESCALA 1:25

NOTA :
LAS DIMENSIONES ESTAN INDICADAS EN MILIMETROS, SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL					
PLANO: ESTRUCTURAS - SECCIONES Y DETALLES					
UBICACION: ANEXOS DE UCHUPAMPAPA Y CONDORAY		PROYECTO: MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE ANEXOS UCHUPAMPAPA Y CONDORAY-LUNAHUANA-RESERVORIO-DISTRIBUCION			
DISTRITO: LUNAHUANA	ELABORADO: J.J.B.C.	FECHA: ENERO 11	ESC. INDICADA	LAMINA: E-02	
PROVINCIA: CABETE	REVISADO:	APROBADO:	REVISION:		
DEPARTAMENTO: LIMA					



PLANTA RESERVOIR R-01
ESCALA 1:25

NOMENCLATURA		
NÚMERO	DESCRIPCIÓN	DN (mm)
1	TEE	150
2	VÁLVULA COMPUERTA	150
3	UNIÓN FLEXIBLE TIPO DREESER	150
4	CODO	150X90
5	BRIDA ROMPE AGUA	150
6	CANASTILLA DE SUCCIÓN	150
7	VÁLVULA DE AIRE	1/2"
8	VÁLVULA COMPUERTA	200
9	UNIÓN FLEXIBLE TIPO DREESER	200
10	TEE	200
11	BRIDA ROMPE AGUA	200
12	CODO	200x90
13	CODO	200X45
14	BRIDA P/ANCLAJE SEC./CUADRADA	150
15	BRIDA P/ANCLAJE SEC./CUADRADA	200

NOTA:

- LAS TUBERÍAS Y ACCESORIOS DENTRO DE LA CASETA DE VÁLVULAS SERÁN DE ACERO SCHEDULE-40, ADEMÁS TENDRÁN TRATAMIENTO DE ARENADO Y PINTADO.
- LOS ACCESORIOS Y VÁLVULAS SERÁN DE CLASE P.N. 10.
- LAS ESCALERAS INTERIORES SERÁN PROTEGIDAS CON PINTURA BITUMINOSA Y DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA DE USO NAVAL PREVIO ARENADO, ÚNICAMENTE LA ESCALERA INTERIOR DE ACCESO AL RESERVOIR SERÁ MÓVIL.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL				
PLANO: INSTALACIONES HIDRÁULICAS - PLANTA Y DETALLES				
UBICACIÓN: ANEXOS DE UCHUPAMPA Y CONDORAY		PROYECTO: MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE ANEXOS UCHUPAMPA Y CONDORAY-LUNAHUANA-RESERVOIR-DISTRIBUCIÓN		
DISTRITO: LUNAHUANA	ELABORADO: J.J.B.C.	FECHA: ENERO 11	ESC. INDICADA	LAMINA: IS-01
PROVINCIA: CARTE	REVISADO:	APROBADO:	REVISIÓN:	
DEPARTAMENTO: LMA				

NOTA:
• LAS DIMENSIONES ESTAN INDICADAS EN MILÍMETROS, SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO.