

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



**DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS  
RESIDUALES DEL DISTRITO DE VÉGUETA-HUAURA**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**PABLO CESAR QUISPE BALLÓN**

**Lima- Perú**

**2012**

**INDICE**

<b>RESUMEN</b>	<b>5</b>
<b>LISTA DE CUADROS</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>8</b>
<b>LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS</b>	<b>10</b>
<b>INTRODUCCION</b>	<b>11</b>
<b>CAPITULO I: ANTECEDENTES</b>	<b>13</b>
1.1 CARACTERÍSTICAS DE LA POBLACIÓN, CLIMA Y TEMPERATURA.	13
1.1.1 Población.	13
1.1.2 Clima.	14
1.1.3 Temperatura.	14
1.2 PROYECTOS DE SANEAMIENTO EJECUTADOS, PLANTAS DE TRATAMIENTO EN NORTE DE LIMA.	14
<b>CAPITULO II: SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES</b>	<b>16</b>
2.1 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	16
2.1.1 Tratamiento Preliminar	16
2.1.2 Tratamiento Primario	16
2.1.3 Tratamiento Secundario	16
2.2 SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MÁS UTILIZADOS	17
2.2.1 Lodos Activados	17
2.2.2 Filtros Percoladores	18
2.2.3 Lagunas Estabilización	19

2.3	CRITERIO DE SELECCIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	23
2.4	PARÁMETROS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO	23
2.4.1	Parámetros de Marco Legal	23
2.4.2	Definición de los Parámetros de Diseño	25
2.5	MODELOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS FACULTATIVAS	27
2.5.1	Metodología de Diseño Basado en el Modelo del Flujo Arbitrario	28
2.5.2	Metodología de Diseño Basado en el Modelo de Mezcla Completa y Cinética de Primer Orden	29
2.5.3	Metodología de Diseño Basado en el Modelo de Carga Superficial	31
2.5.4	Metodología de Diseño Basado en el Modelo del Reglamento Nacional de Edificaciones	33
<b>CAPITULO III: DISEÑO HIDRAULICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES</b>		<b>39</b>
3.1	CÁLCULOS PREVIOS PARA EL DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO	39
3.1.1	Calculo de la Población	40
3.1.2	Calculo de Caudales	43
3.2	DISEÑO DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS	44
3.2.1	Parámetros de Diseño	44
3.2.2	Cálculos para el tratamiento de aguas residuales basado en los Modelos Flujo Arbitrario, Mezcla Completa y Cinética de Primer Orden y Carga Superficial.	45
3.2.3	Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Basado en el Reglamento Nacional de Edificaciones	50
3.2.4	Resumen de Diseño de Lagunas Facultativas	56

3.2.5	Cuadro Comparativo de Modelos Empleados Para el Diseño de Lagunas Facultativas	59
3.2.6	Laguna de Acabado o Pulimiento	61
3.2.7	Verificación de los Límites Máximos Permisibles y Calidad Ambiental del Agua	62
<b>CAPITULO IV: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES</b>		<b>63</b>
4.1	DISEÑO DE TALUDES Y FONDO	64
4.1.1	Parámetros de Diseño	64
4.1.2	Estabilidad de Taludes	64
4.1.3	Capacidad Admisible del Fondo de Laguna	68
4.2	DISEÑO DE CONCRETO ARMADO DE CAJA REPARTIDORA-03	69
4.2.1	Parámetros de Diseño	69
4.2.2	Diseño de Muros y Losas	70
<b>CAPITULO V: DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS PRELIMINARES Y DE DISTRIBUCION</b>		<b>85</b>
5.1	DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS PRELIMINARES	85
5.1.1	Cámara de Rejas	85
5.1.2	Desarenador	88
5.1.3	Medidor de caudales	91
5.1.4	Lecho de Secado de Lodos	93
5.2	DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS DE DISTRIBUCIÓN Y RECOLECCIÓN	94
5.2.1	Cajas de Distribución y Repartición	94
5.2.2	Tuberías	96

<b>CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>98</b>
6.1 CONCLUSIONES	98
6.2 RECOMENDACIONES	99
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>100</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>102</b>

## RESUMEN

La ciudad de Végueta está conformada por los Centros Poblados San Juan Bautista y San Isidro, la cual junto a otros 30 Centros Poblados forman el Distrito de Végueta, el cual viene a ser uno de los 12 distritos de la Provincia de Huarura, Perteneciente a la Región Lima.

La población de Végueta deriva sus aguas residuales directamente al mar sin ningún tipo de tratamiento contaminando directamente a la flora y fauna marítima, lo cual ocasiona problemas graves tales como la incidencia de enfermedades diarreicas agudas en la población y la contaminación ambiental de la zona.

Siendo prioritaria resolver esta problemática, deciden sus autoridades principales realizar los estudios para contar con una planta de tratamiento de aguas residuales que vaya de acuerdo a las características de la zona.

Tomando esa inquietud el presente Informe trata sobre el DISEÑO DE LA PLANTA DE TRAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, mediante lagunas de estabilización facultativas (alternativa-01), resultando ser esta tecnología la más apropiada para esta zona, para dar solución a la problemática Sanitaria y Ambiental de la ciudad de Végueta.

La ejecución del sistema de tratamiento de las aguas residuales permitirá:

- Evitar la contaminación de las playas del distrito de Végueta y no causar impactos negativos es sus productos hidrobiológicos.
- Disminución de la exposición de riesgos ambientales perjudiciales para la salud del Distrito.
- Se aumentará el nivel de preservación del medio ambiente, ya que las aguas servidas contiene elementos químicos biológicos, nocivos para los seres humanos, la flora y la fauna, de manera que el agua sea dispuesta en el ambiente en forma segura.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N°1.1	Población por censos de la ciudad de Vegueta	13
Cuadro N°1.2	Densidad poblacional por Distrito	13
Cuadro N°1.3	Inventario de experiencias de tratamiento y rehúso de aguas residuales en el norte de Lima	14
Cuadro N°1.4	Frecuencia de la tecnología usada en el tratamiento y rehúso de aguas residuales en el Norte de Lima	15
Cuadro N°2.1	Análisis comparativo de los sistemas de tratamiento	23
Cuadro N°3.1	Resultados de razón de crecimiento	39
Cuadro N°3.2	Proyección de la población según el Método Aritmético	40
Cuadro N°3.3	Resultados de razón de crecimiento Método Geométrico	40
Cuadro N°3.4	Proyección de la población según el Método Geométrico	41
Cuadro N°3.5	Valores considerados para calcular las constantes A, B y C	41
Cuadro N°3.6	Resultado de las constantes A, B y C	41
Cuadro N°3.7	Proyección de la población según el Método Cuadrático	41
Cuadro N°3.8	Proyección de la población de la Ciudad de Vegueta	42
Cuadro N°3.9	Parámetros de Diseño	45
Cuadro N°3.10	Resumen de los parámetros calculados de las Lagunas Primarias	57
Cuadro N°3.11	Resumen de los parámetros calculados de las Lagunas Secundarias	58
Cuadro N°3.12	Cuadro comparativo de las áreas requeridas por los Modelos empleados	59
Cuadro N°3.13	Cuadro comparativo de las eficiencias de remoción de DBO por los modelos empleados	60

Cuadro N°3.14	Cuadro comparativo de los tiempos de retención por los modelos empleados	60
Cuadro N°3.15	Resumen de los parámetros calculados de las Lagunas de Acabado o Pulimiento	61
Cuadro N°4.1	Parámetros de análisis para la estabilidad del talud y capacidad de carga	63
Cuadro N°4.2	Parámetros para el diseño del concreto armado	69
Cuadro N°4.3	Modulo de Reacción del Suelo	72
Cuadro N°5.1	Resumen del Diseño de la cámara de rejillas gruesas	86
Cuadro N°5.2	Resumen del Diseño de la cámara de rejillas finas	89
Cuadro N°5.3	Resumen de diseño del Desarenador	90
Cuadro N°5.4	Cálculo para la curva de calibración de canal Palmer Bowlus	92
Cuadro N°5.5	Resumen del diseño del lecho de secado de lodos	94
Cuadro N°5.6	Cálculo de las dimensiones del vertedero	95
Cuadro N°5.7	Diámetros de las tuberías en la PTAR	96
Cuadro N°5.8	Calculo de relación de tirantes y velocidades para distintas pendientes	97

## LISTA DE FIGURAS

Figura N°2.1	Esquema del sistema de tratamiento de Lodos Activados	17
Figura N°2.2	Esquema del sistema de tratamiento de Filtros Percoladores	18
Figura N°2.3	Esquema del sistema de tratamiento de Lagunas de Estabilización	19
Figura N°2.4	Esquema del sistema de tratamiento de Laguna Facultativa	21
Figura N°2.5	Grafico de la fórmula de Wehner y Wilhelm	28
Figura N°2.6	Esquema de Modelo de Mezcla Completa y Cinética de Primer Orden	29
Figura N°3.1	Grafica comparativa de los métodos empleados	42
Figura N°4.1	Distribución de Fuerzas Método Simplificado de Bishop	64
Figura N°4.2	Distribución de Franjas de Análisis Método Simplificado de Bishop	64
Figura N°4.3	Calculo de Factor de Seguridad del talud de las Lagunas Primarias–SLIDER 6.0	66
Figura N°4.4	Material –SLIDER 6.0	66
Figura N°4.5	Calculo de Factor de Seguridad talud de las Lagunas Secundarias –SLIDER 6.0	67
Figura N°4.6	Material –SLIDER 6.0	67
Figura N°4.7	Corte de Laguna primaria	68
Figura N°4.8	Esquema de distribución de la caja repartidora-03	69
Figura N°4.9	Modelo caja repartidora-03 vista 3D SAP 2000	72
Figura N°4.10	Modelo caja repartidora-03 vista superior SAP 2000	73
Figura N°4.11	Diagrama de Momentos M11 máx. Envolvente SAP 2000	73
Figura N°4.12	Diagrama de Momentos M11 min. Envolvente SAP 2000	74

Figura N°4.13	Diagrama de Momentos M22 máx. Envolvente SAP 2000	74
Figura N°4.14	Diagrama de Momentos M22 min. Envolvente SAP 2000	75
Figura N°4.15	Diagrama de Fuerzas V13 máx. Envolvente SAP 2000	77
Figura N°4.16	Diagrama de Fuerzas V23 máx. Envolvente SAP 2000	77
Figura N°4.17	Diagrama de Momentos M11 máx. Envolvente SAP 2000	79
Figura N°4.18	Diagrama de Fuerzas V23 máx. Envolvente SAP 2000	80
Figura N°4.19	Modelo de análisis vista 3D SAP 2000	81
Figura N°4.20	Diagrama de Momentos M11. Combo 1 SAP 2000	82
Figura N°4.21	Diagrama de Fuerzas V13 Combo 1 SAP 2000	83
Figura N°5.1	Esquema de rejas gruesas	87
Figura N°5.2	Esquema de la cámara de rejas gruesas	87
Figura N°5.3	Esquema de rejas finas	90
Figura N°5.4	Esquema del desarenador	91
Figura N°5.5	Esquema del Medidor de Caudales Palmer Bowlus	91
Figura N°5.6	Curva de calibración del medidor de Caudales Palmer Bowlus	93
Figura N° 5.7	Esquema del la caja repartidora.	96
Figura N° 5.8	Caja repartidora	96

## LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS

<b>As</b>	: Acero de refuerzo longitudinal o transversal.
<b>CEPIS</b>	: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales
<b>CF</b>	: Coliformes Fecales.
<b>CFNMP</b>	: Numero Más Probable de Coliformes Fecales.
<b>COT</b>	: Carbón Orgánico Total.
<b>DBO</b>	: Demanda Bioquímica de Oxígeno.
<b>DQO</b>	: Demanda Química de Oxígeno.
<b>ECA</b>	: Estándares de Calidad del Agua.
<b>EMAPA</b>	: Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado.
<b>Fch</b>	: Factor de corrección hidráulica.
<b>Fcs</b>	: Factor de característico de sedimentación.
<b>Fia</b>	: Factor de intrínseco de algas.
<b>OMS</b>	: Organismo Mundial de la Salud.
<b>PTAR</b>	: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

## **INTRODUCCIÓN**

EL presente informe trata sobre el “Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales para la ciudad de Végueta”, presenta un diseño conceptual de un sistema biológico basado en lagunas de estabilización facultativas con el objetivo de reducir la carga orgánica y la remoción de agentes patógenos hasta valores permitidos por la normatividad.

En el Capítulo I, se expone las condiciones actuales, el crecimiento de la población las características del clima, además se hace una revisión de la tecnología más usada en la zona norte, mediante el programa SWITCH del Ministerio de Vivienda.

En el Capítulo II, se realiza un marco teórico donde toca definiciones importantes para el entendimiento del presente informe. se presentan además: sistemas de tratamientos, criterio de selección de sistemas, parámetros de diseño y finalmente modelos de diseño para lagunas facultativas.

En el Capítulo III, se presenta el diseño de las Lagunas de Estabilización mediante la metodología que indica la Norma OS-090 que forma parte del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), también se hacen los análisis comparativos utilizando otros métodos de diseño de lagunas facultativas. Además se realiza la verificación de los límites máximo permisibles en el efluente y se hace una proyección para que la Municipalidad del Distrito de Végueta implemente un proyecto de rehúso del 25% de las aguas residuales.

En el Capítulo IV, se realiza un análisis de estabilidad de los taludes de las lagunas primarias y secundarias utilizando el Programa SLIDER Vers. 6.0, además se realiza el diseño en concreto armado de una caja repartidora utilizando el Programa SAP 2000 Vers. 14.2.0.

En el Capítulo V, trata sobre el diseño de las estructuras hidráulicas preliminares y de distribución tales como la cámara de rejas, desarenador, medidor de caudales, cajas de repartición y distribución y el diseño del diámetro de las tuberías respectivas.

En el Capítulo VI, se dan a conocer las principales conclusiones y recomendaciones correspondientes al presente informe.

## CAPITULO I: ANTECEDENTES

### 1.1 CARACTERISTICAS DE LA POBLACION , CLIMA Y TEMPERATURA

#### 1.1.1 Población

La ciudad de Végueta formada por los Centros Poblados San Juan Bautista y San Isidro, se ubica en la parte nor-occidental de Huaura departamento de Lima, se halla situado a la altura del km 159 de la Panamericana Norte.

Para determinar la población actual y la población de diseño se cuenta con información básica obtenida del INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA (INEI). (Ver cuadro N° 1.1), y la densidad poblacional de EMAPA HUACHO. (Ver cuadro N° 1.2), entidad administradora de servicios de agua potable y alcantarillado de Huacho.

**Cuadro N°1.1 Población por censos de la ciudad de Végueta**

Año	Población
1971	8,407
1981	10,198
1993	12,806
2005	18,113
2007	18,265

Fuente: INEI

**Cuadro N°1.2 Densidad poblacional por Distrito**

Distrito	Densidad Poblacional
Végueta	4.00 hab./lote
Sayán	3.10 hab./lote
Huacho, Santa María y Hualmay	4.53 hab./lote

Fuente: EMAPA HUACHO

A partir de los censos poblacionales del distrito de Végueta, se obtiene la tasa de crecimiento, la cual junto a la densidad poblacional y al número de lotes en la ciudad, serán de utilidad para determinar la población proyectada.

### 1.1.2 Clima

La climatología de la zona es la correspondiente a la zona de costa, siendo éste semicalido, con esporádicas precipitaciones que se presentan eventualmente en los meses de invierno.

La velocidad del viento durante el día varía de calma completa hasta unos 7,2Km./h - 10.8 Km./h a mediodía. La humedad relativa media mensual varía entre 89% para los meses de enero a marzo (verano) y de 91% en el resto de los meses en promedio.

### 1.1.3 Temperatura

La temperatura media anual es de 21°C. La mínima media mensual se presenta en invierno con 14°C, la máxima media mensual se registra en verano con 27°C.

## 1.2 PROYECTOS DE SANEAMIENTO EJECUTADOS, PLANTAS DE TRATAMIENTO EN EL NORTE DE LIMA

Como consecuencia del "Proyecto Switch Lima- Tratamiento y Uso de Aguas Residuales para la agricultura Urbana y áreas Verdes" ejecutado por Proyecto SWICHT del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento y Promocional del Desarrollo Sostenible (IPES), se ha realizado un inventario el 2007 de las plantas de tratamiento ubicadas en la zona norte de Lima, como se puede observar en el cuadro N° 1.3.

**Cuadro N°1.3 Inventario de experiencias de tratamiento y reúso de aguas residuales en el norte de Lima**

N°	Nombre	Ámbito	Reúso	Tecnología de tratamiento
1	Áreas Verdes Miramar-Ancón	Periurbano	Áreas Verdes	Lag. Estabilización
2	Áreas Verdes del Club la Unión	Intraurbano	Áreas Verdes	Filtro percolador
3	Áreas Verdes de Jerusalén y Ventanilla	Periurbano	Áreas Verdes	Lag. Estabilización
4	Zona Agrícola-Ecológica de Ventanilla	Periurbano	Agricultura	Lag. Estabilización
5	Zona Agrícola de Chuquitanta	Periurbano	Agricultura	Lodos Activados
6	Zona Agrícola de Oquendo	Periurbano	Agricultura	Humedales Artificiales
7	Zona Agrícola de San Agustín	Periurbano	Agricultura	No hay
8	Berma Central Av. Universitaria	Intraurbano	Áreas Verdes	Lodos Activados
9	Áreas Verdes de la Uní (Unitrar)	Intraurbano	Áreas Ver./Agric.	RAFA . Lag. Estabilización

Fuente: Proyecto Switch-Lima

De la información obtenida a partir del cuadro N°1.3 se puede observar las tecnologías de tratamiento utilizadas en el ámbito periurbano (5 PTAR), como se muestra en el cuadro N ° 1.4.

**Cuadro N°1.4 Frecuencia de la tecnología usada en el tratamiento y rehúso de aguas residuales en el norte de Lima**

Tecnología de tratamiento	N° de veces	Porcentaje
Lag. Estabilización	3	60%
Lodos Activados	1	20%
Humedales Artificiales	1	20%
TOTAL	5	100%

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede ver en el cuadro N°1.4 la tecnología de tratamiento mayormente empleada en la zona norte de Lima son las Lagunas Estabilización.

## **CAPITULO II: SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**

### **2.1 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**

El tratamiento de aguas residuales consiste en una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen como fin eliminar los contaminantes físicos, químicos y biológicos presentes en el agua efluente del uso humano. El objetivo del tratamiento es producir agua limpia (o efluente tratado) o reutilizable en el ambiente y un residuo sólido o fango (también llamado biosólido o lodo) convenientes para su disposición o rehúso.

Para estos fines existen diversos sistemas de tratamiento los cuales cuentan con tres fases para el tratamiento del agua residual.

#### **2.1.1 Tratamiento Preliminar**

Los Tratamientos preliminares son destinados a preparar las aguas residuales para que puedan recibir un tratamiento, sin perjudicar a los equipos mecánicos y sin obstruir tuberías, ni causar depósitos permanentes en tanques. Sirven también para minimizar algunos efectos negativos al tratamiento tales como: grandes variaciones de caudal, de composición y de presencia de materiales flotantes, tales como aceites, grasa y otros.

#### **2.1.2 Tratamiento Primario**

El objetivo del tratamiento primario es la remoción de sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, para disminuirla carga en el tratamiento biológico. Los sólidos movidos en el proceso tienen que ser procesados antes de su disposición final.

Los procesos del tratamiento primario para las aguas residuales pueden ser: Tanques Inhoff, Tanques de Sedimentación, Tanques de Flotación y Lagunas de Estabilización.

#### **2.1.3 Tratamiento Secundario**

Son procesos biológicos con una eficiencia de remoción de la DBO soluble mayor al 80%, pudiendo ser de biomasa en suspensión o biomasa adherida, e incluye los siguientes sistemas: Lagunas de estabilización, Lodos activados, Filtros biológicos y Módulos rotatorios de contacto.

## 2.2 SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MAS UTILIZADOS

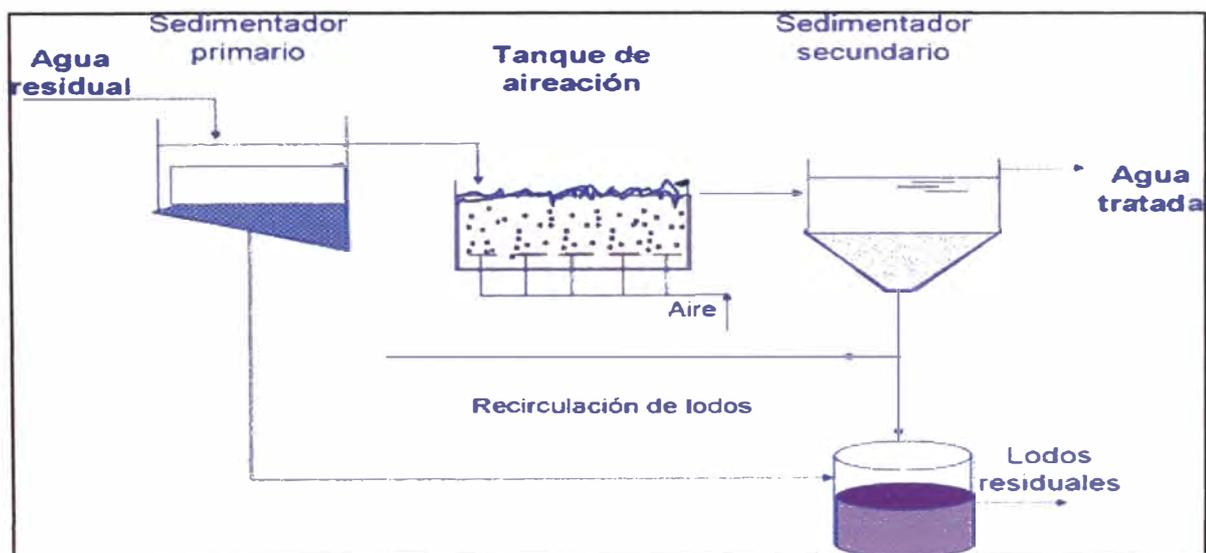
Existen diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales, siendo los principales o los más utilizados en el Perú son: las Lagunas de estabilización, Lodos activados y Filtros biológicos, los cuales se describen a continuación.

### 2.2.1 Lodos Activados

En este sistema de tratamiento se dan procesos biológicos aeróbicos desde alta carga. En estos procesos los microorganismos se mantienen en suspensión en el seno del fluido.

El sistema de lodos activados persigue la asimilación y floculación por bacterias de materia orgánica disuelta, para ello se necesita por una parte poner en contacto las bacterias con materia orgánica y por otra suministrar el oxígeno necesario para la respiración de las bacterias y la oxidación de la materia orgánica. Este proceso tiene la particularidad de aumentar la concentración de bacterias en el agua residual gracias a la recirculación de las que salen con el efluente.

El sistema de lodos activados es uno de los más usados de los sistemas de tratamiento secundario con una gran variación del proceso disponible. Consta de dos unidades básicas independientes que son tanque de aireación y depósito de sedimentación tal como se muestra en la figura N° 2.1.



Fuente: Internet

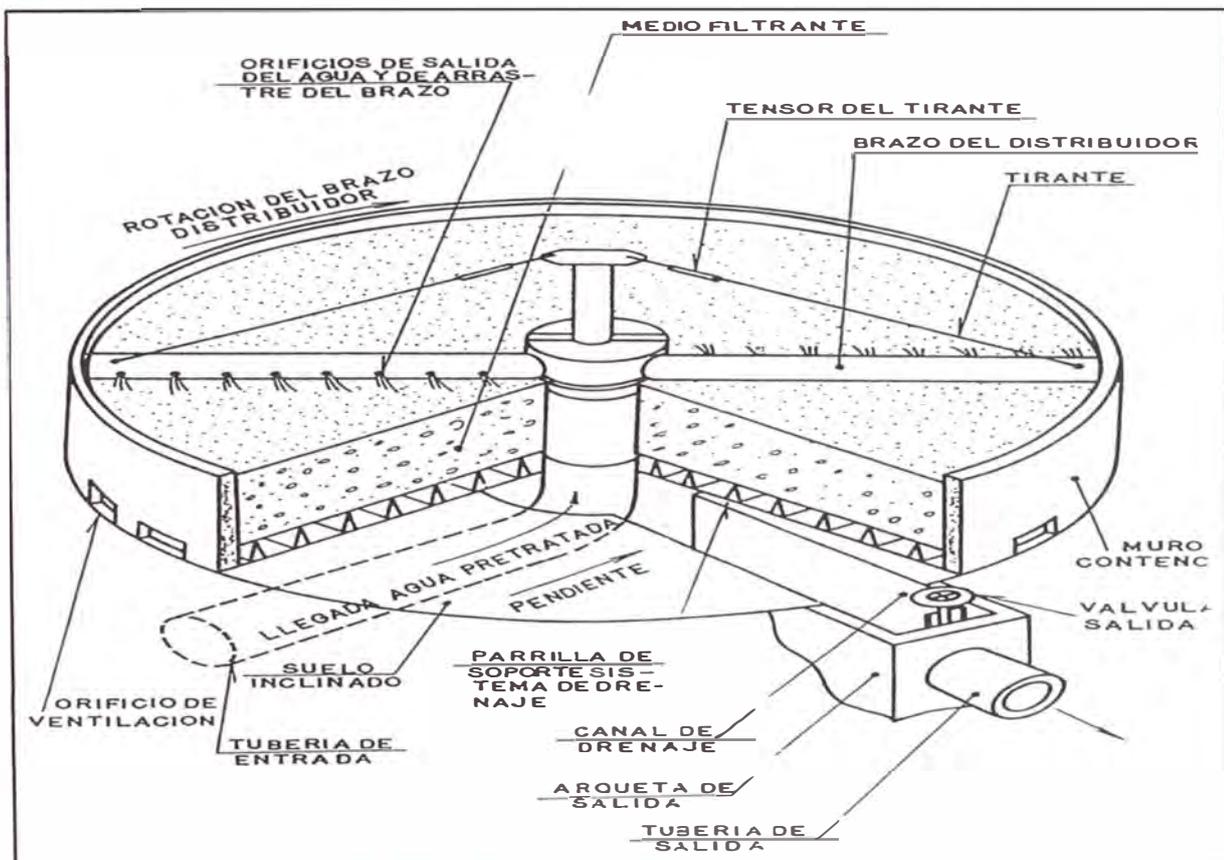
**Figura N°2.1 Esquema del sistema de tratamiento de Lodos Activados**

## 2.2.2 Filtros Percoladores

Los filtros percoladores, biológico o biofiltros, son un tratamiento de oxidación de materia orgánica mediante bacteria donde la diferencia fundamental con los lodos activados es que las bacteria están sujetas a un medio de soporte en vez de estar en suspensión en el fluido, en los biofiltros el soporte no está sumergido sino que el agua a tratar se riega sobre el mismo y escurre sobre su superficie a la vez que el aire circula por los huecos de soporte.

Los rellenos por su superficie específica y por el volumen de huecos, a mayor superficie específica disponible más bacterias se desarrollarán y más capacidad de tratamiento, no obstante el volumen de huecos debe ser suficiente para que circule suficiente cantidad de aire a través del relleno como para mantener las condiciones aerobias, cuanto más porcentaje de huecos y más grandes mejor circulará el aire.

La construcción de los biofiltros consiste en torres cilíndricas verticales, (ver figura N°2.2), de diámetro variable y alturas de 4 a 8 m, la altura viene limitada por la capacidad resistente del relleno.



Fuente: Internet

**Figura N°2.2 Esquema del sistema de tratamiento de Filtros Percoladores**

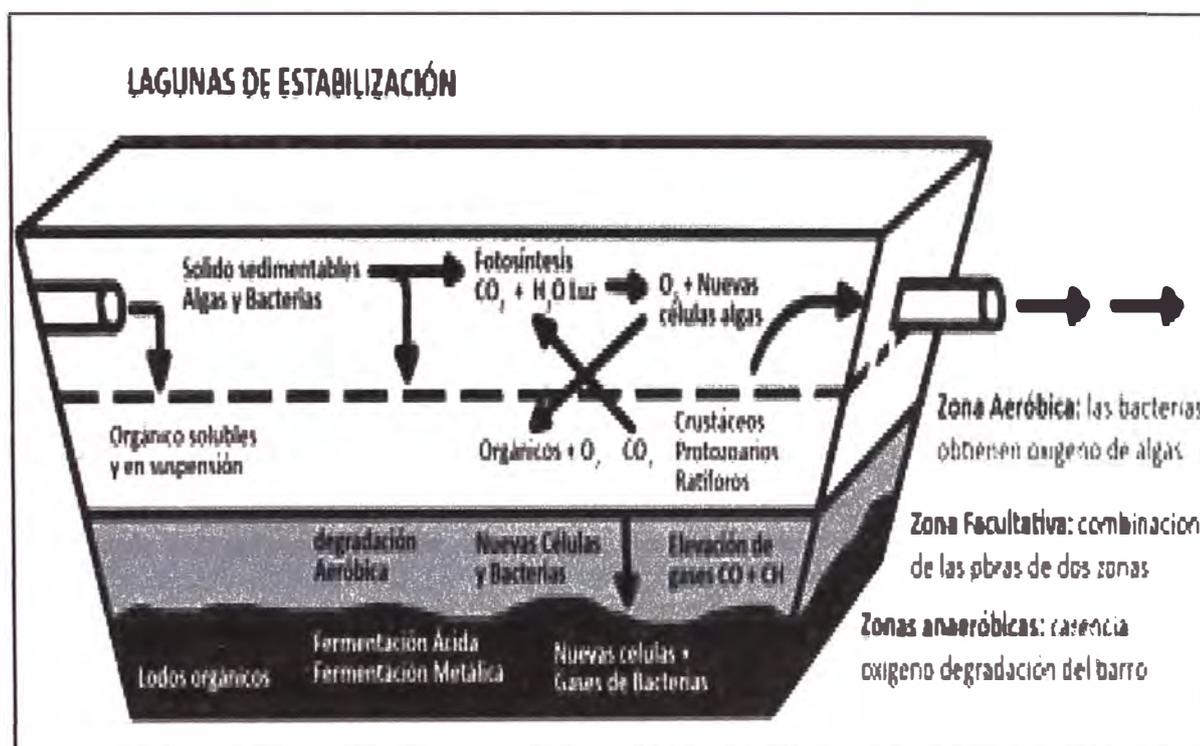
### 2.2.3 Lagunas de Estabilización

Las lagunas consisten básicamente en un almacenamiento del agua a tratar durante periodos suficientemente largos para que se produzca una oxidación de la materia orgánica por las bacterias, como se muestra en la figura N°2.3. Los sólidos retenidos en las lagunas se convierten en lodos que se asientan en el fondo de la misma.

Las lagunas son considerados tratamientos blandos ya que se caracterizan por lo siguiente:

- Sencillez de operación y mantenimiento.
- Bajo consumo energético.
- Integración en el medio ambiente.
- Coste de inversión moderado.

Las lagunas de estabilización tienen una amplia variedad de aplicación obteniéndose tipos de laguna según el proceso biológico que se realice.



Fuente: Internet

**Figura N°2.3 Esquema del sistema de tratamiento de Lagunas de Estabilización**

### **a) Laguna Anaeróbicas**

Generalmente se usan como unidades de pre-tratamiento. Se puede considerar como un digestor, ya que se aplica carga orgánica por unidad de volumen de manera tal que prevalezca las condiciones anaeróbicas, es decir, resulta un proceso biológico en ausencia de oxígeno.

La eficiencia varia con el tiempo de retención hidráulica; tiempos de 1 a 3 días mantienen eficiencias de remoción de DBO<sub>5</sub> de 30% a 60% respectivamente.

Para tiempos mayores a 5 días la laguna pasa hacer aeróbica o facultativa.

La temperatura es factor muy importante, se recomienda que la temperatura en el mes más frío no sea inferior a 15C°, ya que por debajo de esta temperatura este tipo de laguna funciona solo como un tanque de sedimentación, siendo la reducción de la DBO despreciable.

### **b) Laguna Aeróbicas**

En las lagunas aeróbicas el material de desecho se estabiliza enteramente por medio de la oxidación aerobia. Sistemas de este tipo pueden depender de aireación mecánica fotosíntesis o ambas. En las lagunas de algas, donde la fotosíntesis proporciona las condiciones aerobias, los diseño se basan en grandes áreas superficiales, bajo estas condiciones se producen grandes cantidades de algas.

El diseño de las lagunas aeróbicas se basan en tres aspectos:

Profundidad mínima con máxima producción de algas.

Máxima producción de algas, tomando en cuenta la DBO total para la carga orgánica de diseño.

Mezclado forzado que puede mantener una actividad mayor de bacterias.

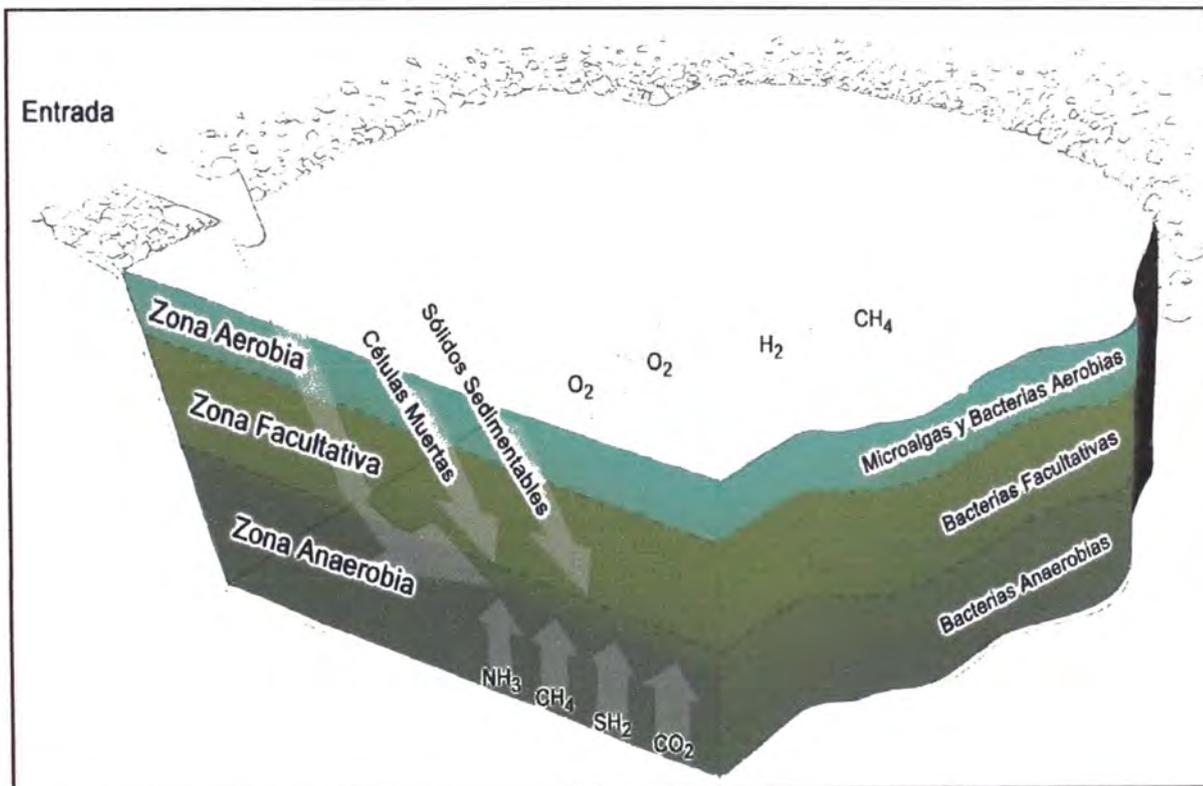
### c) Laguna Facultativas

Son las más utilizadas y se caracterizan por tener una zona profunda sin oxígeno y con abundante fango en la que se desarrollan bacterias de tipo anaeróbico, una zona de transición en la que predominan bacterias facultativas y una zona rica en oxígeno en las que predominan las bacterias de tipo aerobio (ver figura N°2.4).

El aporte de oxígeno a la zona aerobia viene dado en parte por el contacto superficial del agua con el aire. Pero el principal aporte de oxígeno es debido a la proliferación de algas que en su respiración lo genera, la presencia de algas está limitada a su profundidad de penetración de la luz a la laguna que no suele ser mayor de un metro a causa de que las propias algas actúan de barrera.

La profundidad de estas lagunas varían entre 1.5 a 2.5 m y viene condicionado por la variación de temperatura y la presencia de sólidos sedimentables.

Las eficiencias esperadas en estas lagunas van desde 70% hasta un 90% en remoción de  $DBO_5$ .



Fuente: Internet

**Figura N°2.4 Esquema del sistema de tratamiento de Laguna Facultativa**

#### **d) Lagunas en Serie y en Paralelo**

La laguna de estabilización es una estructura adecuada para disminuir el carácter agresivo de las aguas residuales.

##### **- Lagunas en Serie**

El uso de las lagunas en serie mejora la calidad bacteriológica del efluente. Por eso en proyectos en donde se requiere mejorar en alto grado de la calidad bacteriológica se usan lagunas terciarias, cuaternarias y aún de mayor grado.

##### **- Lagunas en Paralelo**

No mejora la calidad del efluente pero ofrece muchas ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo. Un buen diseño debe tener por lo menos dos lagunas primarias en paralelo. El contar con dos lagunas permite sobrecargar una mientras se realiza la limpieza de la otra. Por otro lado, cuando un sistema es puesto a trabajar por primera vez, es posible poner en operación solo lo necesario, logrando reducir de este modo el periodo de llenado de la laguna con lo que se evitan muchos problemas, principalmente el de crecimiento de yerbas en el fondo.

## 2.3 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Como se ha indicado existen diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales, siendo los principales o los más utilizados en el Perú.

Para la selección tecnológica de la planta de tratamiento de aguas residuales se realiza un análisis comparativo como se muestra en el cuadro N° 2.1.

**Cuadro N°2.1 Análisis comparativo de los sistemas de tratamiento.**

Sistemas de Tratamiento	Nivel de tratamiento	Consumo de energía	Capacidad de operación	Experiencia Cerca a la zona	Área requerida
Lodos Activados	Aguas Domest.- Indust.	Alto	Alta	1	Moderada
Filtros Percoladores	Aguas Domest.- Indust.	Morado-Alto	Alta	0	Baja
Lagunas de Estabilización	Aguas Domest.	Bajo	Baja	3	Extensa

Fuente: Elaboración Propia

Del análisis comparativo observado en el cuadro N° 2.1 y de las características del proyecto, es decir la disponibilidad de terreno y el bajo nivel freático (2 a 3m). Resulta ser que la mejor tecnología para tratar las aguas residuales de la ciudad de Vergueta es el **sistema de Lagunas de Estabilización**.

## 2.4 PARAMETROS DE DISEÑO HIDRÁULICO

Se adoptan algunos parámetros de la normatividad vigente del Perú.

### 2.4.1 Parámetros de Marco Legal

#### a) Consideraciones Básicas de Diseño Hidráulico de la PTAR. (Reglamento Nacional Edificaciones Norma OS.100)

##### - Dotación de Agua

Se considera para sistemas de conexiones domiciliarias una dotación de 180 l/hab/d, en clima frío y de 220 l/hab/d, en clima templado y cálido.

Para programas de vivienda con lotes de áreas menor o igual a 90 m<sup>2</sup>, las dotaciones serán de 120 l/hab/d en clima frío y de 150 l/hab/d en clima templado y cálido.

Ver Anexo-03.

#### - **Contribución de Alcantarillado**

La contribución de aguas residuales para los sistemas de redes de alcantarillado, se estiman un valor de coeficiente entre 75%-85%. En donde se utilizan un valor de 75% en aquellos lugares donde los hábitos de consumo de agua es menor a las dotaciones normales de agua, el 85% se utiliza en aquellos lugares donde los hábitos de consumo es mayor a las dotaciones normales a de agua y el promedio de estos cuando el consumo de agua se encuentran entre los rangos de dotación de agua.

Para el presente proyecto se utilizara el coeficiente de 80% por lo que se está utilizando las dotaciones normales de agua según las especificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

### **b) Consideraciones Básicas de Diseño Hidráulico de la PTAR. (Reglamento Nacional Edificaciones Norma OS.090)**

#### - **Caudales en Obras de Llegada**

Al conjunto de obras ubicadas entre el punto de entrega del emisor y los procesos de tratamiento preliminar se le denomina estructuras de llegada. En términos generales de dichas estructuras deben dimensionarse para el caudal máximo horario.

#### - **Caudales en Lagunas de Estabilización**

Las lagunas deben dimensionarse con el caudal promedio.

### **c) Límites Máximos Permisibles (LMP)**

Límites establecidos en Decreto Supremo N°2008 Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, ver Anexo-01. La medición que se realiza en el Vertimiento del efluente.

#### d) Estándares de Calidad Ambiental (ECA)

Para la optimización de nuestro proyecto se emplea la Categoría 3 Riego de vegetales y bebidas de los animales. Establecidos en Decreto Supremo N°002-2008-MINAN, fecha de 30 de julio del 2008. Ver Anexo-02. La medición que se realiza en un cuerpo receptor.

#### 2.4.2 Definición de los Parámetros de Diseño.

A continuación se definen los términos más importante, para comprender la metodología y funcionamiento del sistema de tratamiento de aguas residuales.

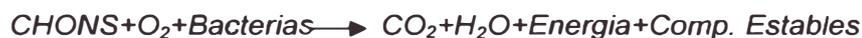
##### - **Materia Orgánica**

La materia orgánica de las aguas residuales es una combinación de carbono, hidrogeno, oxígeno y nitrógeno (CHON) principalmente; con las proteínas (40-60%), los carbohidratos (25-50%) y las grasas y aceites (10%) como grupos más importantes.

Concentraciones grandes de materia orgánica, en aguas residuales, se mide mediante la DBO, DQO y el COT.

##### - **Bacterias**

Organismos eubacteriales procaríoticos unicelulares. Son los organismos más importantes en la descomposición y estabilización de la materia orgánica. Así mismo, los organismos bacteriales patógenos que pueden acompañar las excretas humanas originan uno de los problemas sanitarios mas graves en área de malas condiciones sanitarias.



Los compuestos orgánicos son oxidados por los microorganismos utilizando oxígeno disuelto para producir energía que es utilizada en la etapa de síntesis celular, como se puede observar en la ecuación descrita en el párrafo anterior.

- **Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)**

Es la cantidad de oxígeno que requiere los microorganismos para oxidar (estabilizar) la materia orgánica biodegradable en condiciones aeróbicas.

- **DBO<sub>5</sub>**

Ensayo estándar se realiza en cinco días de incubación, con los valores expresados en mg/lit, es el parámetro mas usado para medir la calidad de las aguas residuales y superficiales, evaluar eficiencia y para fijar cargas admisibles.

- **Carga de Diseño**

Relación entre caudal y concentración de un parámetro específico que se usa para dimensionar un proceso de tratamiento.

- **Carga Superficial**

Caudal o masa de un parámetro por unidad de área que se usa para dimensionar un proceso del tratamiento.

- **Coliformes**

Los organismos patógenos que pueden existir en las aguas residuales son, generalmente, pocos y difícil de aislar e identificar. Por esta razón se prefiere utilizar a los coliformes como organismo indicador de contaminación o, en otras palabras, como indicador de la existencia de organismos productores de enfermedad.

El hombre arroja diariamente en sus excrementos entre 10 a  $4 \times 10^{11}$  coliformes; por tanto, su presencia puede detectarse con facilidad y utilizarse como norma de control sanitario.

- **Factor de Corrección Hidráulica (Fch)**

Debido al efecto de las posiciones relativas de las estructuras de entrada y salida, y al diseño de las mismas, existe un factor de corrección, (Fch) tiene en la práctica un valor entre 0,3 y 0,8.

- **Factor Características de Sedimentación (Fcs)**

El valor de este factor varía entre 0.5 y 0.8 en las lagunas primarias; y cerca a la unidad (1), en las lagunas secundarias y de acabado.

### - Factor Intrínseco de Algas (Fia)

Las algas que mueren en las lagunas ejercen una DBO que debe ser tomada en cuenta agregando el valor Fia a lado derecho de la ecuación que se utiliza para calcular la DBO efluente. El valor Fia varía entre 0 y 1.2 correspondiendo los valores bajos a lagunas primarias y los valores altos a lagunas de maduración.

## 2.5 MODELOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS FACULTATIVAS

En el cálculo de las áreas requeridas, para el tratamiento de aguas residuales mediante el sistema de laguna de estabilización facultativa; se utilizaron distintos modelos como se muestra a continuación.

### 2.5.1 Metodología de Diseño Basado en el Modelo del Flujo Arbitrario.

En 1958 Wehner y Wilhelm desarrollaron una ecuación para reactor en flujo no ideal (flujo con dispersión entre flujo pistón y flujo en mezcla completa), dispersión axial, tasa de remoción de sustrato de primer orden y condiciones arbitrarias de entrada y de salida:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{4 \times a \times e^{\left(\frac{1}{2 \times d}\right)}}{(1 + a)^2 \times e^{\left(\frac{a}{2 \times d}\right)} - (1 - a)^2 \times e^{\left(\frac{-a}{2 \times d}\right)}}$$

Donde:

C: Concentración del efluente.

C<sub>0</sub>: Concentración del afluente.

a:  $\sqrt{1 + 4 \times K \times \emptyset \times d}$

K: Constante de reacción de primer orden, d<sup>-1</sup>

∅: Tiempo de retención en el reactor, d.

d: Numero de dispersión del flujo, adimensional.

Generalmente entre 0.2 y 4; típicamente menor de 1.0 para lagunas de estabilización.

El número de dispersión  $d$  se puede calcular de la siguiente expresión:

$$d = \frac{1.158 \times (R \times (W + 2 \times Z))^{0.489} \times W^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} \times (L \times Z)^{1.489}}$$

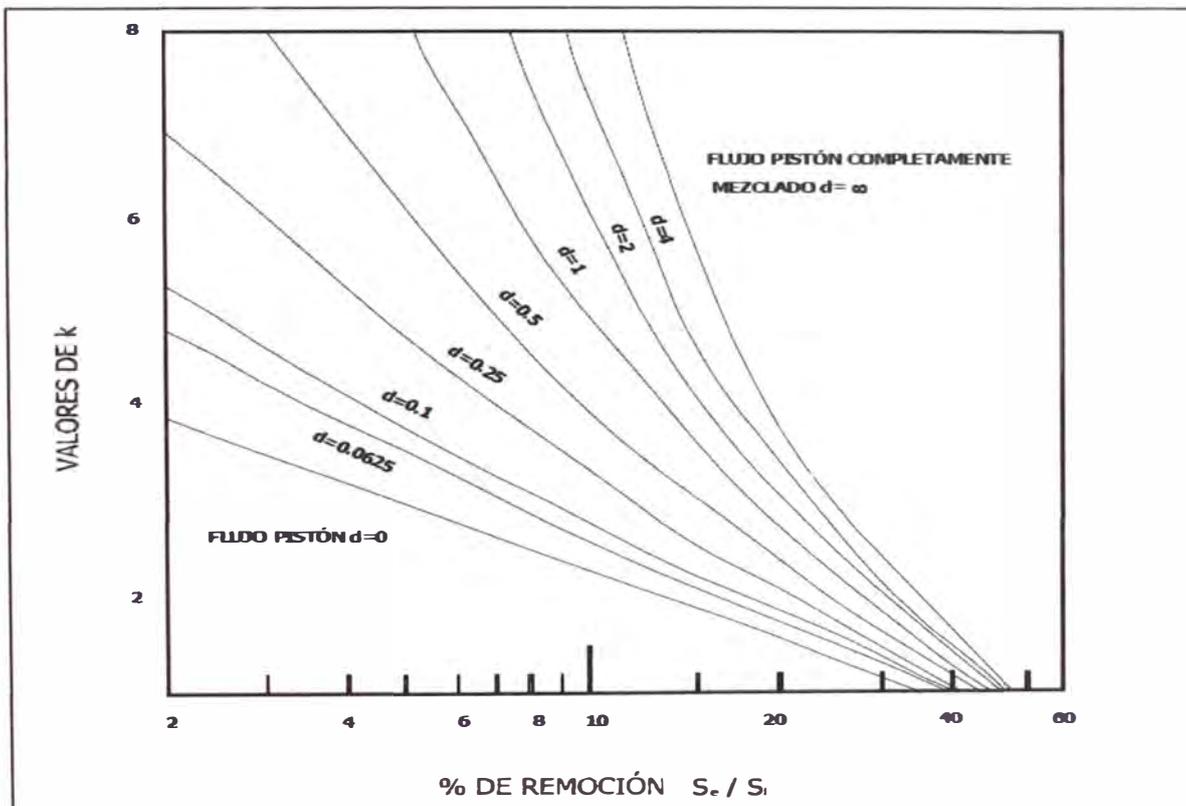
Donde:

W, L, Z: Dimensiones de laguna, m.

R: Periodo de Retención de la laguna ( $PR_{REAL}$ , días).

T: Es la temperatura del agua, °C.

Para facilitar el uso de la ecuación de Wehner y Wilhelm, Thirumurthi desarrollo el grafico de la figura N°2.5. De este grafico se concluye que para tener condiciones aproximadas de mezcla completa, el valor de  $d$  en una laguna debe ser mayor de 5 y que evidentemente, las lagunas en condiciones de flujo tipo pistón tienen menos cortocircuito y proveen mejor eficiencia de tratamiento al brindar mayor tiempo de reacción.



Fuente: Romero Rojas, Jairo Alberto "Lagunas de Estabilización de Aguas Residuales" (12)

**Figura N°2.5 Grafico de la formula de Wehner y Wilhelm**

Para el diseño de lagunas de estabilización para aguas residuales domesticas, Thirumurthi propone la relación:

$$K = 0.15 \times 1.072^{(T-20)}$$

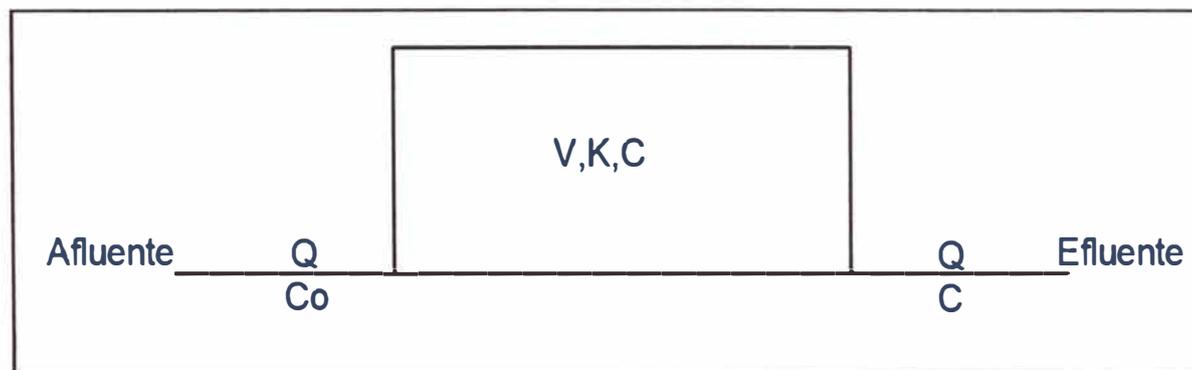
Donde:

K: Constante de reacción de DBO a la temperatura de diseño,  $d^{-1}$

T: Temperatura de diseño,  $C^{\circ}$ .

### 2.5.2 Metodología de Diseño Basado en el Modelo de Mezcla Completa y Cinética de Primer Orden.

El modelo de mezcla completa se supone que las partículas del fluido afluente son dispersas instantáneamente a través de todo el volumen del reactor y que no existen gradientes de concentración dentro del sistema; por lo tanto, la concentración del efluente del reactor es la misma concentración de cualquier punto en el reactor.



Fuente: Romero Rojas, Jairo Alberto "Lagunas de Estabilización de Aguas Residuales" (12)

**Figura N°2.6 Esquema de Modelo de Mezcla Completa y Cinética de Primer Orden**

$$Q \times C_o - K \times C \times V = Q \times C$$

$$C = \frac{C_o}{(1+K \times \theta)}$$

Donde:

Q: Caudal,  $m^3/d$ .

$C_o$ : Concentración de DBO afluente,  $mg/l$ .

C: Concentración de DBO efluente, mg/l.

K: Constante de reacción de primer orden para remoción de DBO, d<sup>-1</sup>

V: Volumen de reactor, m<sup>3</sup>.

Ø: Tiempo de retención en el reactor, d.

- Constante de remoción de DBO de la Ecuación de Marais:

$$K_T = 1.2 \times (1.085)^{(T-35)}$$

- Tiempo de retención, reordenando la formula:

$$\varnothing = \frac{1}{K_T} + \left( \frac{C_0}{C} - 1 \right)$$

- Los trabajos de Marais y Meiring recomiendan, para mantener la laguna facultativa primaria predominante aeróbica, una concentración de DBO en el efluente que no exceda el valor dado por la relación:

$$C = \frac{600}{2 \times d + 8}$$

Donde:

d: profundidad de la laguna, m.

C: DBO<sub>5</sub> del efluente de la laguna primaria, mg/l.

## LAGUNA FACULTATIVA PRIMARIA

- Se calcula la concentración de DBO en la laguna facultativa primaria.
- Se calcula la constante de remoción.
- Se calcula el tiempo de remoción.
- Se calcula el área superficial para una profundidad útil.

$$A = \frac{Q \times \varnothing}{Z}$$

- Se determina la eficiencia.

$$E = \frac{C_0 - C}{2.00}$$

#### LAGUNA FACULTATIVA SECUNDARIA

- Se calcula el tiempo de retención.
- Se calcula el área superficial para una profundidad útil.
- Se determina la eficiencia.

La eficiencia global de remoción de DBO en el sistema de dos lagunas en serie es del 90%.

#### 2.5.3 Metodología de Diseño Basado en el Modelo de Carga Superficial.

Las lagunas de estabilización facultativas se han diseñado con base de cargas orgánicas superficiales que la experiencia ha demostrado son aceptables para este tipo de estanques. Las cargas varían dependiendo del área geográfica, temperatura y profundidad del agua, concentración de sólidos sedimentables y demás características.

Ecuaciones de Mc Garry y Pescod.

$$CSM = 60.3 \times (1.0993)^{T_a}$$

$$CSR = 10.35 + 0.725 \times CSA$$

Donde:

CSM: Carga orgánica superficial máxima aplicable, kg DBO<sub>5</sub>/haxd.

CSR: Carga orgánica superficial removida, kg DBO<sub>5</sub>/haxd.

CSA: Carga orgánica superficial aplicada, kg DBO<sub>5</sub>/haxd.

T<sub>a</sub>: Temperatura ambiental del mes más frío, C°.

C<sub>0</sub>: Concentración de DBO<sub>5</sub>, mg/l.

#### LAGUNA FACULTATIVA PRIMARIA

- Se calcula la Carga Orgánica Superficial Máxima.
- Se determina el área superficial.

$$A = \frac{C_o \times Q}{1000 \times CSM}$$

- Se calcula el tiempo de retención.

$$\emptyset = \frac{A \times d}{Q}$$

- Se calcula la carga orgánica superficial removida.
- Se determina la eficiencia de remoción de DBO<sub>5</sub>.

$$E_1 = \frac{CSR\%}{CSM}$$

- Se calcula la carga orgánica del efluente primario.

$$C_o = C_o \times Q \times (1 - E_1)$$

#### LAGUNA FACULTATIVA SECUNDARIA

- Se corrige por seguridad, la carga orgánica afluyente, suponiendo una relación de DBO total/DBO soluble de 2.00.
- Se adopta una carga superficial de diseño de 150 kg DBO<sub>5</sub>/had.
- Se calcula el área superficial requerida.

$$A = \frac{C_o}{\text{Carga Superficial de Diseño}}$$

- Se determina el tiempo de retención.
- Se calcula la carga orgánica superficial removida.

- Se determina la eficiencia de remoción de  $DBO_5$ .
- Se calcula la eficiencia global del sistema de tratamiento:

$$E = 1 - (1 - E_1) \times (1 - E_2)$$

- Se calcula la DBO del efluente secundario:

$$DBO_e = C_o \times (1 - E)$$

#### 2.5.4 Metodología de Diseño Basado en el Modelo del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Se realiza siguiendo los pasos “Guía para el diseño de tanques sépticos, Tanques Inhoff y Laguna de Estabilización” realizado por Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del Ambiente (CEPIS) el cual contiene las formulas especificas en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

##### a) Caudal de Diseño ( $Q_p$ , en $m^3/d$ )

El caudal de diseño según lo especificado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, será el caudal promedio.

##### b) Carga Orgánica ( $C$ , en $kg\ DBO_5/d$ )

$$C = \frac{Poblacion \times Contribucion\ Percapita\ (gr,\ DBO_5/hab \times d)}{1000}$$

$$C = Q_p \times DBO_5 \times 0.0864$$

Donde:

$Q_p$ : Caudal de diseño, en  $lt/s$ .

##### c) Condición temperaturas vs temperatura del agua

Si  $T^\circ < 25^\circ C$

$$T^\circ_{agua} = T^\circ_{amb.} + 1^\circ C$$

Si  $T > 25^{\circ}\text{C}$

$$T^{\circ}_{\text{agua}} = T^{\circ}_{\text{amb.}} - 1^{\circ}\text{C}$$

**d) Carga superficial (CS, kg DBO<sub>5</sub> /Haxdia)**

La carga de diseño para las lagunas facultativas se determinara con cualquiera de las siguientes expresiones:

- Norma de saneamiento S090 – Reglamento Nacional de Edificaciones.

$$CS_{\text{diseño}} = 250 \times 1.05^{(T-20)}$$

Donde:

CS: Es la carga superficial de diseño, kg DBO<sub>5</sub>/haxd.

T: Es la temperatura del agua promedio del mes más frio, °C.

- CEPIS-Yanez.

$$CS_{\text{diseño}} = 357.4 \times 1.085^{(T-20)}$$

**e) Área de la laguna (Área, en Ha)**

$$Area = \frac{C}{CS}$$

**f) Área de cada laguna (Área, en Ha)**

$$A_{C/\text{laguna}} = \frac{Area}{n}$$

Donde:

n: Numero de lagunas.

**g) Relación largo/ancho de la laguna**

$$\frac{L}{W} = 2 \text{ a } 3$$

**h) Profundidad de la Laguna (Z, en m)**

De 1.5 – 2.5 m

**i) Talud (Zp)**

De 1.5 a 3.0 m.

**j) Borde Libre (BL, en m)**

Como mínimo 0.50 m.

**k) Volumen de lodos (Vlodos, en m<sup>3</sup>)**

$$V_{lodos} = \frac{Pob \times Ta \times N}{1000}$$

Donde:

Pob: Población, hab.

Ta: Tasa de acumularon de lodos, de 100 a 120 litros/habx año.

N: Periodo de limpieza, de 4 años.

Con el volumen se calcula la profundidad de lodos.

**l) Área de Lodos (A<sub>F</sub>, en m<sup>2</sup>)**

A<sub>F</sub>: área del fondo de la lagunas, en m<sup>2</sup>.

**m) Altura de lodos (Z<sub>L</sub>, en m)**

$$Z_{lodos} = \frac{V_{lodos}}{A_F}$$

**n) Periodo de retención teórico y real (PR, en días)**

$$PR_{teorico} = \frac{Volumen}{Q_e}$$

$$Q_e = Q_P - Q_{evaporacion} - Q_{infiltracion}$$

$$PR_{real} = PR_{teorico} \times Fch$$

El periodo de retención debe ser mayor a 10 días para garantizar una remoción del 99.99% de parásitos.

**o) Calculo del factor de dispersión (d)**

Las lagunas de estabilización trabajan a mezcla completa y no a flujo a pistón, si este fuera el valor de d seria cero; ellas trabajan bajo flujo disperso y a través de la ecuación de Sáenz podemos calcularlo.

$$d = \frac{1.158 \times (R \times (W + 2 \times Z))^{0.489} \times W^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} \times (L \times Z)^{1.489}}$$

Donde:

W, L, Z: Dimensiones de laguna, m.

R: Periodo de Retención de la laguna ( $PR_{REAL}$ , días).

T: Es la temperatura del agua, °C.

El valor de “d” debe ser menor de 2.

#### p) Cálculo de la constante “a”

Para el cálculo de esta constante se utiliza la fórmula de Wehner y Wilhelmly simplificada por Thirimurthi.

$$a = \sqrt{1 + 4 \times K_b \times R \times d}$$

Donde  $K_b$  se calcula a través de las siguientes expresiones:

Norma de Saneamiento OS.090 – Reglamento Nacional de Edificaciones.

$$K_b = K_{20} \times 1.05^{(T-20)}$$

CEPIS- Sáenz y Yáñez

$$K_b = 0.841 \times 1.07^{(T-20)}$$

Donde:

$K_b$ : Es el coeficiente de mortalidad neto a la temperatura del agua T promedio del mes más frío, °C.

$K_{20}$ : Es el coeficiente de mortalidad neta a 20°C.

T: Es la temperatura del agua, °C.

**q) Coliformes en el efluente "N"**

Una vez calculado las constantes anteriores, se reemplazan en la ecuación de Wehner & Wilhelm y simplificada por Thirimurthi. Todo esto parte de la Ley de Chick.

$$N = \frac{N_0 \times 4 \times a \times e^{((1-a)/(2 \times d))}}{(1 + a)^2}$$

Donde:

$N_0$ : concentración de coliformes fecales con que ingresa a la laguna el agua residual.

Se le aplicaran previamente los factores de ajuste al efluente inicial ( $N_0$ ) en el caso de Remoción de coliformes el actuante es Fcs.

Se aplicará este caso sucesivamente en las lagunas que hubiera hasta encontrar el valor de diseño requerido.

Eficiencia de las lagunas con respecto a la remoción de coliformes.

$$E_1 = \frac{(N_0 - N)\%}{N}$$

Eficiencia del sistema.

$$E = 1 - (1 - E_1) \times (1 - E_1)$$

**r) Remoción de la DBO<sub>5</sub>**

Se sigue la misma metodología que se empleó para los coliformes fecales.

El valor de la constante de razón de remoción  $K_b$  para 20°C se encuentra de 0,2 – 0,3 día<sup>-1</sup>.

Se calcula el  $K_b$  de la fórmula:

$$K_b = K_{20} \times 1.05^{(T-20)}$$

Además se deben conocer los factores de ajustes para una laguna de estabilización que son: el factor característico de sedimentación (Fcs) y el factor intrínseco de algas (Fia).

Se calcula la  $DBO_{teorico}$ :

$$DBO_{teorico} = \frac{\text{Contribucion Percapita}}{(\text{Dotacion} \times \% \text{Contr. al desague})} \times 1000$$

La  $DBO_{soluble}$  se obtendrá multiplicándose el factor característica de sedimentación (Fcs) la  $DBO_{teorica}$  obtenida.

$$DBO_{soluble} = (Fcs) \times DBO_{teorica} = L_0$$

Una vez obtenido, se reemplaza en la siguiente ecuación:

$$L = \frac{L_0 \times 4 \times a \times e^{((1-a)/(2 \times d))}}{(1+a)^2} + L_0 \times Fia$$

Donde:

$L_0$ : DBO a la entrada.

Se aplicara este paso sucesivamente en las lagunas que hubiera hasta encontrar el valor de diseño requerido.

Eficiencia de las lagunas con respecto a la remoción de DBO.

$$E_1 = \frac{(L_0 - L)\%}{L_0}$$

Eficiencia del sistema.

$$E = 1 - (1 - E_1) \times (1 - E_1)$$

## CAPITULO III: DISEÑO HIDRAULICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

### 3.1 CALCULOS PREVIOS PARA EL DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

Para el diseño de la planta de tratamientos de aguas residuales se eligió un periodo de diseño de 20 años por lo cual la población de diseño será  $P_{2032}$ .

#### 3.1.1 Calculo de la Población

A partir de los datos censales obtenidos del INEI (ver cuadro N° 1.1), se realiza un análisis para decir cuál es el método más adecuado a emplear en la proyección para la población del distrito de Végueta.

Se utilizara tres métodos de análisis los cuales son:

##### a) Método Aritmético

Utilizando las siguientes formulas:

Calculo de la razón de Crecimiento:

$$r = \frac{P - P_0}{(t - t_0)}$$

**Cuadro N°3.1 Resultados de razón de crecimiento**

$r1$	179.10
$r2$	217.33
$r3$	442.25
$r4$	76.00

Fuente: Elaboración propia

Calculo de la razón promedio:

$$r_p = \frac{\sum_1^n r_i}{n}$$

$$r_p = 228.67$$

Calculo de la población proyectada según la fórmula:

$$P = P_0 + r (t - t_0)$$

**Cuadro N°3.2 Proyección de la población según el Método Aritmético**

Año	Población
2007	18,265
2011	19,180
2022	21,695
2032	23,982

Fuente: Elaboración propia

**b) Método Geométrico**

Utilizando las siguientes formulas:

Calculo de la razón de Crecimiento:

$$r = \sqrt[t-t_0]{\frac{P_{i+1}}{P_i}}$$

**Cuadro N°3.3 Resultados de razón de crecimiento Método Geométrico**

r1	1.0195
r2	1.0192
r3	1.0293
r4	1.0042

Fuente: Elaboración propia

Calculo de la razón promedio:

$$r_p = \sqrt[n]{r_1 \times r_{i+1} \times \dots \times r_n}$$

$$r_p = 1.018$$

Calculo de la población proyectada según la fórmula:

$$P = P_0 \times r^{(t-t_0)}$$

**Cuadro N°3.4 Proyección de la población según el Método Geométrico**

<i>Año</i>	<i>Población</i>
2007	18,265
2011	19,616
2022	23,869
2032	28,531

Fuente: Elaboración propia

**c) Método Cuadrático**

Utilizando las siguientes formulas:

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

Calculo de las constantes A, B y C, considerando:

**Cuadro N°3.5 Valores considerados para calcular las constantes A, B y C**

<i>Año</i>	<i>T (años)</i>	<i>Población</i>
1971	0	8,407
1993	22	12,806
2007	36	18,265

Fuente: Elaboración propia

**Cuadro N°3.6 Resultado de las constantes A, B y C**

<i>A</i>	5.28
<i>B</i>	83.86
<i>C</i>	8407.00

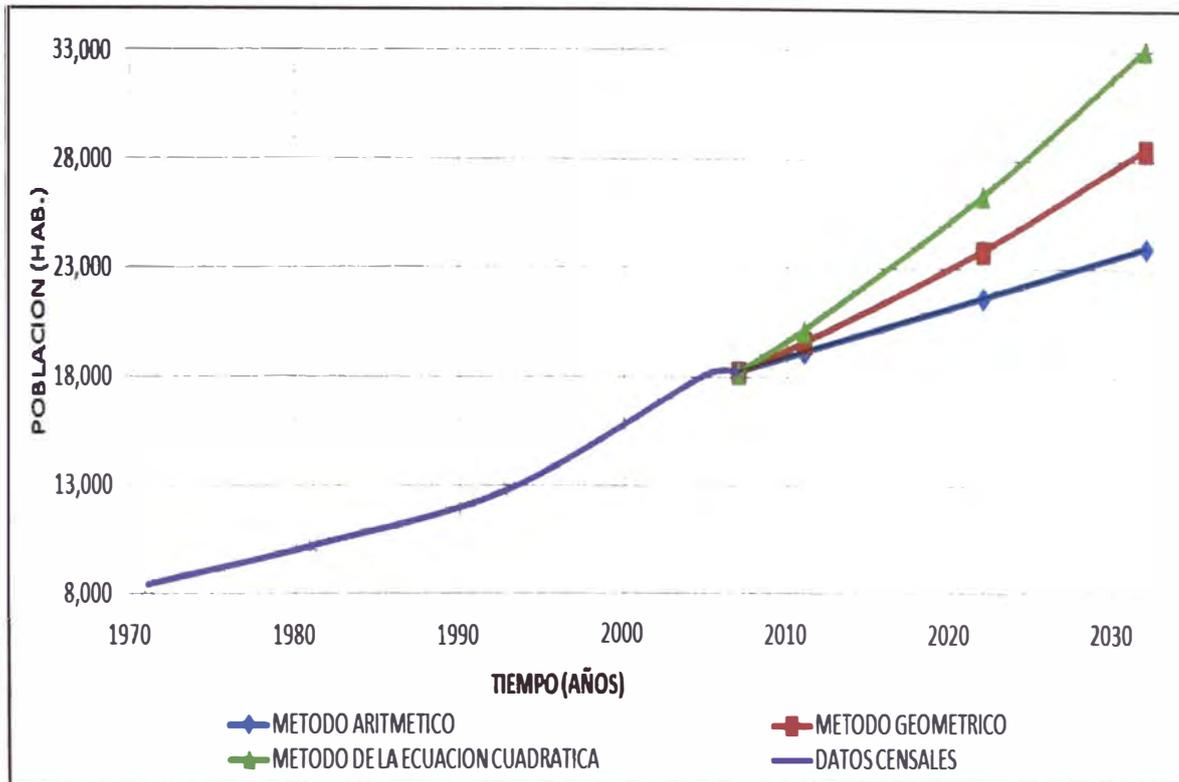
Fuente: Elaboración propia

**Cuadro N°3.7 Proyección de la población según el Método Cuadrático**

<i>Año</i>	<i>Población</i>
2007	18,265
2011	20,205
2022	26,409
2032	33,158

Fuente: Elaboración propia

De los valores obtenidos se realiza una grafica (ver figura 3.1) para determinar el método que se asemeje más al crecimiento de la población.



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°3.1 Grafica comparativa de los métodos empleados**

De la figura 3.1 se puede ver que el método que más se asemeja a la población del distrito de Végueta es el Método Geométrico, por lo cual se adopta este método para cálculo de la población objetivo.

A partir de la densidad poblacional (cuadro N°1.2), del número de lotes y de la razón de crecimiento del Método Geométrico se obtiene la siguiente fórmula:

$$P = 9596 \times 1.018^{(t-2011)} \quad (3.8)$$

Calculo de la población de diseño de la Ciudad de Végueta.

**Cuadro N°3.8 Proyección de la población de la Ciudad de Végueta**

Año	Población
2011	9,596
2012	9,769
2022	11,677
2032	13,957

Fuente: Elaboración propia

La población de diseño para la ciudad de Végueta será:

$$P_{2032} = 13,957 \text{ hab}$$

### 3.1.2 Calculo de Caudales

Con la población de diseño la dotación de agua y los coeficientes de consumo se determinara los caudales.

Valores considerados para el cálculo de los caudales de diseño:

- Dotación de agua: 150 l/hab/d, como se indica el ítem 2.42.-a (ver Anexo – 03).
- Coeficiente de contribución: 80%, como se indica el ítem 2.42.-a.
- Coeficiente de consumo máximo diario ( $K_1$ ): 1.3, ya que no existe excesivas variaciones de temperatura, en las cuatro estaciones del año.
- Coeficiente de consumo máximo horario ( $K_2$ ): 1.8, ya que la población es relativamente grande (mayor 10,000).
- Coeficiente de consumo mínimo horario ( $K_3$ ): 0.5.

Calculo de Caudal Promedio con la contribución para los desagües:

$$Q_p = 0.8 \times \frac{\text{Poblacion} \times \text{Dotacion}}{86400}$$

De la fórmula se obtiene:

$$Q_p = 19.38 \text{ l/s}$$

Calculo de Caudal Máximo Diario:

$$Q_{\text{max diario}} = K_1 \times Q_p$$

De la fórmula se obtiene:

$$Q_{\text{max diario}} = 25.20 \text{ l/s}$$

Calculo de Caudal Máximo Horario:

$$Q_{\max \text{ horario}} = K2 \times Q_p$$

De la fórmula se obtiene:

$$Q_{\max \text{ horario}} = 34.89 \text{ l/s}$$

Calculo de Caudal Máximo Horario:

$$Q_{\min \text{ horario}} = K3 \times Q_p$$

De la fórmula se obtiene:

$$Q_{\min \text{ horario}} = 9.69 \text{ l/s}$$

### 3.2 DISEÑO DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS

Debido la existencia de una gran cantidad de criterios o modelos de diseño de lagunas de estabilización facultativas, es prácticamente imposible seleccionar único modelo, por esta razón se presentan tres modelos que serán comparados con el modelo sugerido por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

#### 3.2.1 Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño han sido obtenidos de los Reglamento Nacional de Edificaciones, CEPIS/OMS, y de lagunas con similares características, como se muestra el Cuadro N° 3.9.

**Cuadro N°3.9 Parámetros de Diseño**

Parámetro	Valor	Unidad	Fuente
Temperatura ambiental del mes más frío	14	°C	SENAHMI
Temperatura del agua mes más frío	15	°C	Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del Ambiente (CEPIS/OMS)
Concentración DBO afluente Co (ítem 3.2.2)	300	mg/l	Tesis Víctor Espinosa Hurtado "Diseño de la red de Desagüe y Laguna de Oxidación del Distrito Río Negro, Satipo Junín"
DBO 5 días , 20°C	50	g/hab.día	Reglamento Nacional de Edificaciones OS-090
Sólidos en suspensión	90	g/hab.día	Reglamento Nacional de Edificaciones OS-090
Coliformes Fecales	2E+11	N°bact/ha b.día	Reglamento Nacional de Edificaciones OS-090
Factor de Corrección Hidráulica	0.7		Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del Ambiente (CEPIS/OMS)
Factor Características de Sedimentación			Tesis Víctor Espinosa Hurtado "Diseño de la red de Desagüe y Laguna de Oxidación del Distrito Río Negro, Satipo Junín"
(Fcs) Laguna Primaria	0.8		
(Fcs) Laguna Secundaria	1		
Factor Intrínseco de Algas			Tesis Pedro Alexis Quiroz Pedraza "Planta de Tratamiento de Aguas Residuales para el regadío en la UNMSM"
(Fia) Laguna Primaria	0.1		
(Fia) Laguna Secundaria	0.1		

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.2 Cálculos para el tratamiento de aguas residuales basado en los modelos Flujo piston, Mezcla completa y Cinética de Primer Orden y Carga Superficial

Se realiza los cálculos empleando la metodología descrita en el ítem 2.5 obteniendo las áreas, el tiempo de retención y la eficiencia según el modelo.

#### a) Cálculos basados en modelo Flujo Arbitrario

- De la figura N°2.5, para una remoción de DBO del 90% se obtiene que  $K \theta = 3.4$  para  $d = 0.25$ .

- Se calcula la constante K.

$$K = 0.15 \times 1.072^{(15-20)} = 0.104 \text{ d}^{-1}$$

- Se calcula el tiempo de retención.

$$\emptyset = \frac{3.4}{0.104} = 32.69 \text{ d}$$

Caudal de diseño:

$$Qp = 19.38 \text{ l/s} = 1,674.86 \text{ m}^3/\text{d}$$

- Se calcula el área superficial de la laguna.

Considerando un profundidad de 2m.

$$A = \frac{1,674.86 \times 32.69}{2} = 27,375.59 \text{ m}^2 = 2.74 \text{ ha}$$

$$A_{unitaria} = \frac{2.74}{2} = 1.37 \text{ ha}$$

- Se calculan las cargas orgánicas.

$$COS = \frac{150 \times 1,674.86}{1000 \times 2.74} = 91.69 \text{ kg DBO/ha} \times \text{d}$$

$$COV = \frac{150 \times 1,674.86}{1,674.86 \times 32.69} = 4.59 \text{ g DBO/m}^3 \times \text{d}$$

- Se adoptan longitudes:

$$L = 204 \text{ m}$$

$$W = 68 \text{ m}$$

- Se verifica el valor del número de dispersión.

$$d = \frac{1.158 \times (32.69 \times (68 + 2 \times 2))^{0.489} \times 68^{1.511}}{(15 + 42.5)^{0.734} \times (204 \times 2)^{1.489}} = 0.201$$

El diseño será satisfactorio puesto que  $0.20 < 0.25$ .

La eficiencia global de remoción de DBO en el sistema es de 90%.

## b) Cálculos basados en modelo de Mezcla Completa y Cinética de Primer Orden

### LAGUNA FACULTATIVA PRIMARIA

- Se calcula la concentración de DBO en la laguna facultativa primaria.

Considerando un Profundidad de  $d = 2\text{m}$ .

$$C = \frac{600}{2 \times 2 + 8} = 50 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

- Se calcula la constante de remoción.

$$K_T = 1.2 \times (1.085)^{(15-35)} = 0.235 \text{ d}^{-1}$$

- Se calcula el tiempo de remoción.

$$\theta = \frac{1}{0.235} \times \left( \frac{300}{50} - 1 \right) = 21.27 \text{ d}$$

- Se calcula el área superficial para una profundidad útil de 2m.

$$A = \frac{1,674.86 \times 21.27}{2} = 17,812.14 = 1.78 \text{ ha}$$

- Se determina la eficiencia.

$$E = \frac{300 - 50}{150} = 83.30\%$$

## LAGUNA FACULTATIVA SECUNDARIA

- Se calcula el tiempo de retención.

$$\emptyset = \frac{1}{0.235} \times \left( \frac{50}{15} - 1 \right) = 9.93 \text{ d}$$

- Se calcula el área superficial para una profundidad útil de 2.0m.

$$A = \frac{1,674.86 \times 9.93}{2} = 8315.68 = 0.83 \text{ ha}$$

- Se determina la eficiencia.

$$E = \frac{50 - 15}{50} = 70.00\%$$

- La eficiencia Total será:

$$E = \frac{300 - 15}{150} = 95.00\%$$

La eficiencia global de remoción de DBO en el sistema de dos lagunas en serie es del 95%.

### c) Cálculos basados en modelo de Carga Superficial

## LAGUNA FACULTATIVA PRIMARIA

- Se calcula la Carga orgánica superficial máxima.

$$CSM = 60.3 \times (1.0993)^{15} = 249.5 \text{ kgDBO}_5/\text{ha} \times d$$

- Se determina el área superficial.

$$A = \frac{300 \times 1,674.86}{1000 \times 249.5} = 2.01 \text{ ha}$$

- Se calcula el tiempo de retención.

$$\emptyset = \frac{10070 \times 2}{1,674.86} = 24.05 \text{ d}$$

- Se calcula la carga orgánica superficial removida.

$$CSR = 10.35 + 0.725 \times 249.5 = 197.5 \text{ kgDBO}_5/\text{ha} \times d$$

- Se determina la eficiencia de remoción de DBO<sub>5</sub>.

$$E_1 = \frac{197.5\%}{249.5} = 79.2\%$$

- Se calcula la carga orgánica del efluente primario.

$$C_o = 150 \times 1,674.86 \times 10^{-3} \times (0.208) = 104.5 \frac{\text{kgDBO}_5}{d}$$

#### LAGUNA FACULTATIVA SECUNDARIA

- Se corrige por seguridad, la carga orgánica afluente, suponiendo una relación de DBO total/DBO soluble de 2.00.

$$C_o = 104.52 \times 2 = 209.04 \frac{\text{kgDBO}_5}{d}$$

- Se adopta una carga superficial de diseño de 150 kg DBO<sub>5</sub>/haxd.
- Se calcula el área superficial requerida.

$$A = \frac{209.04}{150} = 1.39 \text{ ha}$$

- Se determina el tiempo de retención.

$$\emptyset = \frac{13,940 \times 2}{1,674.86} = 16.65 d$$

- Se calcula la carga orgánica superficial removida.

$$CSR = 10.35 + 0.725 \times 209.04 = 161.90 \text{ kgDBO}_5/\text{ha} \times d$$

- Se determina la eficiencia de remoción de DBO<sub>5</sub>.

$$E_1 = \frac{161.90\%}{209.04} = 77.45\%$$

- Calculando eficiencia global del sistema de tratamiento:.

$$E = 1 - (1 - 0.792) \times (1 - 0.775) = 95.3 \%$$

- Calculando DBO del efluente secundario.

$$DBO_e = 300 \times (1 - 0.953) = 14.10 \text{ mg/l}$$

### 3.2.3 Diseño de la Planta de Tratamiento de aguas Residuales Basado en el Reglamento Nacional de Edificaciones

#### CALCULO PREVIOS

Se realiza los caculos empleando la metodología descrita en el ítem 2.5.

- a) Caudal de Diseño (QP, en m<sup>3</sup>/d).

$$Q_p = 1,674.86 \text{ m}^3/\text{d}$$

- b) Carga Orgánica (C, en kg DBO<sub>5</sub>/d).

$$C = \frac{13,957 \times 50}{1000} = 697.86 \text{ kg DBO}_5/\text{d}$$

- c) Condición temperaturas vs temperatura del agua.

Si  $T^\circ < 25^\circ\text{C}$

$$T^\circ_{\text{agua}} = 14 + 1 = 15^\circ\text{C}$$

- d) Carga superficial (CS, kg DBO<sub>5</sub> /haxd).

$$CS_{\text{diseño}} = 250 \times 1.05^{(15-20)} = 195.88 \text{ kg DBO}_5/\text{ha} \times \text{d}$$

#### DISEÑO DE LAGUNAS PRIMARIAS

- e) Área de la laguna (Área, en Ha).

$$\text{Area} = \frac{697.86}{195.88} = 3.56 \text{ ha}$$

**f) Área de cada laguna (Área, en Ha).**

Se realiza el tratamiento de aguas residuales mediante cuatro lagunas dos lagunas en la fase primaria y dos en la fase secundaria, por lo cual el pre-dimensionamiento inicial para cada laguna será:

$$A_{C/laguna} = \frac{3.56}{4} = 0.89 \text{ ha}$$

El área obtenida corresponde al nivel medio de las lagunas.

**g) Relación largo/ancho de la laguna.**

$$\frac{L}{W} = 3$$

Con los valores obtenidos de f) y g), se obtiene las dimensiones de la laguna primaria:

$$L_p = 162 \text{ m}$$

$$W_p = 54 \text{ m}$$

**h) Profundidad de la Laguna (Z, en m)**

Se considera un valor de  $Z = 2.0 \text{ m}$

**i) Talud ( $Z_p$ )**

Se considera un valor de  $Z_p = 2$

**j) Borde Libre (BL, en m)**

Se considera un valor de  $BL = 0.5 \text{ m}$

**k) Volumen de lodos ( $V_{\text{lodos}}$ , en  $\text{m}^3$ ).**

Se considera una tasa de acumulación de lodos de 120 litros/habx año y un periodo de limpieza de 5 años.

$$V_{\text{lodos}} = \frac{1,674.86 \times 120 \times 5}{1000} = 8,374.28 \text{ m}^3$$

Por cada laguna:

$$V_{\text{lodos unit.}} = \frac{8,374.28}{4} = 2,093.57 \text{ m}^3$$

**l) Área de Lodos ( $A_F$ , en  $\text{m}^2$ ).**

De las dimensiones obtenidas y el talud de la laguna primaria se obtiene el área del fondo de cada laguna,  $A_F = 158 \times 50 = 7,900 \text{ m}^2$

**m) Altura de lodos ( $Z_L$ , en m).**

$$Z_{lodos} = \frac{2,093.57}{7900} = 0.27 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$$

**n) Periodo de retención teórico y real (PR, en días).**

$$PR_{teorico} = \frac{162 \times 54 \times 2}{819.93} = 21.34 \text{ d}$$

Considerando un  $Q_{evp}$ : 0.2 cm/día

$$Q_e = 837.43 - 0.002 \times 162 \times 54 = 819.93 \text{ m}^3/\text{d}$$

Calculo del periodo Real:

$$PR_{real} = 21.34 \times 0.70 = 14.94 \text{ d}$$

**o) Calculo del factor de dispersión (d).**

$$d = \frac{1.158 \times (14.94 \times (54 + 2 \times 2))^{0.489} \times 54^{1.511}}{(15 + 42.5)^{0.734} \times (162 \times 2)^{1.489}} = 0.12$$

**p) Calculo de la constante "a".**

Se calcula constante "a" para los coliformes.

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 0.47 \times 14.94 \times 0.12} = 2.11$$

Considerando un coeficiente de mortalidad neta a 20°C de 0.6.

$$K_b = 0.6 \times 1.05^{(15-20)} = 0.47 \text{ d}^{-1}$$

Se calcula constante "a" para la remoción de la  $DBO_5$ .

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 0.24 \times 14.94 \times 0.12} = 1.65$$

Considerando un coeficiente de mortalidad neta a 20°C de 0.3.

$$K_b = 0.3 \times 1.05^{(15-20)} = 0.24 \text{ d}^{-1}$$

**q) Coliformes en el efluente “N”**

Del cuadro 3.9 se calcula la concentración de los coliformes

$$N_{Oi} = \frac{\text{Poblacion} \times \text{Contr. Perc.}}{Q_p \times 10^4} = 1.668 \times 10^8 \frac{\text{CFNMP}}{100\text{ml}}$$

Se considera un valor  $F_{cs}=0.8$ .

$$N_o = N_{Oi} \times F_{cs} = 1.333 \times 10^8 \frac{\text{CFNMP}}{100\text{ml}}$$

Como son dos lagunas primarias en paralelo:

$$N_{O\text{unit.}} = \frac{1.333 \times 10^8}{2} = 6.67 \times 10^7 \frac{\text{CFNMP}}{100\text{ml}}$$

$$N = \frac{6.67 \times 10^7 \times 4 \times 2.11 \times e^{((1-2.11)/(2 \times 0.12))}}{(1 + 2.11)^2} = 633,776.95 \frac{\text{CFNMP}}{100\text{ml}}$$

**r) Remoción de la DBO<sub>5</sub>**

De la Formula (2.40):

$$DBO_{teorico} = \frac{13,957 \times 50}{1,674.86} = 416.7 \text{ mg/l}$$

Se calcula la concentración afluente.

$$DBO_{soluble} = 0.8 \times 416.7 = 333.3 \text{ mg/l}$$

Como son dos lagunas primarias en paralelo:

$$DBO_{soluble \text{ unit}} = \frac{333.3}{2} = 166.7 \text{ mg/l}$$

Se calcula la concentración efluente de la laguna primaria.

$$L = \frac{166.7 \times 4 \times 1.65 \times e^{((1-1.65)/(2 \times 0.12))}}{(1 + 1.65)^2} + 166.7 \times 0.1 = 27.73 \text{ mg/l}$$

Se calcula la eficiencia de las lagunas con respecto a la remoción de DBO, de la formula.

$$E_1 = \frac{(166.7 - 27.73)\%}{166.7} = 83.36\%$$

## DISEÑO DE LAGUNAS SECUNDARIAS

### s) Relación largo/ancho de la laguna.

$$\frac{L}{W} = 3$$

Debido a que el pre-dimensionamiento inicial es muy conservador para las lagunas secundarias, se asume:

Ancho:  $W_s = 41\text{m}$

Se obtiene:  $L_s = 123\text{ m}$

$$A_{C/lag.Secundaria} = 123 \times 41 = 0.504\text{ ha}$$

### t) Profundidad de la Laguna (Z, en m)

Se considera un valor de  $Z = 2\text{ m}$

### u) Talud ( $Z_p$ )

Se considera un valor de  $Z_p = 2$

### v) Borde Libre (BL, en m)

Se considera un valor de  $BL = 0.5\text{ m}$

### w) Volumen de lodos ( $V_{\text{lodos}}$ , en $\text{m}^3$ ).

No se considera ya que se trato en las lagunas primarias.

### x) Periodo de retención teórico y real (PR, en días).

$$PR_{\text{teorico}} = \frac{123 \times 41 \times 2}{809.85} = 12.45\text{ d}$$

Considerando un  $Q_{\text{evp}}$ :  $0.2\text{ cm/d}$

$$Q_e = 819.93 - 0.002 \times 123 \times 41 = 809.85\text{ m}^3/\text{d}$$

Se calcula el periodo real.

$$PR_{\text{real}} = 12.45 \times 0.70 = 8.72\text{ d}$$

**y) Calculo del factor de dispersión (d).**

$$d = \frac{1.158 \times (8.72 \times (41 + 2 \times 2))^{0.489} \times 41^{1.511}}{(15 + 42.5)^{0.734} \times (123 \times 2)^{1.489}} = 0.08$$

**z) Calculo de la constante "a".**

Se calcula constante "a" para los coliformes.

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 0.63 \times 8.72 \times 0.08} = 1.68$$

Considerando un coeficiente de mortalidad neta a 20°C de 0.6.

$$K_b = 0.8 \times 1.05^{(15-20)} = 0.63 d^{-1}$$

Se calcula constante "a" para la remoción de la DBO<sub>5</sub>.

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 0.24 \times 8.72 \times 0.08} = 1.30$$

Considerando un coeficiente de mortalidad neta a 20°C de 0.3.

$$K_b = 0.3 \times 1.05^{(15-20)} = 0.24 d^{-1}$$

**aa) Coliformes en el efluente "N"**

Se considera un valor Fcs=1. Se calcula el concentración de coliformes afluente a la laguna secundaria.

$$N_{Ounit} = 633,776.95 \times 1 = 633,776.95 \frac{CFNMP}{100ml}$$

$$N = \frac{633,776.95 \times 4 \times 1.68 \times e^{((1-1.68)/(2 \times 0.08))}}{(1 + 1.68)^2} = 9,977.11 \frac{CFNMP}{100ml}$$

**bb) Remoción de la DBO<sub>5</sub>**

Se calcula la concentración efluente.

$$DBO_{soluble\ unit} = 1 \times 27.73 = 27.23\ mg/l$$

Se calcula la concentración efluente de la laguna primaria.

$$L = \frac{27.23 \times 4 \times 1.30 \times e^{((1-1.30) \div (2 \times 0.08))}}{(1 + 1.30)^2} + 27.23 \times 0.1 = 7.34\ mg/l$$

Se calcula la eficiencia de las lagunas secundarias con respecto a la remoción de DBO.

$$E_1 = \frac{(27.23 - 7.34)\%}{27.23} = 73.51\%$$

Se calcula la eficiencia del sistema.

$$E = 1 - (1 - 0.8336) \times (1 - 0.8351) = 95.59\%$$

LA EFICIENCIA TOTAL DEL SISTEMA ES DE 95,59%

**3.2.4 Resumen de Diseño de las Lagunas Facultativas**

Se presenta a continuación un resumen de los valores más representativos y calculados de las lagunas facultativas, (ver cuadros 3.10 y 3.11).

**Cuadro N°3.10 Resumen de los parámetros calculados de las Lagunas Primarias**

LAGUNA PRIMARIA				
Parámetro	Formula	Fuente	Valor	Unidad
Caudal de Diseño (Qp)	3.23-a	RNE(1)	1,674.86	m <sup>3</sup> /d
Carga Orgánica (C)	3.23-b	CEPIS(2)	697.86	KgDBO/d
Temp. del agua mes más frío (T)	3.23-c	CEPIS(2)	15.00	°C
Carga superficial (CS)	3.23-d	CEPIS(2)	195.88	kgDBO5/Ha.día
Relación (L/W)	LW	CEPIS(2)	3.00	
Dimensionamiento de Laguna				
Área de Laguna	3.23-e	RNE(1)	3.56	Ha
Área de cada Laguna (Acl)	3.23-f	RNE(1)	0.89	Ha
Largo de Laguna (L)	W* (L / W)	PROPIO	162	m
Ancho de Laguna (W)	RAIZ(Acl / (L / W))	PROPIO	54	m
Profundidad de Laguna (Z)		CRITERIO	2	m
Talud(Zp)		CRITERIO	2	
Borde Libre (BL)		CEPIS(2)	0.5	m
Calculo de la Altura de Lodos para Lagunas Primarias y Secundarias				
Vol. de Lodos (Vlodos)	3.23-k	CEPIS(2)	8374.28	m <sup>3</sup>
Vol. Unit. de Lodos (Vlodos unit)	3.23-k	CEPIS(2)	2093.57	m <sup>3</sup>
Área de Lodo por laguna (Af)	$(L-2*(Zp*Z/2))*(W-2*(Zp*Z/2))$	PROPIO	7900	m <sup>2</sup>
Altura de Lodos (ZI)	3.23-m	CEPIS(2)	0.27	m
Área de fondo por laguna (Afi)	$(L-(((Z/2)+ZI)*Zp)*2)*(W-(((Z/2)+ZI)*Zp)*2)/10000$	PROPIO	0.768	Ha
Área superficial por laguna (As)	$(L+(((Z/2)+BL)*Zp)*2)*(W+(((Z/2)+BL)*Zp)*2)/10000$	PROPIO	1.008	Ha
Calculo de la Constante "a" y el Factor de Dispersión "d"				
Periodo de Retención Real (PR)	3.23-n	CEPIS(2)	14.94	d
Caudal Efluente (Qte)	2*Qep	PROPIO	1639.86	m <sup>3</sup> /d
Caudal Efluente por Laguna (Qep)	3.23-n	CEPIS(2)	819.93	m <sup>3</sup> /d
Factor de Dispersión (d)	3.23-o	CEPIS(2)	0.12	
Calculo de la constante a (C.F.)	3.23-p	CEPIS(2)	2.11	
Calculo de la constante a (DBO)	3.23-p	CEPIS(2)	1.65	
Calculo de la constante kb (C.F.)	3.23-p	RNE(1)	0.47	1/d
Calculo de la constante kb (DBO)	3.23-p	RNE(1)	0.24	1/d
Determinación de Coliformes Fecales (N) y Demanda Biológica de Oxígeno (L)				
Coliforme efluente unitario (N)	3.23-q	CEPIS(2)	633776.9	CFNMP/100ml
Coliforme afluente unitario(Nounit)	3.23-q	CEPIS(2)	6.67E+07	CFNMP/100ml
Coliforme en el afluente (No)	3.23-q	CEPIS(2)	1.33E+08	CFNMP/100ml
DBO unitario efluente (L)	3.23-r	CEPIS(2)	27.73	mg/l
DBO teórico	3.23-r	CEPIS(2)	416.7	mg/l
DBO soluble	3.23-r	CEPIS(2)	333.3	mg/l
DBO soluble unit. (afluente) (Lo)	3.23-r	CEPIS(2)	166.7	mg/l
Efic. de Remoción en L.P. (%)	3.23-r	CEPIS(2)	83.36	%

(1) Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma OS-090.

(2) Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales – Organización Mundial de La Salud.

Fuente: Elaboración propia

**Cuadro N°3.11 Resumen de los parámetros calculados de las Lagunas Secundarias**

LAGUNAS SECUNDARIAS				
Parámetro	Formula	Fuente	Valor	Unidad
<b>Dimensionamiento de Laguna</b>				
Caudal de Diseño (Qp)	$2 \cdot Q_{ep}$	PROPIO	1639.86	m <sup>3</sup> /d
Temp. del agua mes más frío (T)	3.23-c	CEPIS(2)	15.00	°C
Largo de Laguna (L)	3.23-s	CRITERIO	123	m
Ancho de Laguna (W)	3.23-s	PROPIO	41	m
Profundidad de Laguna (Z)		CRITERIO	2	m
Talud(Zp)		CRITERIO	2	m
Borde Libre (BL)		CEPIS(2)	0.5	m
Relación (L/W)	L/W	CEPIS(2)	3.00	
Área de fondo de cada laguna (Afl)	$(L - (((Z/2) + ZI) \cdot Zp)^2) \cdot (W - (((Z/2) + ZI) \cdot Zp)^2) / 10000$	PROPIO	0.424	ha
Área superficial de cada laguna (As)	$(L + (((Z/2) + BL) \cdot Zp)^2) \cdot (W + (((Z/2) + BL) \cdot Zp)^2) / 10000$	PROPIO	0.606	ha
<b>Calculo de la Constante "a" y el Factor de Dispersión "d"</b>				
Periodo de Retención Real (PR)	3.23-x	CEPIS(2)	8.72	d
Caudal Efluente (Qte)	$2 \cdot Q_{es}$	PROPIO	1619.69	m <sup>3</sup> /d
Caudal Efluente por Laguna (Qes)	3.23-x	CEPIS(2)	809.85	m <sup>3</sup> /d
Calculo del Factor de Dispersión (d)	3.23-y	CEPIS(2)	0.08	
Calculo de la constante a (C.F.)	3.23-z	CEPIS(2)	1.68	
Calculo de la constante a (DBO)	3.23-z	CEPIS(2)	1.30	
Calculo de la constante kb (C.F.)	3.23-z	RNE(1)	0.63	1/d
Calculo de la constante kb (DBO)	3.23-z	RNE(1)	0.24	1/d
<b>Determinación de Coliformes Fecales (N) y Demanda Biológica de Oxígeno (L)</b>				
Coliforme en el efluente (N)	3.23-aa	CEPIS(2)	9977.11	CFNMP/100ml
Coliforme en el afluente (No)	3.23-aa	CEPIS(2)	633776.9	CFNMP/100ml
DBO unitario efluente (L)	3.23-bb	CEPIS(2)	7.34	mg/l
DBO soluble unitario (afluente) (Lo)	3.23-bb	CEPIS(2)	27.73	mg/l
Eficiencia de Remoción en L.S.	3.23-bb	CEPIS(2)	73.51	%
Eficiencia Total del Sistema	3.23-bb	CEPIS(2)	95.59	%

(1) Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma OS090

(2) Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales – Organización Mundial de La Salud.

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.5 Cuadro Comparativo de Modelos Empleados Para el Diseño de Lagunas Facultativas.

Se realiza un análisis comparativo de los métodos empleados en base a las áreas requerida (ver cuadro N° 3.12), eficiencia en la remoción de DBO (ver cuadro N° 3.13) y tiempo de retención (ver cuadro N° 3.14).

**Cuadro N°3.12 Cuadro comparativo de las áreas requeridas por los modelos empleados.**

Modelo de Diseño	Área de Laguna Facul. Prima. (ha)	Área de Laguna Facul. Secund.(ha)	Área Total (ha)
Modelo de Flujo Arbitrario	1.37		2.74
	1.37		
Modelo de Mezcla completa y Cinética de Primer Orden	1.14	0.41	3.1
	1.14	0.41	
Modelo de Carga Superficial	1.01	0.695	3.4
	1.01	0.695	
Modelo del Reglamento Nacional de Edificaciones	0.89	0.51	2.8
	0.89	0.51	

Fuente: Elaboración propia

Del cuadro N°3.12 se puede observar que el Modelo Carga Superficial es el más conservador ya que se requiere 3.4 ha y el Modelo de Flujo Arbitrario es el que requiere menor Área. Sin embargo los todos los modelos tienen una similitud de áreas requeridas.

Cabe señalar que en el Modelo del Reglamentó Nacional de edificaciones se realizaron los ajustes para en el cálculo de las áreas requeridas para las lagunas secundarias; ya que en el pre dimensionamiento propuesto por el Modelo del Reglamento Nacional de Edificaciones se calcula un área de 3.56 ha siendo entonces esta área mas conservadora aun que los modelos que se muestran en el cuadro N°3.12.

**Cuadro N°3.13 Cuadro comparativo de las eficiencias de remoción de DBO por los modelos empleados.**

Modelo de Diseño	DBO Inicial (mg/l)	DBO Final (mg/l)	Eficiencia Global (%)
Modelo de Flujo Arbitrario	300	29	90
Modelo de Mezcla completa y Cinética de Primer Orden	300	15	95
Modelo de Carga Superficial	300	14.16	95.3
Modelo del Reglamento Nacional de Edificaciones	333.3	3.21	95.6

Fuente: Elaboración propia

Del cuadro N°3.13 se puede observar que los modelos con más eficiencia de remoción son los modelos de Cargas Superficial y Reglamento Nacional de Edificaciones, siendo este último el de mayor eficiencia.

**Cuadro N°3.14 Cuadro comparativo de los tiempos de retención por los modelos empleados.**

Modelo de Diseño	Tiempo de Laguna Facult. Prima. (d)	Tiempo de Laguna Facult. Secund. (d)	Tiempo de Retención Total (d)
Modelo Empírico de Gloyna	32.69		32.69
Modelo de Mezcla completa y Cinética de Primer Orden	27.32	9.47	36.79
	27.32	9.47	
Modelo de Carga Superficial	24.05	16.65	40.7
	24.05	16.65	
Modelo del Reglamento Nacional de Edificaciones	14.94	8.72	23.7
	14.94	8.72	

Fuente: Elaboración propia

Del cuadro N°3.14 se puede observar que el tiempo de retención de los modelos varía entre 24 - 40 días, siendo el modelo del Reglamento Nacional de Edificaciones el que cuenta con un menor tiempo de retención.

### 3.2.6 Laguna de acabado o pulimiento

La presente laguna no pertenece al proyecto sin embargo, se dejara la propuesta para que la Municipalidad de Végueta efectúe un proyecto complementario y rehusé las aguas tratadas para riegos de plantas de tallo alto.

Se tratara el 25% del caudal de diseño en la laguna de acabado o pulimiento.

**Cuadro N°3.15 Resumen de los parámetros calculados de las Lagunas de Acabado o Pulimiento.**

LAGUNAS DE ACABADO O PULIMIENTO				
Parámetro	Formula	Fuente	Valor	Unidad
<b>Dimensionamiento de Laguna</b>				
Caudal de Diseño (Qp)	$Q_{es}/2$	PROPIO	404.92	m <sup>3</sup> /s
Temp. del agua mes más frio (T)	2.54-c	CEPIS(2)	15.00	°C
Largo de Laguna (L)		CRITERIO	68	m
Ancho de Laguna (W)	$L / (L / W)$	PROPIO	34	m
Profundidad de Laguna (Z)		CRITERIO	1.5	m
Talud(Zp)		CRITERIO	2	m
Borde Libre (BLs)		CEPIS(2)	0.5	m
Relación (L/W)	$L/W$	CEPIS(2)	2.00	
Área de fondo de la laguna (Afl)	$(L - (((Z/2) * Zp)^2) * (W - (((Z/2) * Zp)^2) / 10000$	PROPIO	0.202	Ha
Área superficial de la laguna (As)	$(L + (((Z/2) + BL) * Zp)^2) * (W + (((Z/2) + BL) * Zp)^2) / 10000$	PROPIO	0.285	Ha
<b>Calculo de la Constante "a" y el Factor de Dispersión "d"</b>				
Periodo de Retención Real (PR)	2.54-n	CEPIS(2)	6.06	d
Caudal Efluente (Qp)	2.54-n	CEPIS(2)	400.30	m <sup>3</sup> /d
Factor de Dispersión (d)	2.54-o	CEPIS(2)	0.18	
Calculo de la constante a (C.F.)	2.54-p	CEPIS(2)	1.55	
Calculo de la constante a (DBO)	2.54-p	CEPIS(2)	1.24	
Calculo de la constante kb (C.F.)	2.54-p	RNE(1)	0.33	1/d
Calculo de la constante kb (DBO)	2.54-p	RNE(1)	0.12	1/d
<b>Determinación de Coliformes Fecales (N) y Demanda Biológica de Oxígeno (L)</b>				
Coliforme en el efluente (N)	2.54-q	CEPIS(2)	1963.93	CFNMP/100ml
Coliforme en el afluente (No)	2.54-q	CEPIS(2)	9977.11	CFNMP/100ml
DBO unitario efluente (L)	2.54-r	CEPIS(2)	4.43	mg/l
DBO soluble unit. (afluente) (Lo)	2.54-r	CEPIS(2)	7.34	mg/l
Eficiencia de Remoción en L.S.	2.54-r	CEPIS(2)	39.67	%
Eficiencia Total del Sistema	2.54-r	CEPIS(2)	97.34	%

(1) Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma OS090

(2) Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales – Organización Mundial de La Salud.

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.7 Verificación de Los Límites Máximos Permisibles y Calidad Ambiental del Agua

#### a) Verificación de los límites máximos permisibles (LMP).

Se verifica el vertimiento del efluente final (anexo\_01).

- Límite máximo permisible de Demanda Bioquímica de Oxígeno ( $DBO_5$ ) es 100 mg/l, lo cual cumple con el diseño ya que el  $DBO_5$  efluente de las lagunas primarias es de 3.27 mg/l
- Límite máximo permisible de Coliformes Fecales es 10,000 CFNMP/100ml, lo cual cumple con el diseño ya que los Coliformes Fecales efluentes del sistema es de 9,977.11 CFNMP/100ml.

#### b) Verificación de la Calidad Ambiental del Agua (ECA).

Se verifica el vertimiento del efluente final (anexo\_02).

En el presente proyecto no se contempla el rehusó de la aguas residuales tratadas, sin embargo se previsto una futura ampliación con una laguna de acabado o pulimiento que servirá para remover los coliformes fecales de las aguas tratadas y así poder utilizarlas para el riego de plantas de tallo alto.

El proyecto se encuentra dentro de la categoría 3.

- ECA de Demanda Bioquímica de Oxígeno ( $DBO_5$ ) es 15 mg/l, lo cual cumple con el diseño ya que el  $DBO_5$  efluente de las lagunas es de 4.43 mg/l
- ECA de Coliformes Fecales es menor o igual a 2,000 CFNMP/100ml, lo cual cumple con el diseño ya que los Coliformes Fecales efluentes del sistema es de 1,964 CFNMP/100ml.

## CAPITULO IV: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

### 4.1 DISEÑO DE TALUDES Y FONDO

Se realiza el análisis de la estabilidad de taludes mediante el Método Simplificado de las dovelas de Bishop. Este análisis se realiza utilizando el programa de cálculo SLIDER Vers. 6.0.

#### 4.1.1 Parámetros de Diseño

Para el análisis de estabilidad de taludes y cálculo de la capacidad admisible en el fondo de la laguna se consideran los valores indicados en el cuadro N°4.1.

**Cuadro N°4.1 Parámetros de análisis para la estabilidad del talud y capacidad de carga.**

Parámetro	Valor	Unidad
Capacidad Portante ( $q_p$ )	1	kg/cm <sup>2</sup>
Peso Especifico ( $\gamma$ )	1,800	kgf/m <sup>3</sup>
Angulo de Fricción ( $\phi$ )	25	(°)
Cohesividad (C)	510	kg/m <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.2 Estabilidad de Taludes

Para el análisis de estabilidad de taludes se utiliza el Método Simplificado de las dovelas de Bishop. En la figura N°4.1 se muestra las consideraciones que toma este método con respecto al Método de las Dovelas, las cuales tienen que ver con la consideración de fuerza sobre los lados de cada dovela.

Al igual que en el Método de las Dovelas se consideran franjas de análisis como se muestra en la figura N°4.2, la presión de poros de agua se considera cero.



Remplazando la fórmula I en II se puede notar que el término FS está presente en ambos lados de la formula.

Por consiguiente se requiere adoptar un procedimiento prueba error para encontrar el valor FS. Por lo cual se deben investigar varias superficies de falla, para así encontrar la superficie critica que proporcione el mínimo factor de seguridad

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \operatorname{sen} \alpha_n}{FS_s} \quad I$$

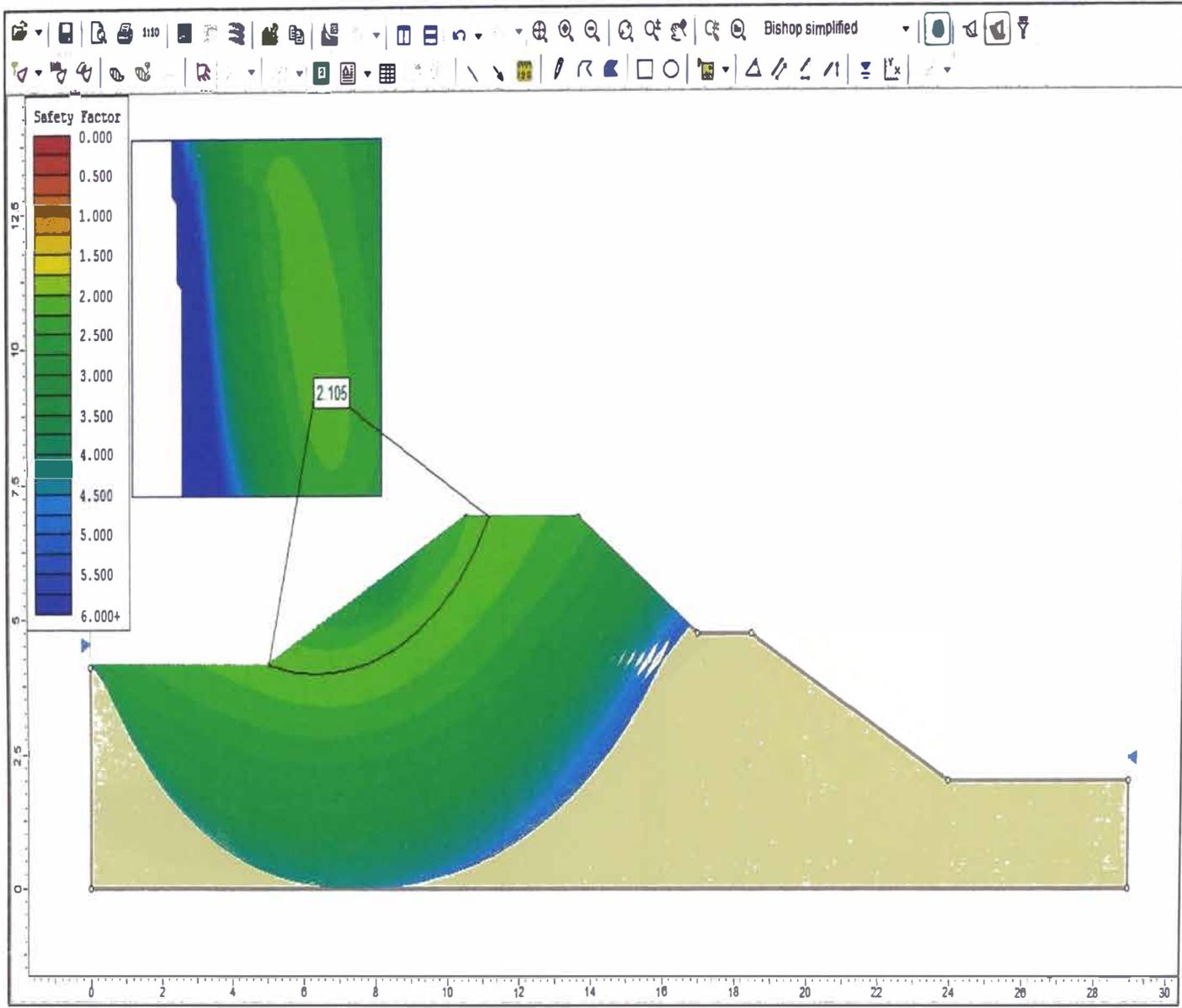
$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \quad II$$

### **Análisis de Estabilidad de Talud**

Se realiza el análisis de estabilidad de taludes, para la zona en donde se encuentran las lagunas primarias con las secundarias.

El primer análisis de estabilidad se realiza en el talud correspondiente a la laguna primaria tal como se muestra en la figura N°4.3.

El segundo análisis de estabilidad se realiza en el talud correspondiente a las lagunas secundarias tal como se muestra en la figura N°4.4.



**Material Propio**

Name: Material Propio    Colour:     Hatch:

Unit Weight: 17.66 kN/m<sup>3</sup>    Saturated U<sub>w</sub>: 20' kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb     $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters

Cohesion: 5 kN/m<sup>2</sup>    Phi: 25 degrees

Water Parameters

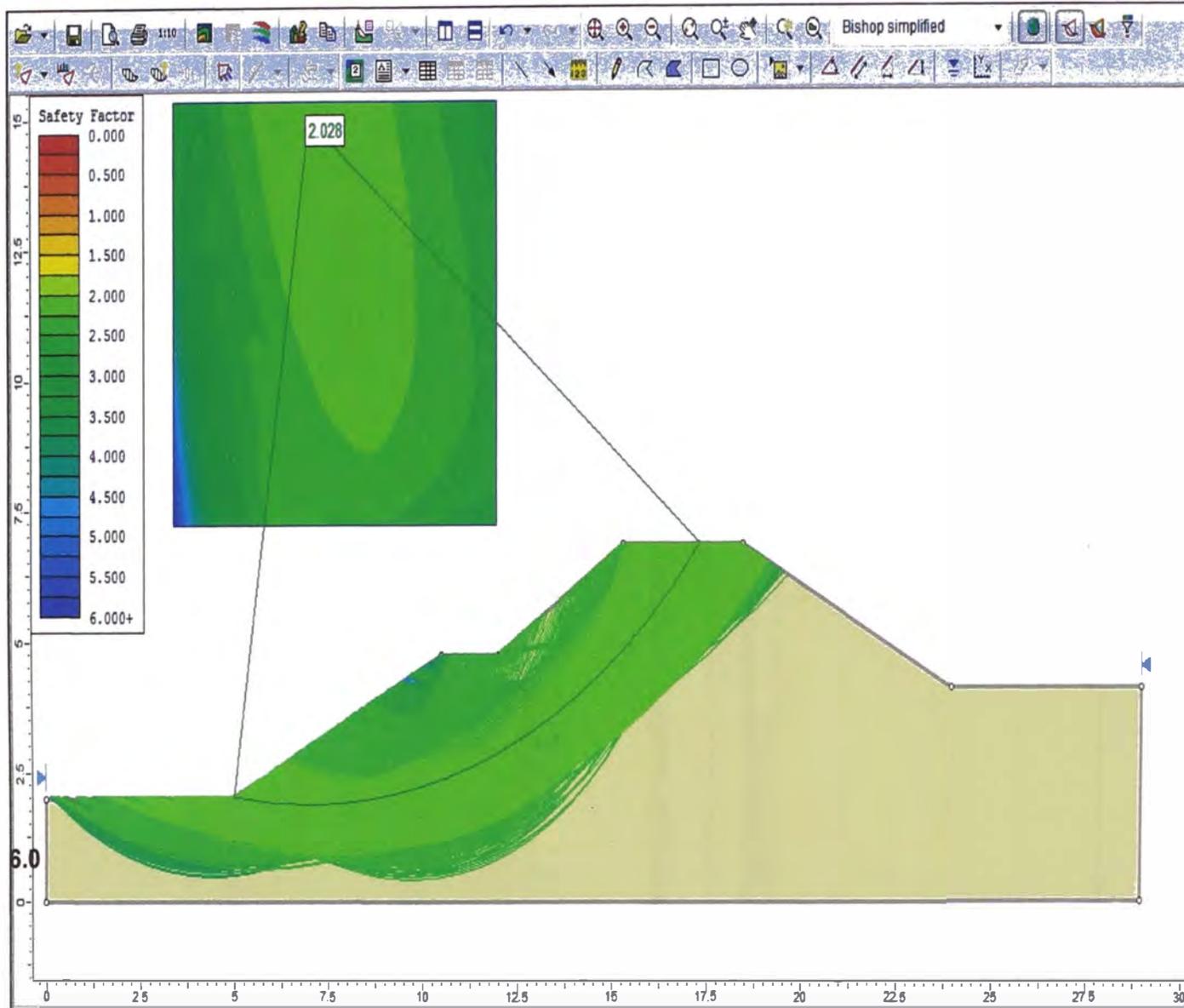
Water Surface: None    Ru Value: 0

Show only properties used in model       

Fuente: Elaboración Propia  
**Figura N°4.4 Material –SLIDER 6.0**

Fuente: Elaboración Propia

**Figura N°4.3 Calculo de Factor de Seguridad del talud de las lagunas primarias–SLIDER 6.0**



**Material Propio**

Name: Material Propio    Colour:     Hatch:

Unit Weight: 17.66 kN/m<sup>3</sup>    Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb     $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters

Cohesion: 5 kN/m<sup>2</sup>    Phi: 25 degrees

Water Parameters

Water Surface: None    Ru Value: 0

Show only properties used in model       

Fuente: Elaboración Propia  
**Figura N°4.6 Material –SLIDER**

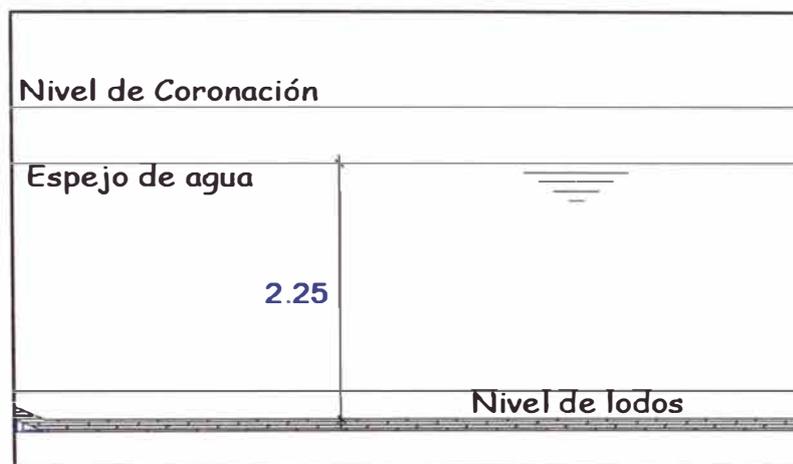
Fuente: Elaboración Propia

**Figura N°4.5 Calculo de Factor de Seguridad talud de las lagunas secundarias –SLIDER 6.0**

Como se puede observar de las figuras N°4.3 y N°4.5, el factor de seguridad de la superficie de falla más crítica del talud de la laguna primaria es de  $FS_{L.P.} = 2.105$  y el de la laguna secundaria es de  $FS_{L.S.} = 2.028$ , como se observa ambos factores son superiores a dos, por lo cual se puede considerar que los taludes son estables.

#### 4.1.3 Capacidad Admisible del Fondo de Laguna

Se realiza un cálculo de la capacidad admisible de terreno frente a la presión del agua tratada en el fondo de la laguna.



Fuente: Elaboración Propia

**Figura N°4.7 Corte de Laguna primaria**

Considerando el peso específico del agua tratada  $1 \text{ ton/m}^3$  se calcula el esfuerzo ejercido por el agua:

$$\text{Esfuerzo}_{A.T.} = (1 \text{ ton/m}^3) \cdot (2.25 \text{ m}) = 2.25 \text{ ton/m}^2 = 0.225 \text{ kg/cm}^2$$

Del cuadro N°4.1:

$$Q_{ad} = 1.0 \text{ kg/cm}^2 \gg 0.225 \text{ kg/cm}^2$$

Como se puede notar el esfuerzo admisible del terreno es mucho mayor al esfuerzo actuante razón por la cual no habrá problemas de asentamiento o colapso debido a sobrecargas.

## 4.2 DISEÑO DE CONCRETO ARMADO DE CAJA REPARTIDORA-03

Se realiza el diseño en la caja repartidora-03, ya que esta se encuentra sometida a las mayores solicitaciones actuantes con respecto a las demás estructuras.

### 4.2.1 Parámetros de Diseño

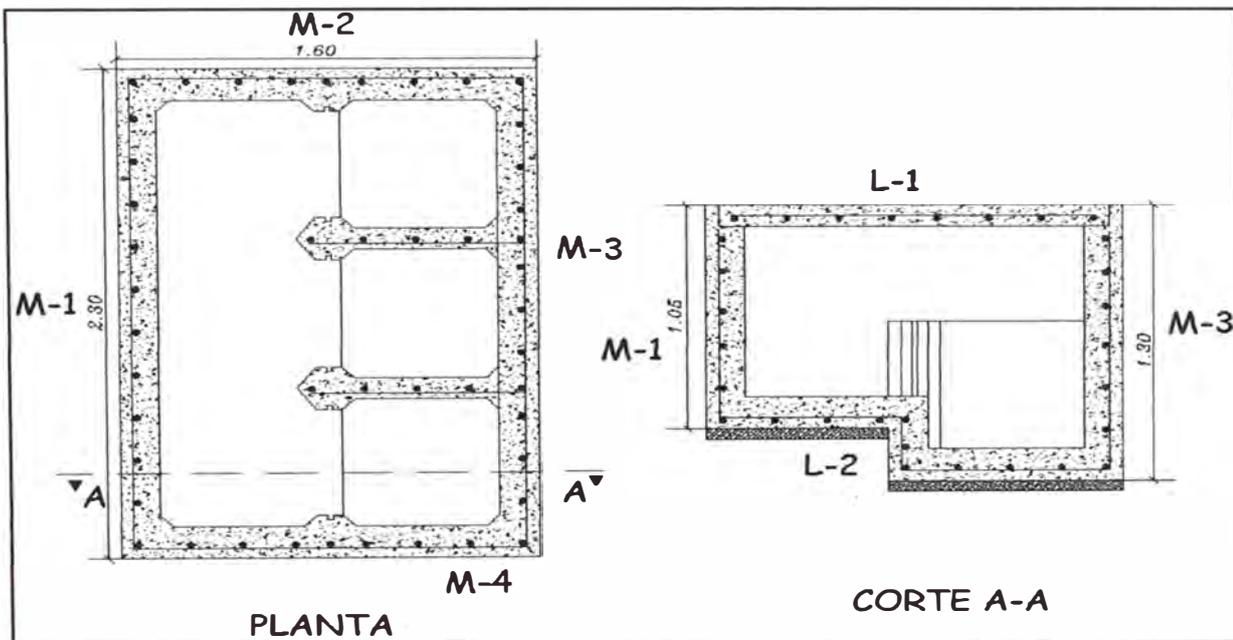
Para el diseño de concreto armado se consideran los valores indicados en el cuadro N°4.1.

**Cuadro N°4.2 Parámetros para el diseño del concreto armado**

Parámetro	Valor	Unidad
Capacidad Portante ( $q_p$ )	1	kg/cm <sup>2</sup>
Peso Especifico ( $\gamma$ )	1,800	kg/m <sup>3</sup>
Angulo de Fricción ( $\phi$ )	25	(°)
Cohesividad (C)	510	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (S/C)	200	kg/m <sup>2</sup>
$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	420	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

La caja repartidora-03 cuatro muros tipo voladizo ya la losa superior se apoya en los muros tal como se muestra en la figura N°4.8.



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.8 Esquema de distribución de la caja repartidora-03**

## 4.2.2 Diseño de Muros y Losas

### Calculo de Fuerzas Actuantes.

- Presión debido al terreno.

En el muro M-1 se calcula Empuje activo considerando las fórmulas de Rankine.

Se calcula la constante presión activa:

$$C_a = \cos \delta \left( \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right)$$

$$C_a = 0.41$$

La distribución de la presión del terreno es:

$$P_a = C_a \times y \times h$$

$$P_a = 0.73 \times h \text{ ton/m}^2$$

La presión debido a la sobrecarga:

Se calcula la altura de sobrecarga:

$$h_s = \frac{s/c}{y}$$

$$h_s = \frac{200}{1800} = 0.111$$

Se calcula la presión de sobrecarga:

$$P_{s/c} = C_a \times y \times h_s$$

$$P_{s/c} = 0.41 \times 1.8 \times 0.111 = 0.081 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente la distribución de total de presiones en el muro M-1 es:

$$P_{M-1} = P_a + P_{s/c}$$

$$P_{M-1} = 0.73 \times h + 0.081 \text{ ton/m}^2$$

Análogamente la distribución total de presiones en el muro M-3 es:

$$P_{M-3} = 0.73 \times h + 0.081 \text{ ton/m}^2$$

- Presión debido al agua.

La presión del agua hacia los muros es poco significativa, razón por la cual no se tomara en cuenta, sin embargo la presión que el agua ejerce a losa inferior se tomara en cuenta para el cálculo de la misma.

Se calcula la presión debido al agua:

Considerando una altura de 40 cm y un peso específico del agua tratada  $1 \text{ ton/m}^3$

$$P_{A.T.} = h_{A.T.} \times PE_{A.T.}$$

$$P_{A.T.} = 0.40 \times 1 = 0.4 \text{ ton/m}^2$$

### **Análisis de esfuerzos en la estructura.**

El análisis de los esfuerzos se realiza utilizando el programa de computo SAP 2000 Vrs. 14.2.0.

Las combinaciones de cargas usadas para encontrar la envolvente de esfuerzos sobre los elementos de la estructura son las siguientes:

COMBO 1	1.4 D + 1.7 L
COMBO 2	1.4 D + 1.7 L + 1.7 CE
COMBO 3	1.4 D + 1.7 L + 1.4 CL

Donde:

D: carga muerta.

L: Carga Viva.

CE: Presión Lateral debido al Suelo.

CL: Presión debido a los Líquidos.

Para modelar el suelo se requiere de un coeficiente balasto el cual guarda una relación con la capacidad portante del terreno como se puede apreciar en la cuadro N°4.3

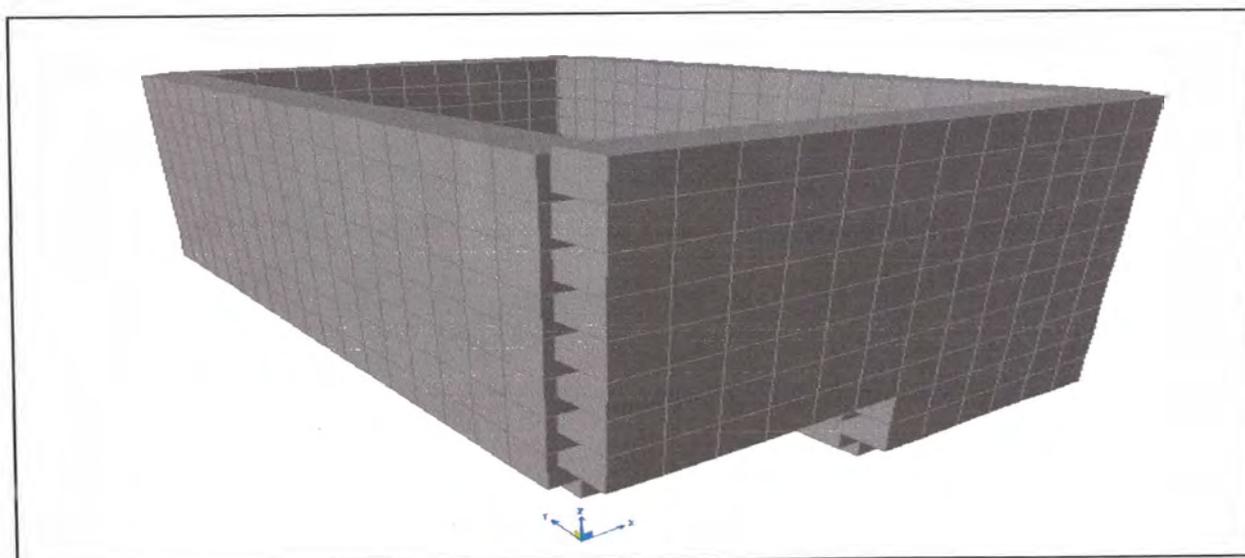
**Cuadro N°4.3 Modulo de Reacción del Suelo.**

Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: Morrison y Morrison Ingenieros (internet)

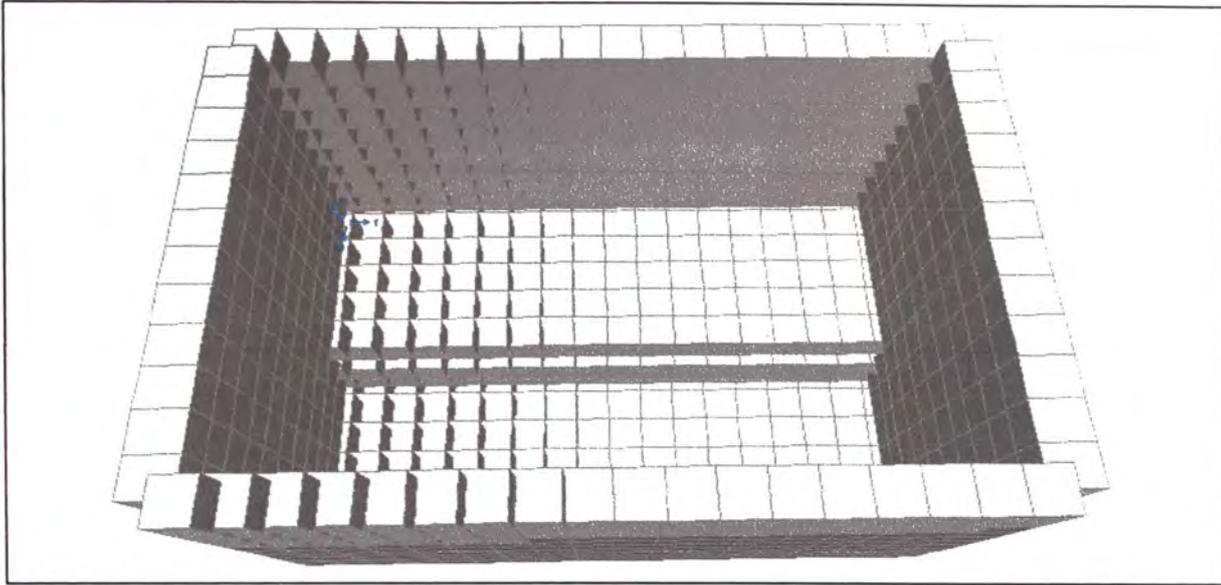
Del cuadro N°4.3 se puede observar que para una capacidad portante de 1kg/cm<sup>2</sup> corresponde un coeficiente de balasto o modulo de Winkler de 2.20 kg/cm<sup>3</sup>

En la modelación de la caja repartidora-03 se utiliza placas de 15cm de espesor como se observa en la figura N°4.9 y 4.10, además se considera el peso y la sobrecarga sobre de una tapa simplemente apoyada de 10 cm de espesor. Dicha losa se analizara aparte.



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.9 Modelo caja repartidora-03 vista 3D SAP 2000**

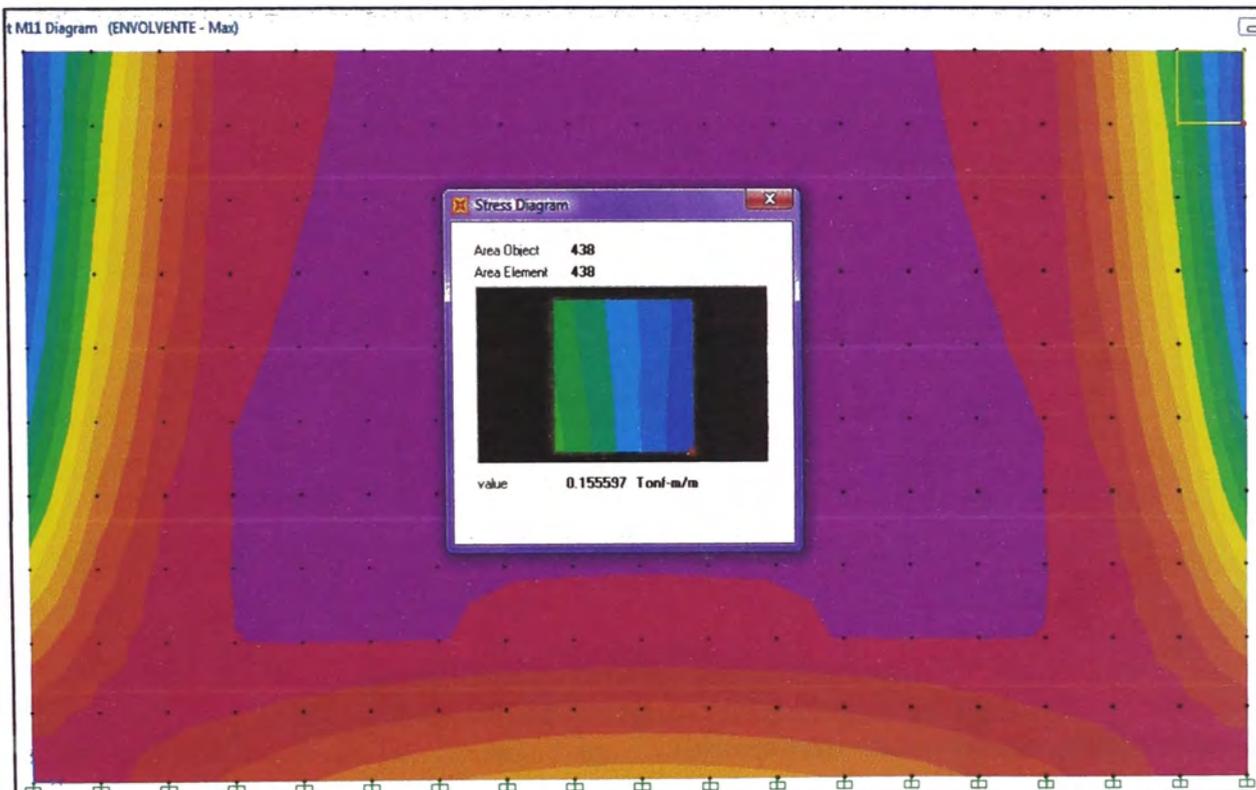


Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.10 Modelo caja repartidora-03 vista superior SAP 2000**

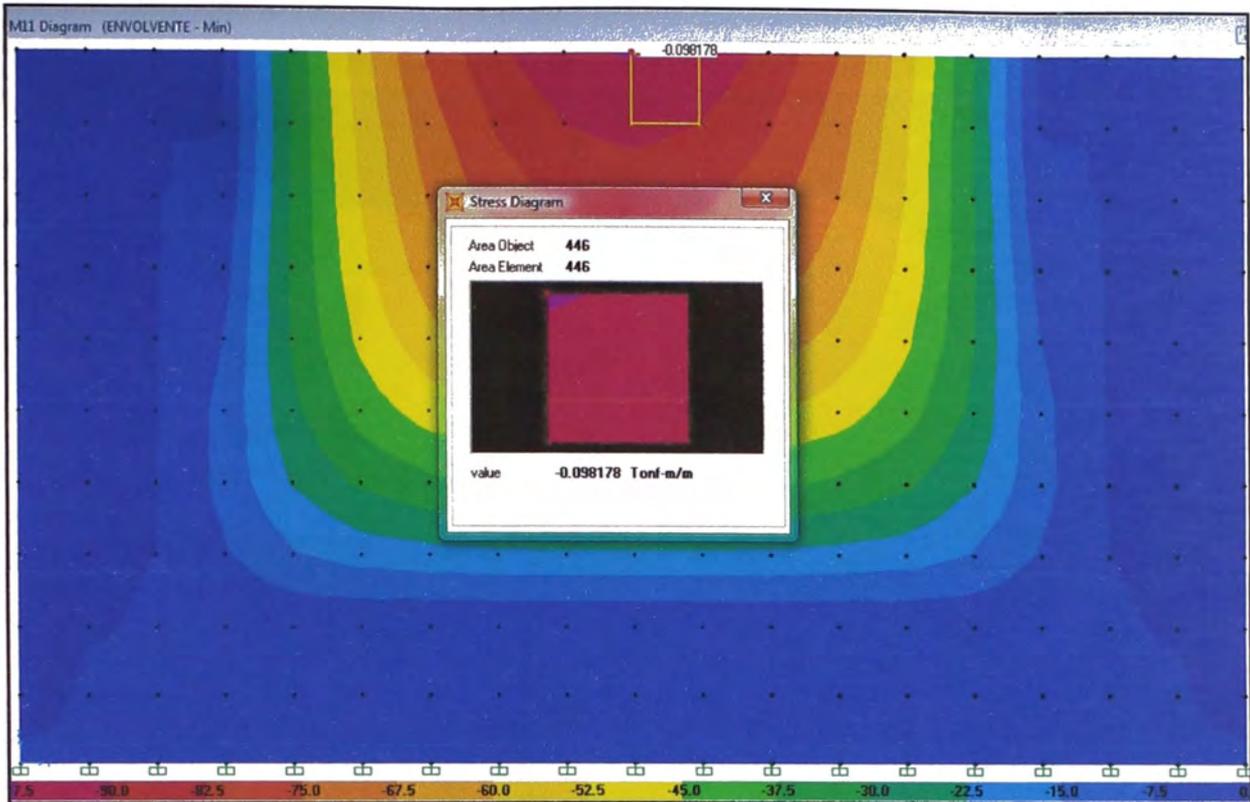
### Momentos flectores en los muros de concreto armado

El análisis de esfuerzos en los muros se realizara en el muro M-3, ya que es el muros mas esforzado.



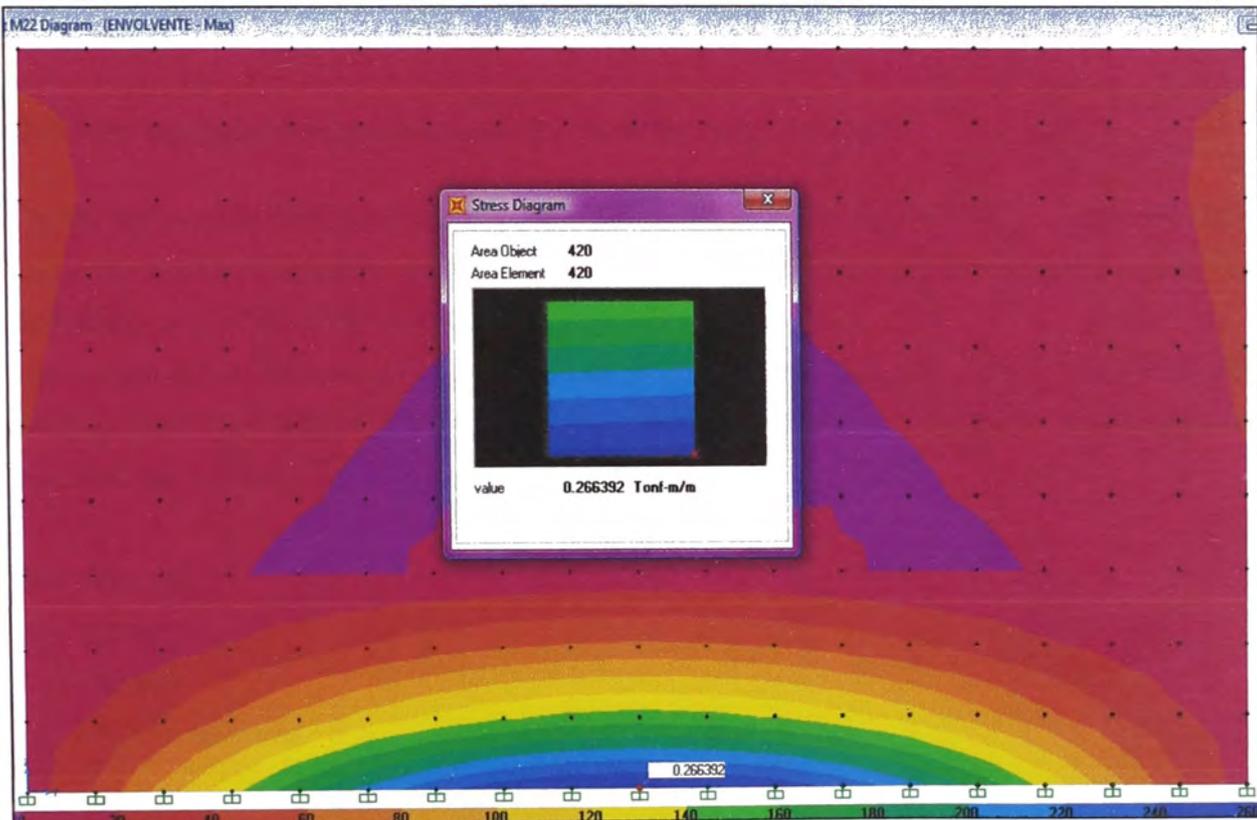
Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.11 Diagrama de Momentos M11 máx. Envolvente SAP 2000**



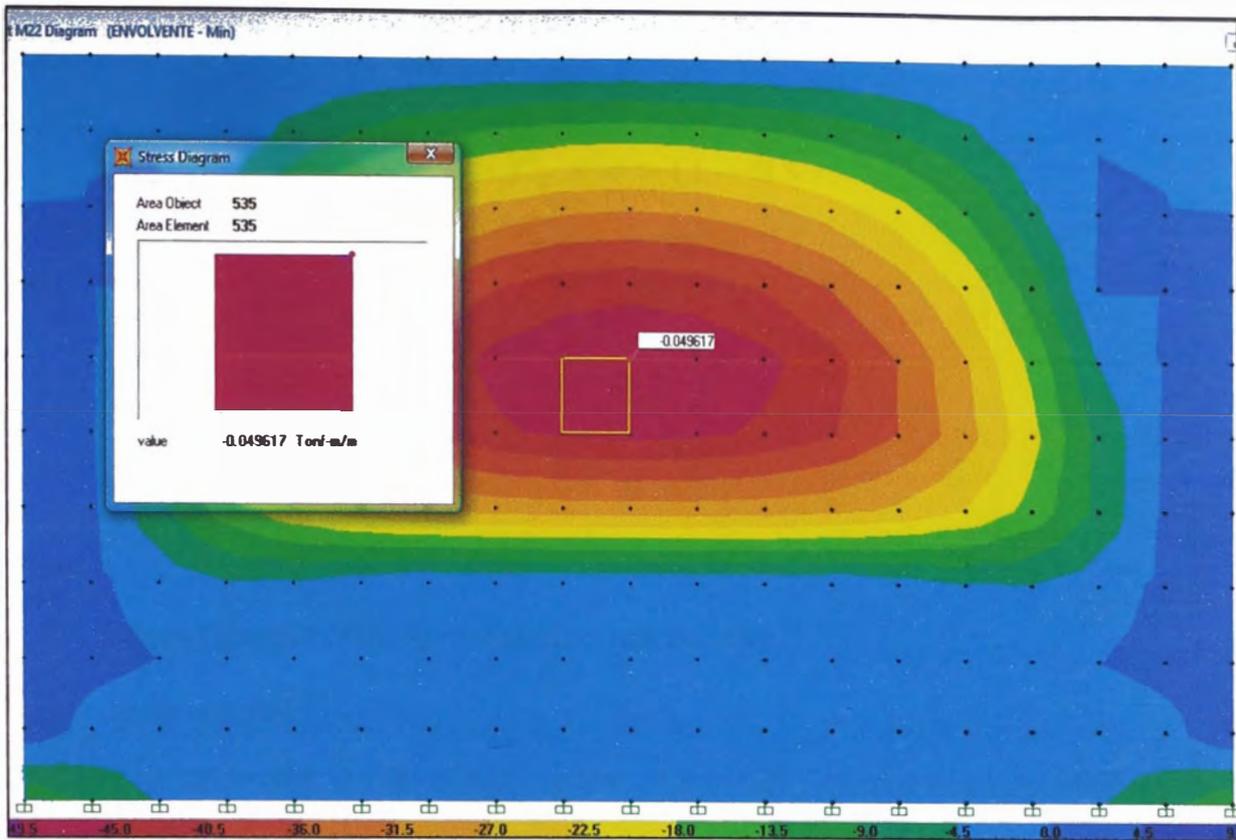
Fuente: Elaboración propia

Figura N°4.12 Diagrama de Momentos M11 min. Envolvente SAP 2000



Fuente: Elaboración propia

Figura N°4.13 Diagrama de Momentos M22 máx. Envolvente SAP 2000



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.14 Diagrama de Momentos M22 min. Envolverte SAP 2000**

### Calculo de refuerzo en los muros de concreto armado

Como se puede observar de en las figuras N° 4.11, 4.12, 4.13 y 4.14, el máximo valor de momento flector es 0.266 ton-m/m el cual se produce en la zona inferior del muro M-3 (figura N° 4.13).

Los momentos flectores obtenidos por el programa de computo SAP 2000 Vrs 14.2.0. Son momentos por metro, por lo cual en el diseño se utiliza una franja de análisis de 1.00m.

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

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

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

$$M_u = 0.26 \text{ ton-m/m}$$

Donde:

B: Franja de Análisis.

d: peralte.

$M_u$ : Momento Ultimo debido a la envolvente de cargas.

Aplicando las siguientes formulas:

$$K_u = \phi \times f'_c \times w \times (1 - 0.59 \times w)$$

$$K_u = \frac{M_u}{B \times d^2}$$

$$w = \rho \times \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = \frac{A_s}{B \times d}$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de la capacidad por flexión.

$A_s$ : Área de acero.

$\rho$ : Cuantía de acero, es la relación entre el área de acero y área de análisis de la viga ( $B \times d$ ).

El área de acero requerida es de:

$$A_s = 0.93 \text{ cm}^2$$

Sin embargo las cuantías mínimas en muros son 0.0020 refuerzo horizontal y 0.0012 refuerzo vertical.

Refuerzo mínimo horizontal

$$A_{sh} = 0.0020 \times B \times h$$

$$A_{sh} = 0.0020 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo vertical

$$A_{sh} = 0.0012 \times B \times h$$

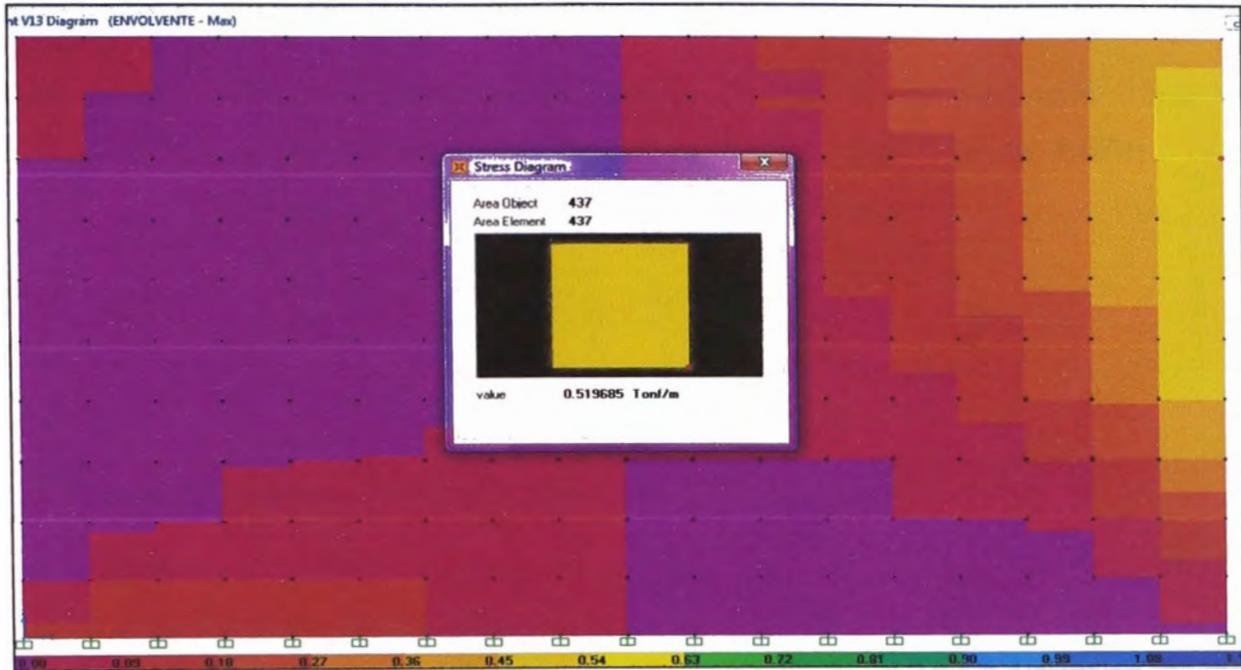
$$A_{sh} = 0.0012 \times 100 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar tanto el refuerzo mínimo horizontal y vertical excede al valor calculado con el máximo momento hallado, razón por la cual se utiliza cuantía mínima para el refuerzo del muro.

Se calcula la distribución de refuerzo según al cuantían mínima y resulta que el refuerzo horizontal es  $\square 3/8" @ 23.6 \text{ cm}$  y el refuerzo vertical es  $\square 3/8" @ 39 \text{ cm}$ . Sin embargo se considera por uniformidad una distribución de  $\square 3/8" @ 20 \text{ cm}$ .

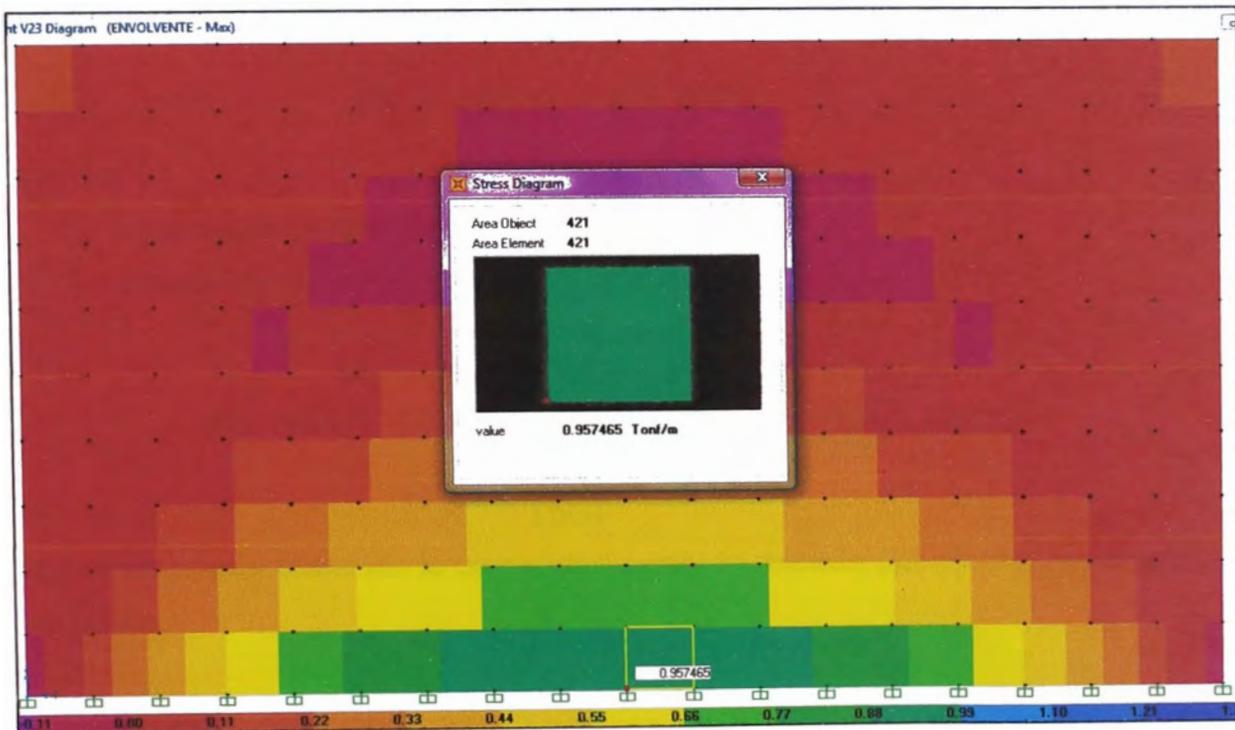
## Fuerzas Cortantes en los muros de concreto armado

El análisis de fuerzas cortante en los muros se realizará en el muro M-3, ya que es el muros más esforzado.



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.15 Diagrama de Fuerzas V13 máx. Envolverte SAP 2000**



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.16 Diagrama de Fuerzas V23 máx. Envolverte SAP 2000**

### Verificación de la capacidad resistente al corte

Para la verificación de fuerzas cortantes solo se consideran los casos donde se da los máximas fuerzas cortantes como se muestra en las figuras N° 4.15 y 4.16, el máximo valor de fuerza cortante es 0.957 ton-/m el cual se produce en la zona inferior del muro M-3 (figura N° 4.16).

Las fuerzas cortantes obtenidas por del programa de computo SAP 2000 Vrs 14.2.0. Son fuerzas por metro, por lo cual se analiza una franja de 1.00m.

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

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

$$V_u = 0.96 \text{ ton/m}$$

Donde:

B: Franja de Análisis.

d: peralte.

$V_u$ : Fuerza Cortante Ultimo debido a la envolvente de cargas.

Aplicando las siguientes formulas:

$$\phi V_n = \phi V_c ; \quad \phi = 0.85$$

Donde:

- $V_n$ : capacidad resistente de la sección
- $V_c$ : capacidad de corte que aporta el concreto

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times B \times h \\ \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 15 = 9,792.5 \text{ kg} \end{aligned}$$

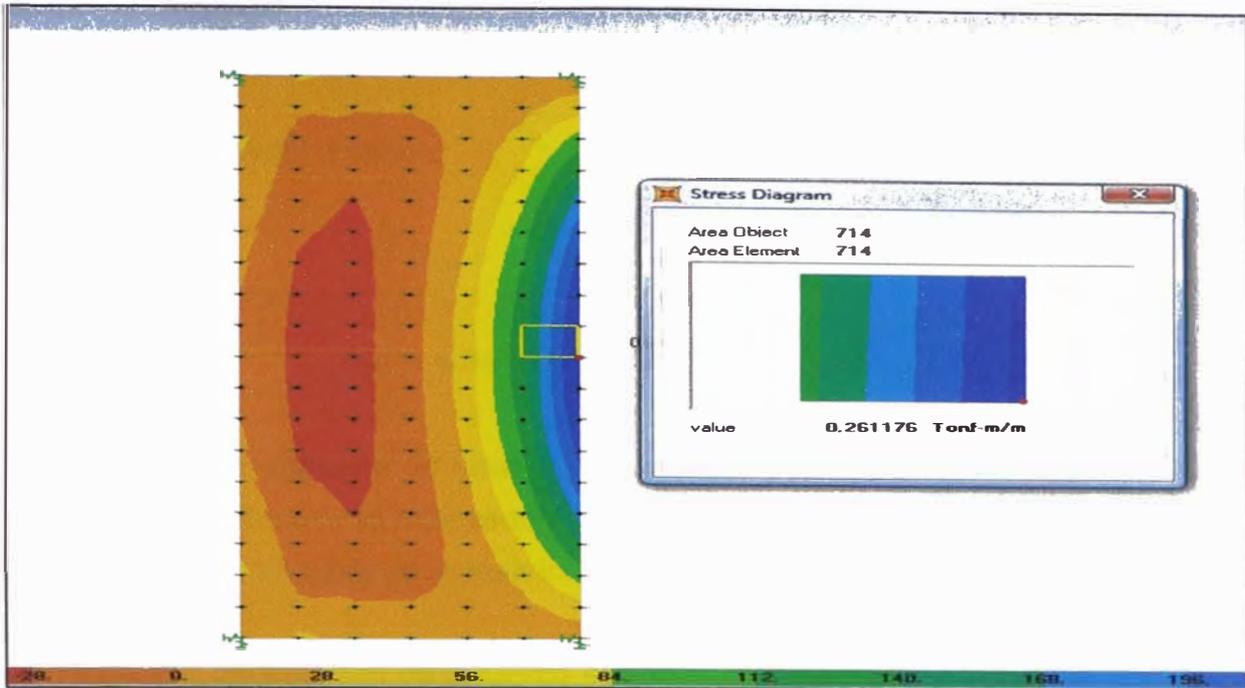
$$\phi V_c = \frac{9,792.5}{1000} = 9.79 \text{ ton}$$

Como se puede observar la capacidad cortante excede por mucho al esfuerzo actuante.

$$\phi V_n \gg \phi V_u$$

## Momentos flectores en losa inferior de concreto armado

Se analiza el máximo momento flector en la losa.



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.17 Diagrama de Momentos M11 máx. Envolvente SAP 2000**

## Calculo de refuerzo en losa inferior de concreto armado

Como se puede observar de en las figura N° 4.17, el máximo valor de momento flector es 0.261 ton-m/m.

Los momentos flectores obtenido por del programa de computo SAP 2000 Vrs 14.2.0. Son momentos por metro, por lo cual en el diseño se utiliza una franja de análisis de 1.00m.

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

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

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

$$M_u = 0.26 \text{ ton-m/m}$$

Análogamente a los pasos seguidos para el "calculo de refuerzo en los muros de concreto armado" se calcula el área de acero.

El área de acero requerida es de:

$$A_s = 0.91 \text{ cm}^2$$

Sin embargo la cuantía mínima en losas es 0.0018

Calculo del refuerzo mínimo:

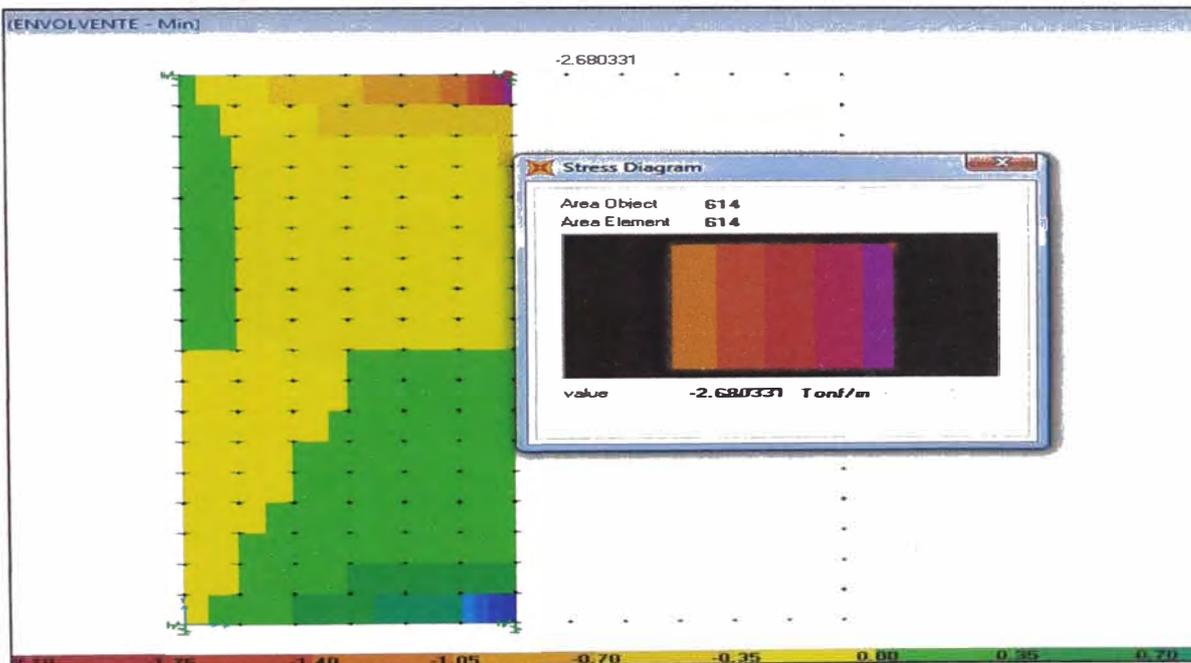
$$A_{sh} = 0.0018 \times B \times h$$

$$A_{sh} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar el refuerzo debido a la cuantía mínima excede al valor calculado con el máximo momento hallado, razón por la cual se utiliza cuantía mínima para el refuerzo de la losa inferior.

Se calcula la distribución de refuerzo según la cuantía mínima y resulta que el refuerzo es  $\square 3/8" @ 26.2 \text{ cm}$ . Sin embargo se considera por uniformidad una distribución de  $\square 3/8" @ 20 \text{ cm}$ .

#### Fuerzas Cortantes en losa inferior de concreto armado



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.18 Diagrama de Fuerzas V23 máx. Envolvente SAP 2000**

## Verificación de la capacidad resistente al corte

Para la verificación de fuerzas cortantes solo se consideran los casos donde se da los máximas fuerzas cortantes como se muestra en la figura N° 4.18 el máximo valor de fuerza cortante es 2.68 ton-/m.

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

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

$$V_u = 2.68 \text{ ton/m}$$

Como las características geométricas son similares a la del muro analizado el esfuerzo cortante resistente será el mismo:

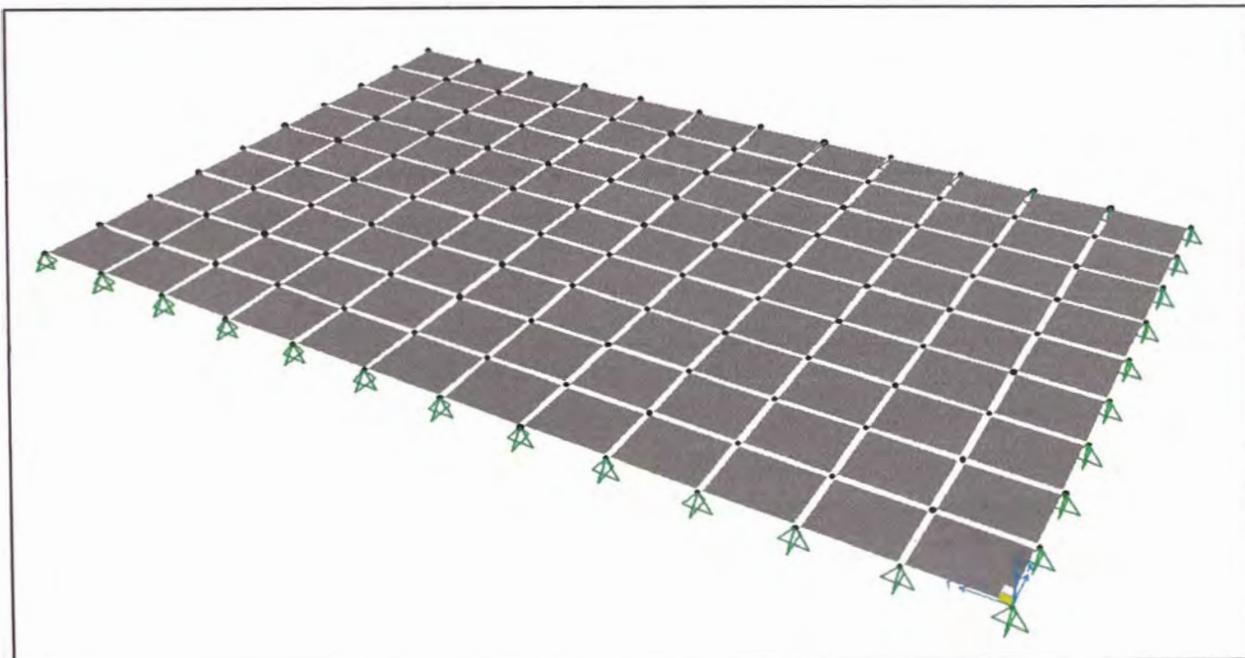
$$\phi V_c = \frac{9,792.5}{1000} = 9.79 \text{ ton}$$

Como se puede observar la capacidad cortante excede al esfuerzo actuante.

$$\phi V_n \gg \phi V_u$$

## Análisis de esfuerzos en la losa superior

Losa superior se encuentra simplemente apoyada (ver figura N°4.19) y afectada por una sobrecarga, la cual se indica en el cuadro N ° 4.2.

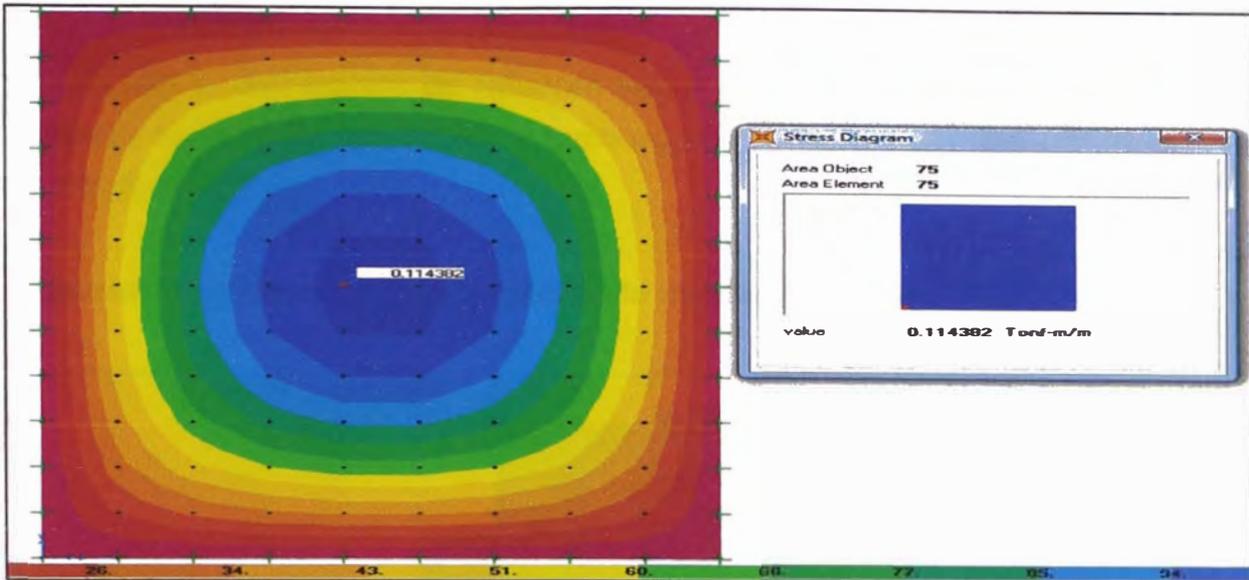


Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.19 Modelo de análisis vista 3D SAP 2000**

## Momentos flectores en losa Superior de concreto armado

Se analiza el máximo momento flector en la losa.



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.20 Diagrama de Momentos M11. Combo 1 SAP 2000**

## Calculo de refuerzo en losa superior de concreto armado

Como se puede observar de en las figura N° 4.20, el máximo valor de momento flector es 0.11 ton-m/m.

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

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

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.11 \text{ ton-m/m}$$

Análogamente a los pasos seguidos para el "calculo de refuerzo en los muros de concreto armado" se calcula el área de acero.

El área de acero requerida es de:

$$A_s = 0.59 \text{ cm}^2$$

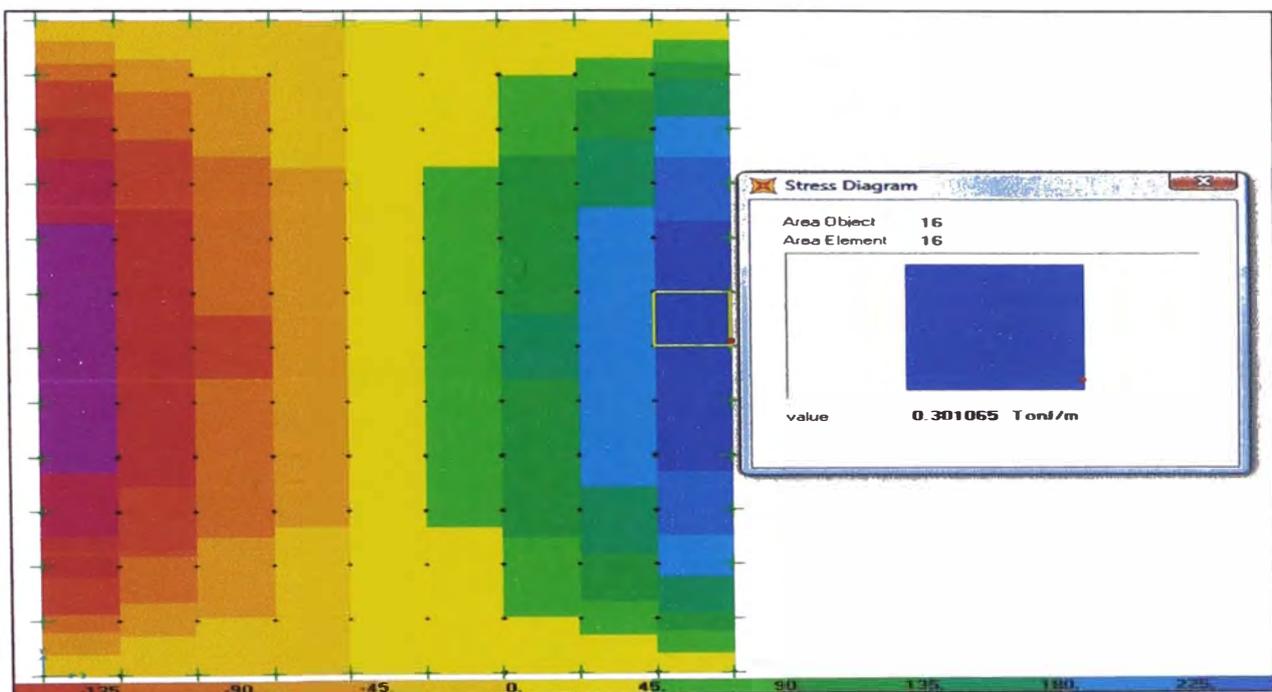
Sin embargo la cuantía mínimas en losas es 0.0018

$$A_{sh} = 0.0018 \times 100 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar el refuerzo debido a la cuantía mínima excede al valor calculado con el máximo momento hallado, razón por la cual se utiliza cuantía mínima para el refuerzo de la losa superior.

Se calcula la distribución de refuerzo según la cuantía mínima y resulta que el refuerzo es  $\square 3/8"@ 39.4$  cm. Sin embargo se considera por una distribución de  $\square 3/8"@ 30$  cm.

### Fuerzas Cortantes en losa Superior de concreto armado



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°4.21 Diagrama de Fuerzas V13 Combo 1 SAP 2000**

### Verificación de la capacidad resistente al corte

Para la verificación de fuerzas cortantes solo se consideran los casos donde se dan las máximas fuerzas cortantes como se muestra en la figura N° 4.21 el máximo valor de fuerza cortante es 0.30 ton-/m.

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

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.30 \text{ ton/m}$$

De la Formula (4.13) se calcula la capacidad resistente:

$$\phi V_c = \frac{6,528.4}{1000} = 6.53 \text{ ton}$$

Como se puede observar la capacidad cortante excede al esfuerzo actuante.

$$\phi V_n \gg \phi V_u$$

## CAPITULO V: DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS PRELIMINARES Y DE DISTRIBUCION

### 5.1 Diseño Hidráulico de Estructuras Preliminares

El tratamiento preliminar consta de una cámara de rejas gruesas seguido del desarenador el cual contará con sistema de rejas finas al ingreso y finalmente un medidor de caudales Palmer Bowlus.

#### 5.1.1 Cámara de rejas

Es un sistema que consta de barras metálicas paralelas espaseadas de forma uniforme. Son empleados para proteger las bombas, válvulas equipos y evitar la obstrucción de tuberías.

La finalidad de la cámara de rejas es de retener sólidos gruesos de dimensiones relativamente grandes que están en suspensión o flotantes

Para el diseño de la cámara de rejas se consideró un by pass por mantenimiento o en caso de emergencia.

**Cuadro N° 5.1 Resumen del Diseño de la cámara de rejas gruesas**

CAMARA DE REJAS GRUESAS			
<b>Datos</b>			
Parámetro	Fuente	Valor	Unidad
Caudal mínimo (Qmin)	Ítem 3.12	0.010	m3/s
Caudal máximo (Qmax)	Ítem 3.12	0.035	m3/s
Ancho de canal (B)	Asumir	0.35	m
Coefficiente de Maning (n)	*(9)	0.015	
Espesor de barra (e)	Asumir	0.25	plg
Separación entre barras (a)	Asumir	1	plg
Velocidad en rejas (V)	*(6)	0.75	m/s
Ancho de canal by pass (Bi)	Asumir	0.3	m
<b>Calculo del numero de barras</b>			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Eficiencia de barras (E)	$(a/(e+a))$	0.8	
Velocidad de aproximación (Vo)	$V*E$	0.6	m/s
Numero de barras (nb)	$((B*100/2.54)-a)/(e+a)$	10	und
<b>Calculo de la pendiente del canal y perdidas de carga</b>			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Área útil en rejas (Au)	$Q_{max}/V$	0.047	m <sup>2</sup>
Área total (At)	$Au/E$	0.058	m <sup>2</sup>
Calculo del tirante (y)	$At/B$	0.166	m
Calculo del radio hidráulico (R)	$At/(B+2*y)$	0.085	
Calculo de la pendiente del canal (S)	$(Q_{max}*n/(At*(R^{2/3})))^2$	0.002	m/m
Calculo de pérdida del canal (Hf)	$1.143*((2*V)^2-Vo^2)/(2*g)$	0.110	m
<b>Verificación de velocidad para el Caudal mínimo</b>			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Calculo de valor (C1) *	$(Q_{min}*n/(S^{1/2}))/B^{8/3}$	0.051	
Lectura del ábaco Ven te Chow (C2) **	$y_{min}/B$	0.190	
Calculo del tirante mínimo (ymin)	$C2*B$	0.067	m
Calculo del área mínima (Am)	$B*y_{min}$	0.023	m <sup>2</sup>
Calculo de la velocidad mínima (Vm)	$Q_{min}/Am$	0.416	m/s
<b>Calculo de las dimensiones y pendiente del by pass</b>			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Calculo del tirante by pass (yb)	$(Q_{max}/(1.71*Bi))^{2/3}$	0.17	m
Calculo del radio hidráulico by pass (Ri)	$y_b*Bi/(Bi+2*y_b)$	0.079	
Calculo de la pendiente del by pass (Si)	$((Q_{max}*n)/(Bi*y_b*(Ri^{2/3})))^2$	0.003	m/m

\*(6)\*(9) Corresponde al bibliografía tomada, para la obtención de los valores requeridos en el presente cuadro.

\* Corresponde al valor que se debe calcular para acceder al ábaco Ven te Chow (Anexo-04).

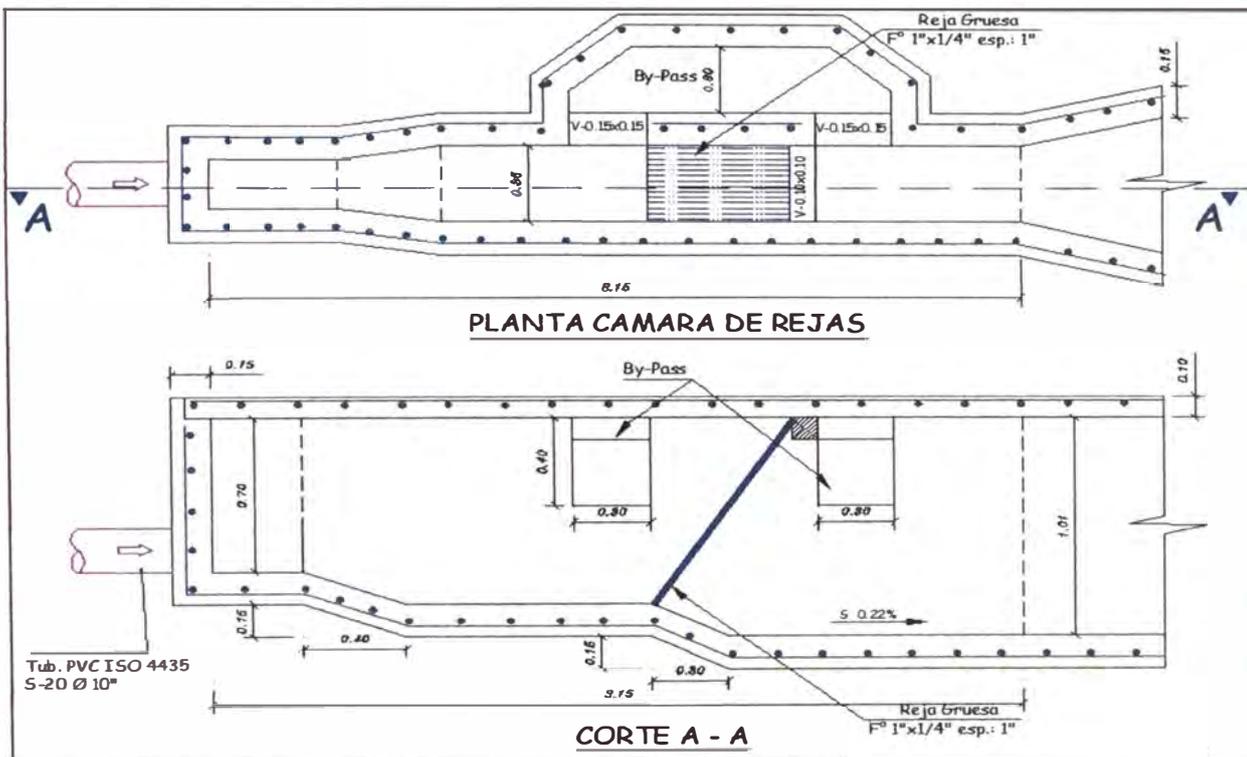
\*\*Corresponde al valor obtenido del ábaco Ven te Chow (Anexo-04).a partir del ingreso de C1.

Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 5.1 Esquema de rejas gruesas



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 5.2 Esquema de la cámara de rejas gruesas

### 5.1.2 Desarenador

Está destinado a retener arena y otros minerales inertes como ladrillo, partículas metálicas, carbón tierra.

La remoción de arenas tienen como finalidad proteger los equipos evitar obstrucciones en las tuberías, impedir la formación de depósitos de material inerte en sedimentadores.

La Velocidad horizontal de ser cercanas a los 0.3 m/s para que las arenas se puedan sedimentar. Para lograr de esto se requiere de un vertedero tipo Sutro ya que los caudales son variables.

Este sistema consta también de unas rejas finas de barras metálicas paralelas espaseada de forma uniforme. Que son empleados para retener partículas más grandes y no saturar el desarenador.

Se tendrán dos desarenadores uno de reserva por mantenimiento o casos de emergencia a través de un sistema de by-pass.

**Cuadro N° 5.2 Resumen del Diseño de la cámara de rejas finas**

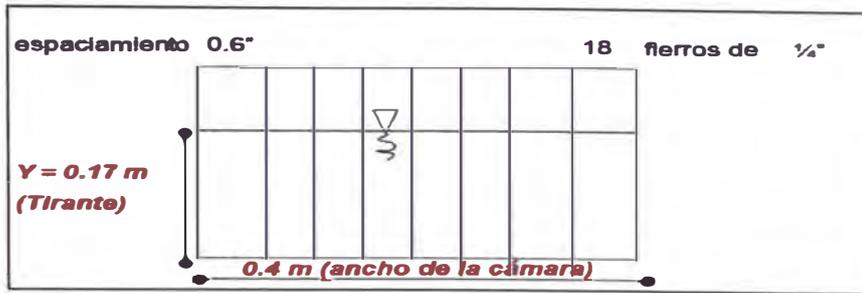
CAMARA DE REJAS FINAS			
<b>Datos</b>			
Parámetro	Fuente	Valor	Unidad
Caudal mínimo (Qmin)	Ítem 3.12	0.010	m3/s
Caudal máximo (Qmax)	Ítem 3.12	0.035	m3/s
Ancho de canal (B)	Asumir	0.40	m
Coeficiente de Manning (n)	*(9)	0.015	
Espesor de barra (e)	Asumir	0.25	plg
Separación entre barras (a)	Asumir	0.591	plg
Velocidad en rejas (V)	*(6)	0.75	m/s
<b>Calculo del numero de barras</b>			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Eficiencia de barras (E)	$(a/(e+a))$	0.703	
Velocidad de aproximación (Vo)	$V \cdot E$	0.527	m/s
Numero de barras (nb)	$((B \cdot 100 / 2.54) - a) / (e + a)$	18	und
<b>Calculo de la pendiente del canal y perdidas de carga</b>			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Área útil en rejas (Au)	$Q_{max} / V$	0.047	m2
Área total (At)	$Au / E$	0.066	m2
Calculo del tirante (y)	$At / B$	0.166	m
Calculo del radio hidráulico (R)	$At / (B + 2 \cdot y)$	0.091	
Calculo de la pendiente del canal (S)	$(Q_{max} \cdot n / (At \cdot (R^{2/3})))^2$	0.0015	m/m
Calculo de perdida del canal (Hf)	$1.143 \cdot ((2 \cdot V)^2 - V_o^2) / (2 \cdot g)$	0.115	m
<b>Verificación de velocidad para el Caudal mínimo</b>			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Calculo de valor (C1) *	$(Q_{min} \cdot n / (S^{1/2})) / B^{8/3}$	0.0427	
Lectura del ábaco Ven te Chow (C2) **	$y_{min} / B$	0.150	
Tirante mínimo (ymin)	$C2 \cdot B$	0.060	m
Área mínima (Am)	$B \cdot y_{min}$	0.024	m2
Velocidad mínima (Vm)	$Q_{min} / A_m$	0.404	m/s

\*(6),\*(9) Corresponde al bibliografía tomada, para la obtención de los valores requeridos en el presente cuadro.

\* Corresponde al valor que se debe calcular para acceder al ábaco Ven te Chow (Anexo-04).

\*\*Corresponde al valor obtenido del ábaco Ven te Chow (Anexo-04) a partir del ingreso de C1.

Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 5.3 Esquema de rejas finas

Cuadro N°5.3 Resumen de diseño del Desarenador

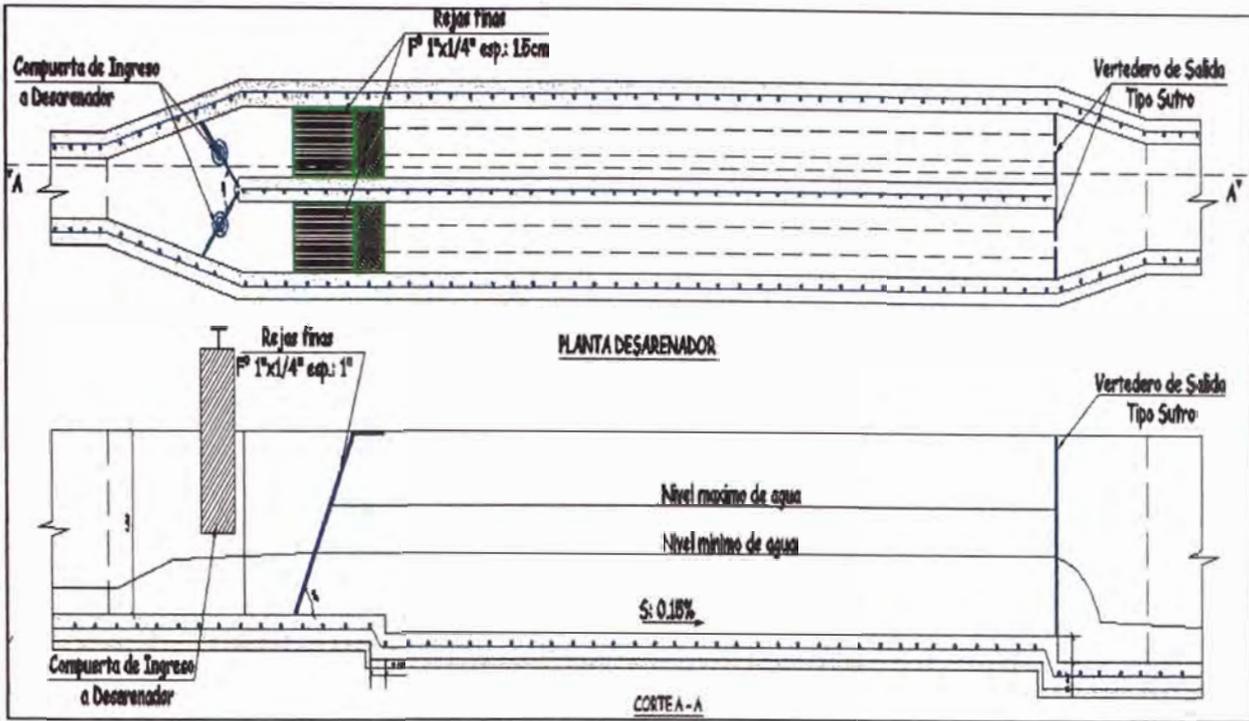
DESARENADOR			
Datos			
Parámetro	Fuente	Valor	Unidad
Caudal máximo (Qmax)	Ítem 3.12	0.035	m <sup>3</sup> /s
Temperatura del agua (T)	Ítem 3.21	15	C°
Coeficiente de Manning (n)	*(9)	0.015	
Gravedad (g)		981	cm/s <sup>2</sup>
Densidad relativa de la arena (Ss)	*(6)	2.65	
Diámetro de la partícula (d)	*(6)	0.02	cm
Viscosidad cinemática (Vc)	*(6)	0.0115	cm <sup>2</sup> /s
Velocidad horizontal (Vh)	*(6)	0.3	m/s
Ancho (B)	Asumir	0.4	m
Calculo de la velocidad de sedimentación			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Termino del diámetro (Td) *	$\frac{((g*(Ss-1))/ (Vc^2))^{(1/3)}*d}{g*(Ss-1)*Vc^{(1/3)}}$	4.62	
Termino de velocidad de asentamiento (Ta) *	$(g*(Ss-1)*Vc)^{(1/3)}$	2.647	
Valor obtenido del grafico (X2) ***	CEPIS	0.90	
Velocidad de sedimentación (Vs)	X2*Ta	2.38	cm <sup>2</sup> /s
Calculo de las dimensiones del desarenador			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Calculo del tirante (y)	$Q_{max}/(V_h*B)$	0.29	m
Calculo de la longitud (L1)	$V_h*100*y/V_s$	3.66	m
Calculo de la longitud propuesta (L)	25*y	7.00	m
Calculo del radio hidráulico (R)	$(B*y)/(B+2*y)$	0.12	m
Calculo de la pendiente del canal (S)	$\frac{(((Q_{max}*n)/ (B*y*(R^{(2/3))}))^{(2)})}{100}$	0.035	%

\*(6) Corresponde al bibliografía tomada, para la obtención de los valores requeridos en el presente cuadro.

\* Corresponde a los valores que se debe calcular para acceder al grafico de los valores de sedimentación (Anexo-05).

\*\*Corresponde al valor obtenido del grafico de los valores de sedimentación (Anexo-05) a partir del ingreso de Td y Ta.

Fuente: Elaboración propia



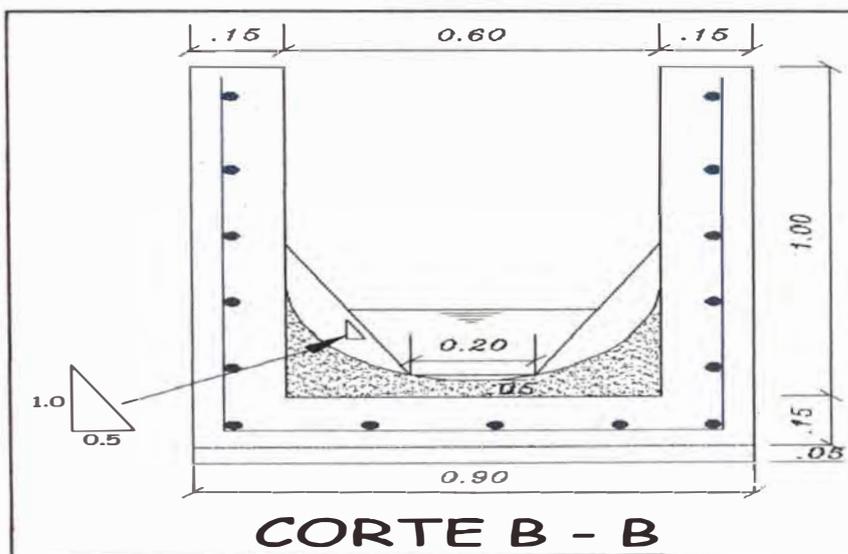
Fuente: Elaboración propia

Figura N° 5.4 Esquema del desarenador

### 5.1.3 Medidor de Caudales Palmer Bowlus

Este tipo de medidor tiene las ventajas de ser sumamente simple, de tener un grado de precisión similar al canal Parshall.

Este medidor consiste en un estrechamiento del canal.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 5.5 Esquema del Medidor de Caudales Palmer Bowlus

### Cuadro N°5.4 Cálculo para la curva de calibración de canal Palmer Bowlus

MEDIDOR DE CAUDALES			
Datos			
Parámetro	Fuente	Valor	Unidad
Diámetro del canal (Dc)	Asumir	0.60	m
Base menor del medidor (b)	Asumir	0.20	m
Altura desde la base del canal hasta la base del medidor (h)	Asumir	0.05	m
Talud (Z)	Asumir	0.5	
Tirante en el canal (Y1)	Asumir	0.1	m
Tirante en el medidor (Y2)	Asumir	0.06	m
Gravedad (g)		9.81	m/s <sup>2</sup>
Primera iteración para obtener un punto en la curva de calibración			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Calculo del ancho superficial en el medidor (Bc)	$b+Z*Y2*2$	0.26	m
Calculo del área de la sección del medidor (Ac)	$((2*b+Y2)*Y2)/2$	0.014	m <sup>2</sup>
Calculo del caudal en el medidor (Qc)	$((9.81*(Ac)^3)/(Bc))^{1/2}$	0.010	m <sup>3</sup> /s
Calculo del valor (C1) *	$Y1/Dc$	0.167	
Lectura de la tabla relación tirante de agua área (C2) **	$A1/(Dc)^2$	0.087	
Calculo del área de la sección del canal (A1)	$C2*(Dc)^2$	0.031	m <sup>2</sup>
Calculo del tirante en el canal (Y1b)	$h+Y2+(Ac/(2*Bc))-((Qc^2)/(2*g*(A1^2)))$	0.131	m
Segunda iteración para obtener un punto en la curva de calibración			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Calculo del valor (C1b) *	$Y1b/Dc$	0.22	
Lectura de la tabla relación tirante de agua área (C2b) **	$A1/(Dc)^2$	0.126	
Calculo del área de la sección del canal (A1b)	$C2b*(Dc)^2$	0.045	m <sup>2</sup>
Calculo del tirante en el canal (Y1c)	$h+Y2+(Ac/(2*Bc))-((Qc^2)/(2*g*(A1b^2)))$	0.134	m

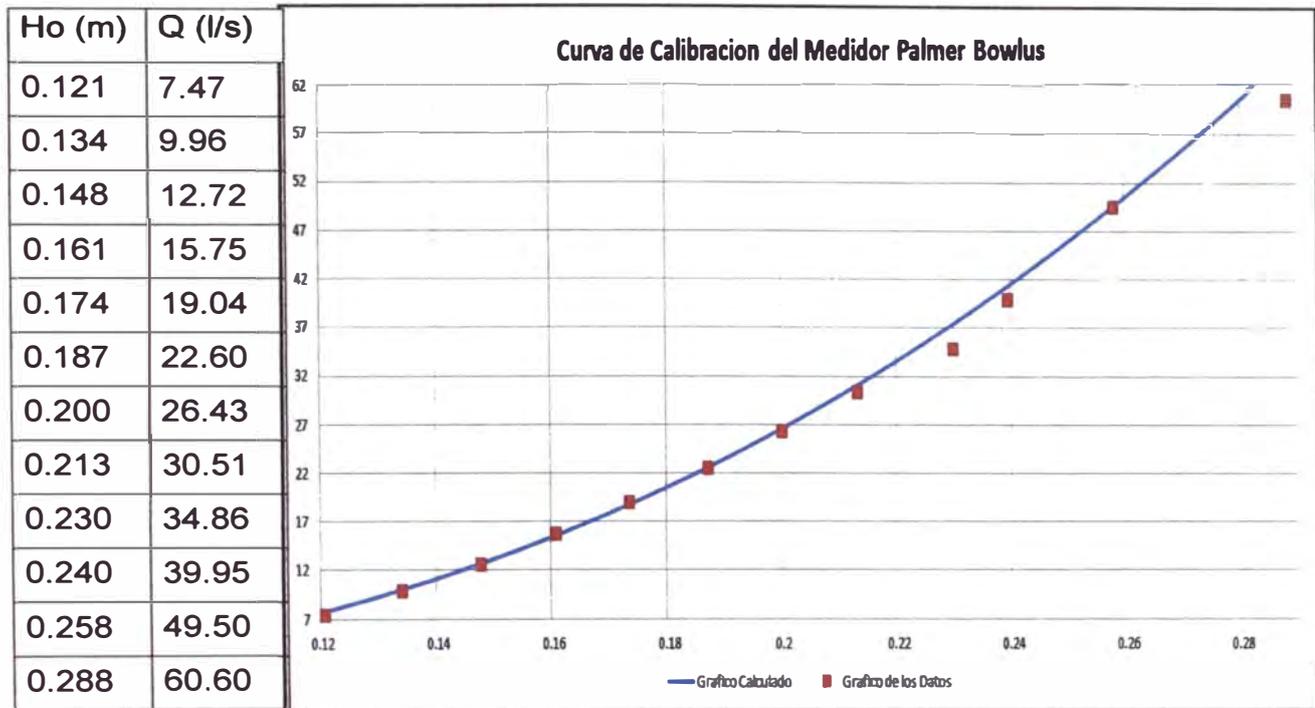
\* Corresponde a los valores que se debe calcular para acceder al cuadro relación tirante agua-área en canales circulares (Anexo-06).

\*\*Corresponde al valor obtenido del grafico cuadro relación tirante agua-área en canales circulares (Anexo-06) a partir del ingreso de C1 y C1b.

Fuente: Elaboración propia

La ecuación para hallar los caudales por medio del medidor Palmer Bowlus obtenida será la siguiente:

$$Q(l/s) = 1368.72 \cdot H_o^{(2.45)}$$



Fuente: Elaboración propia

**Figura N°5.6 Curva de calibración del medidor de Caudales Palmer Bowlus**

#### 5.1.4 Lecho de Secado de lodos

Los lechos de secado son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos).

**Cuadro N°5.5 Resumen del diseño del Lecho de Secado de Lodos.**

LECHO DE SECADO DE LODOS			
Datos			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Población de diseño (Pd)	Ítem 3.11	6,978.50	hab
Sólidos en suspensión (SS)	Ítem 3.21	90.00	g/hab*d
Densidad de lodo (P)	CEPIS	1.04	kg/l
Porcentaje de sólidos en el lodo (Psl)	CEPIS	12.00	%
Tiempo de digestión (Td)	CEPIS	55.00	d
Profundidad de aplicación (h)	CEPIS	0.5	m
Dimensionamiento de Lecho de Secado			
Carga de Sólidos (C)	$Pd*SS/1000$	628.07	kgSS/d
Masa de Sólidos (Msd)	$(0.5*0.7*0.5*C)+(0.5*0.3*C)$	204.12	kgSS/d
Volumen Diario de Lodos (Vld)	$((Msd)/((P*Psl)/100))/1000$	1.64	m3/d
Volumen de lodos a extraer (Vel)	$Vld*Td$	89.96	m3
Área de Lecho de secado (Als)	$Vel/h$	179.91	m2
Largo (L)	$2*W$	19.0	m
Ancho (W)	$RAIZ(Als/2)$	9.5	m

Fuente: Elaboración propia

Se diseña dos lechos de secado de dimensiones 20 m x10 m como se muestra en el cuadro N°5.5.

**5.2 Diseño Hidráulico de Estructuras de Distribución y Recolección**

Debido al diseño de lagunas en paralelo se tendrá la necesidad de repartir los caudales para cada laguna así como también se realizan tres ingresos a las lagunas para así disminuir las zonas muertas dentro de la laguna.

En la distribución de los caudales se usara la asimetría hidráulica y la misma capacidad hidráulica de los vertederos.

**5.2.1 Caja de Distribución y Repartición**

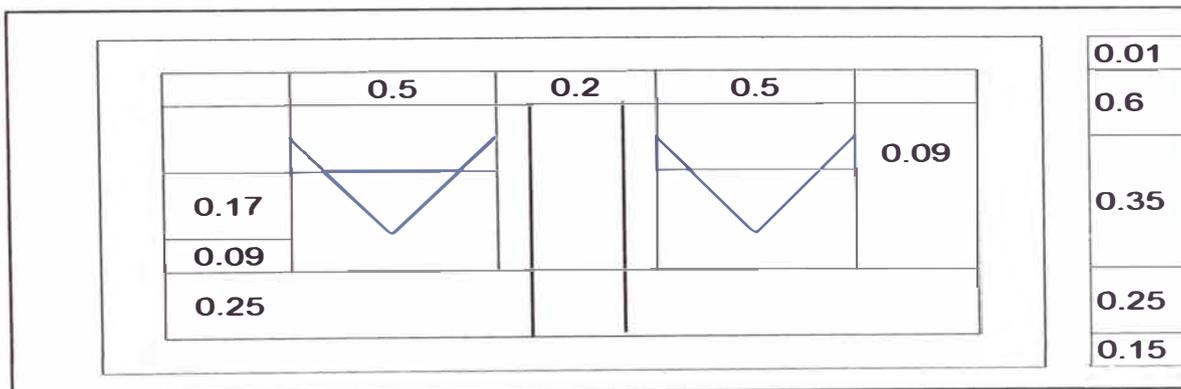
Estas cajas son unos dispositivos distribución, repartición y control. Constan de vertederos (ver figura 5.7).

Las cajas de repartición son similares a la caja de distribución por lo cual se analizara solo (una ver figura 5.8).

**Cuadro N°5.6 Cálculo de las dimensiones del vertedero.**

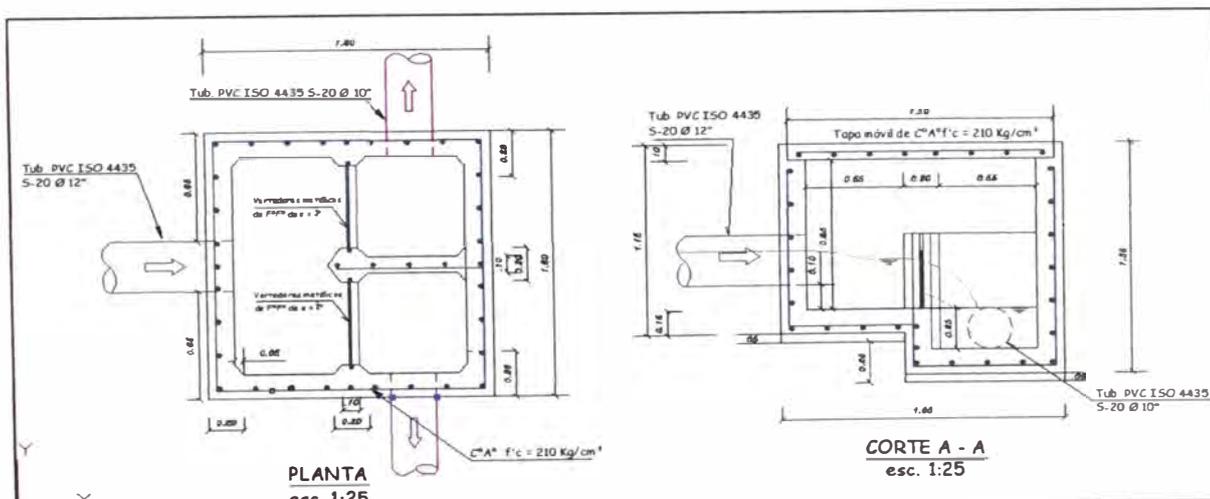
SECCION DEL VERTEDERO			
<b>Datos</b>			
Parámetro	Fuente	Valor	Unidad
Caudal máximo (Qmax)	Ítem 3.12	0.035	m3/s
Número de salidas (n)	Asumir	2	und
Angulo en el vertedero (x)	Asumir	90	°
Gravedad (g)	Asumir	9.81	m/s2
Coeficiente de caudal real (Cd)	*6	0.593	
<b>Calculo de la altura del vertedero</b>			
Parámetro	Formula	Valor	Unidad
Calculo caudal de diseño del vertedero (Qd)	Qmax/n	0.017	m3/s
Altura del vertedero (H)	$\left(\frac{Qd}{Cd \cdot (8/15) \cdot (\tan(x/2)) \cdot ((2 \cdot g)^{0.5})}\right)^{0.4}$	0.17	m

\*6) Corresponde al bibliografía tomada, para la obtención de los valores requeridos en el presente cuadro.  
Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

**Figura N° 5.7 Esquema de la caja repartidora**



Fuente: Elaboración propia

**Figura N° 5.8 Caja repartidora.**

### 5.2.2 Diseño de las Tuberías

Para el diseño de las tuberías se calcula la pendiente mínima.

La tubería que se utilizará en el proyecto será de material PVC que tiene un coeficiente de Manning  $n=0.010$ . Sin embargo el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia Ambientales recomienda utilizar un  $n =0.013$

Cálculo de la pendiente mínima Para  $n=0.013$

$$S_{min} = 0.0055 \times Q_i^{-0.47}$$

Donde

$S_{min}$  : Pendiente mínima m/m.

$Q_i$ : Flujo máximo de diseño l/s.

Considerando un caudal mínimo de 1.5 lt/s se obtiene un pendiente conservadora de:

$$S_{min} = 0.5\%$$

Con esta pendiente se calcula los diámetros de tuberías que se necesita para los distintos caudales en la planta (ver cuadro N°5.7).

**Cuadro N°5.7 Diámetros de las tuberías en la PTAR.**

Caudal	S(%)	Diámetro (plg)
Q	0.5	12
Q/2	0.5	10
Q/6	0.5	6

Fuente: Elaboración propia

### Tuberías Existentes

Se analiza si las tuberías que se encuentran actualmente instaladas soportan el caudal proyectado.

Considerando los siguientes datos:

$$Q_p = 0.03489 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_e = 0.254 \text{ m}$$

$$S = 0.008$$

$$n = 0.013$$

Con estos datos se obtiene una relación tirante diámetro de 0.57, menor a 0.75, y una velocidad de 1.12 m/s, dentro del rango permitido 0.6 – 5 m/s.

Lo cual nos indica que la tubería de diámetro 10" funcionaria correctamente para el caudal proyectado. Sin embargo no se ha determinado en campo la pendiente de las tuberías razón por la cual se realiza un cálculo de relaciones de tirante y velocidad para distintas pendientes cuadro N°5.8.

**Cuadro N°5.8 Cálculo de relación de tirantes y velocidades para distintas pendientes**

S (m/m)	Y/D	V (m/s)
0.003	0.82	0.77
0.004	0.77	0.86
0.005	0.73	0.94
0.006	0.68	1.02
0.007	0.64	1.07
0.008	0.6	1.12

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar del cuadro N°5.8 para pendientes menor al 0.4% las tuberías existentes no funcionarían adecuadamente.

## CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 CONCLUSIONES

- Del Proyecto SWITCH del Ministerio de Vivienda se puede observar que el sistema de tratamiento de aguas residuales más utilizado en la zona norte son lagunas de estabilización.
- Las características de la zona es decir el terreno, la población y las condiciones socioeconómicas hacen que el sistema más adecuado a emplearse sea las lagunas de estabilización facultativas.
- En el diseño de las lagunas de estabilización facultativas se puede observar que la temperatura es un factor importante para la remoción de DBO mientras que la temperatura sea más elevada mayor remoción de DBO en menor tiempo de retención, similarmente se observa que para relaciones ancho a largo iguales a tres las lagunas trabajan mejor en cuanto a la remoción de coliformes fecales.
- De los modelos analizados para el diseño de las lagunas facultativas en cuanto a remoción de DBO, se observa que los valores de áreas son similares, siendo el pre dimensionamiento del modelo del Reglamento Nacional de Edificaciones el más conservador, un menor tiempo de retención y una mayor en la eficiencia de remoción.
- De los modelos analizados se puede observar que el modelo del Reglamento Nacional de Edificaciones tiene un menor tiempo de retención y una mayor eficiencia de remoción de DBO.
- El tiempo de retención de 15 días como mínimo para la remoción del 99.99% se cumplió ya que el diseño tiene una retención de 23.70 días.

- Del análisis a las tuberías existentes se concluye que para una pendiente menor al 0.4% las tuberías trabajarían inadecuadamente.

## **6.2 RECOMENDACIONES**

- El presente estudio se basa en formulas empíricas, extraídas de estudios bibliográficos de los diferentes autores. Si bien es cierto se mantienen relativamente cerca con un margen de error de menos del 8% con respecto al Reglamento Nacional de Edificaciones, deberá corroborarse el pleno funcionamiento y de ser necesario los ajuste correspondientes.
- Debido a que la zona de los alrededores donde se ubicara la PTAR son áreas verde y frente a la búsqueda de recursos hídricos, se recomienda realizar una laguna extra para el riego de las áreas verdes (tallos altos) y bebida de los animales.
- Se recomienda la implementación de un laboratorio en la planta de tratamiento de aguas residuales para el control de parámetros de la calidad de la misma.
- Se recomienda a la Municipalidad de Végueta que implemente un programa de educación ambiental, para que los pobladores aledaños tengan el conocimiento necesario del uso de estas aguas tratadas en la agricultura especialmente en el regadío de vegetales de tallo alto.
- Se recomienda plantaciones de tallo alto en la PTAR de modo que sirvan como barreras contra los malos olores.
- Se recomienda un mantenimiento preventivo y correctivo periódico de las infraestructuras de la planta de tratamiento para un adecuado funcionamiento.

## **BIBLIOGRAFÍA**

1. Brajan M. Das. "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" Quinta Edición; Perú; 2006.
2. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del Ambiente (CEPIS); Guía para el diseño de tecnologías de alcantarillado, Área de desarrollo sostenible y salud ambiental; Lima; 2005.
3. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del Ambiente (CEPIS); Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores, Área de desarrollo sostenible y salud ambiental; Lima; 2005.
4. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del Ambiente (CEPIS); Guía para el diseño de tanque séptico, tanque Inhoff y lagunas de estabilización, Área de desarrollo sostenible y salud ambiental; Lima; 2005.
5. Espinoza Hurtado, Víctor; Diseño de la Red de Desagüe y laguna de Oxidación del Distrito de Rio Negro, Satipo – Junín. Perú, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería.
6. Ministerio del Vivienda; Construcción y Saneamiento; Límites Máximos Permisibles (LMP) decreto N°015-2008; Lima; 2008.
7. Noriega Pissani, Ruddy. "Manual de Tratamiento de Aguas Residuales" Primera Edición; Lima; 1990.
8. Proyecto Switch; Panorama de Experiencias de tratamiento y uso de aguas residuales y de agricultura urbana de la ciudad de Lima; Primera Edición; Lima; 2007.
9. Quiroz Pedraza, Pedro Alexis; Planta de tratamiento de aguas residuales para riego en la Universidad Nacional Mayor de San Marcos; Tesis de grado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos; Lima; 2009.
10. Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE; Ministerio de Vivienda; Lima; 2006.
11. Rocha Arturo. "Hidráulica de Tuberías y Canales" Primera Edición; Perú; 1979.

12. Romero Rojas, Jairo Alberto. "Lagunas de Estabilización de Aguas Residuales" Primera edición; Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogota;2006.
13. Romero Rojas, Jairo Alberto "Tratamiento de Aguas Residuales" Segunda Edición; Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogota; 2008.
14. Venturo Reyes, Paolo Michael; Expediente Técnico del abastecimiento de agua Potable del C.P.M. Augusto B. Leguía-Nuevo Imperial-Cañete; UNIFIC; Lima; 2010.

## ANEXO-01

### LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA LOS EFLUENTES DE PTAR

Parámetro	Unidad	LMP de efluentes para vertidos a cuerpos de aguas
Aceites y grasas	mg/l	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 ml	10,000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	mg/l	200
PH	unidad	6.5 - 8.5
Sólidos Totales en Suspensión	ml/l	150
Temperatura	°C	< 35

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

ANEXO-02

ESTANDARES NACIONALES DE CALIDAD AMBIENTAL DEL AGUA (ECA)

Parámetros para riego de Vegetales de Tallo Bajo y Tallo Alto

PARÁMETROS PARA RIEGO DE VEGETALES DE TALLO BAJO Y TALLO ALTO		
PARÁMETROS	UNIDAD	VALOR
<b>Físicoquímicos</b>		
Bicarbonatos	mg/L	370
Calcio	mg/L	200
Carbonatos	mg/L	5
Cloruros	mg/L	100-700
Conductividad	( $\mu$ S/cm)	<2 000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	15
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	40
Fosfuros	mg/L	1
Fosfatos - P	mg/L	1
Nitratos (NO <sub>3</sub> -N)	mg/L	10
Nitritos (NO <sub>2</sub> -N)	mg/L	0,06
Oxígeno Disuelto	mg/L	> =4
pH	Unidad de pH	6,5 - 8,5
Sodio	mg/L	200
Sulfatos	mg/L	300
Sulfuros	mg/L	0,05
<b>Inorgánicos</b>		
Aluminio	mg/L	5
Arsénico	mg/L	0,05
Bario total	mg/L	0,7
Boro	mg/L	0,5-6
Cadmio	mg/L	0,005
Cianuro Wad	mg/L	0,1
Cobalto	mg/L	0,05
Cobre	mg/L	0,2
Cromo (6+)	mg/L	0,1
Hierro	mg/L	1
Litio	mg/L	2,5
Magnesio	mg/L	150
Manganeso	mg/L	0,2
Mercurio	mg/L	0,001
Níquel	mg/L	0,2
Plata	mg/L	0,05
Plomo	mg/L	0,05
Selenio	mg/L	0,05
Zinc	mg/L	2
<b>Orgánicos</b>		
Acetes y Grasas	mg/L	1
Fenoles	mg/L	0,001
S.A.A.V. (detergentes)	mg/L	1
<b>Plaguicidas</b>		
Aldicarb	$\mu$ g/L	1
Aldrin (CAS 309-00-2)	$\mu$ g/L	0,004
Clordano (CAS 57-74-9)	$\mu$ g/L	0,3
DDT	$\mu$ g/L	0,001
Dieldrin (N° CAS 72-20-8)	$\mu$ g/L	0,7
Endrin	$\mu$ g/L	0,004

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

## Parámetros para riego de Vegetales

PARÁMETROS PARA RIEGO DE VEGETALES.			
PARÁMETROS	Unidad	Vegetales Tallo Bajo	Vegetales Tallo Alto
		Valor	Valor
<b>Biológicos</b>			
Coliformes Termotolerantes	NMP/100mL	1 000	2 000(3)
Coliformes Totales	NMP/100mL	5 000	5 000(3)
Enterococos	NMP/100mL	20	100
<i>Escherichia coli</i>	NMP/100mL	100	100
Huevos de Helminfos	huevos/litro	<1	<1(1)
<i>Salmonella</i> sp		Ausente	Ausente
<i>Vibrio cholerae</i>		Ausente	Ausente

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

## Parámetros para bebidas de los animales

PARÁMETROS PARA BEBIDAS DE ANIMALES		
PARÁMETROS	UNIDAD	VALOR
<b>Físicoquímicos</b>		
Conductividad Eléctrica	( $\mu$ S/cm)	$\leq$ 5000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	$\leq$ 15
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	40
Fluoruro	mg/L	2
Nitratos (NO <sub>3</sub> -N)	mg/L	50
Nitritos (NO <sub>2</sub> -N)	mg/L	1
Oxígeno Disuelto	mg/L	> 5
pH	Unidades de pH	6.5 – 8.4
Sulfatos	mg/L	500
Sulfuros	mg/L	0.05
<b>Inorgánicos</b>		
Aluminio	mg/L	5
Arsénico	mg/L	0.1
Bario	mg/L	0.1
Boro	mg/L	5
Cadmio	mg/L	0.01
Cadmio WAD	mg/L	0.1
Cobalto	mg/L	1
Cobre	mg/L	0.5
Cromo (6+)	mg/L	1
Hierro	mg/L	1
Litio	mg/L	2.5
Magnesio	mg/L	150
Manganeso	mg/L	0.2
Mercurio	mg/L	0.001
Níquel	mg/L	0.2
Plata	mg/L	0.05
Plomo	mg/L	0.05
Selenio	mg/L	0.05
Zinc	mg/L	24
<b>Orgánicos</b>		
Aceites y Grasas	mg/L	1
Fenoles	mg/L	0.001
S.A.A.M. (detergentes)	mg/L	1
<b>Plaguicidas</b>		
Aldicarb	$\mu$ g/L	1
Aldrin (CAS 309-00-2)	$\mu$ g/L	0.03
Carbano (CAS 57-74-9)	$\mu$ g/L	0.3
DDT	$\mu$ g/L	1
Dieldrin (N° CAS 72-20-8)	$\mu$ g/L	0.7
Endosulfán	$\mu$ g/L	0.02

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento



# Proyección demandante de agua potable población de Vegueta.

ITEM	Año	CONSUMO DE AGUA (l/día)					DEMANDA AGUA			DEMANDA VOLUMEN ALMACEN. (m³/día)	DEMANDA DE AGUA QP (litros/día)	DEMANDA DE LINEA DE IMPULSION QP (litros/día)
		CONSUMO DOMESTICO (l/día)	CONSUMO COMERCIAL (l/día)	CONSUMO INDUSTRIAL (l/día)	CONSUMO ESTATAL (l/día)	CONSUMO TOTAL CONECTADO (l/día)	lit/día	m³/año				
1	2005	377,388	3,035	0	7,800	388,223	612,651	223,618	490,121	7,09	12,29	
2	2010	640,031	3,872	0	0	657,600	1,010,774	368,932	808,619	11,70	20,28	
3	2011	451,974	2,185	0	0	457,274	812,319	272,514	447,471	9,66	16,74	
4	2012	603,021	1,422	0	0	604,843	847,426	309,312	577,943	9,01	17,00	
5	2013	674,369	4,094	0	0	684,467	861,114	314,366	569,021	9,97	17,48	
6	2014	805,277	4,288	0	0	811,105	875,114	319,421	551,103	10,13	17,56	
7	2015	696,055	15,121	0	0	711,189	888,985	324,480	411,189	10,25	17,83	
8	2016	756,912	15,366	0	0	772,278	902,848	329,540	422,278	10,45	18,11	
9	2017	718,743	15,617	0	0	733,974	917,268	334,874	411,874	10,60	18,41	
10	2018	720,813	15,861	0	0	736,674	932,093	340,214	415,674	10,79	18,70	
11	2019	47,866	16,115	0	0	64,981	947,476	345,829	51,981	10,97	19,01	
12	2020	150,317	16,372	0	0	166,689	962,111	351,110	69,689	11,14	19,30	
13	2021	765,370	16,634	0	0	782,003	977,504	356,789	782,003	11,31	19,61	
14	2022	778,025	16,896	0	0	794,925	993,656	362,684	794,925	11,50	19,93	
15	2023	790,079	17,170	0	0	807,248	1,009,040	368,337	807,248	11,68	20,24	
16	2024	802,734	17,444	0	0	820,178	1,025,223	374,224	820,178	11,87	20,57	
17	2025	815,390	17,723	0	0	833,113	1,041,398	380,128	833,113	12,05	20,89	
18	2026	828,648	18,006	0	0	846,654	1,058,318	386,286	846,654	12,23	21,23	
19	2027	841,907	18,291	0	0	860,198	1,075,250	392,466	860,198	12,41	21,57	
20	2028	855,165	18,586	0	0	873,751	1,092,199	398,649	873,751	12,59	21,91	
21	2029	868,424	18,883	0	0	887,306	1,109,896	405,138	887,306	12,85	22,27	
22	2030	882,887	19,185	0	0	902,072	1,127,590	411,570	902,072	13,05	22,62	
23	2031	896,748	19,491	0	0	916,239	1,145,299	418,034	916,239	13,22	22,98	
24	2032	910,712	19,802	0	0	930,515	1,163,768	424,775	930,515	13,41	23,35	
25	2033	924,676	20,116	0	0	945,795	1,182,243	431,519	945,795	13,61	23,72	
26	2034	938,742	20,441	0	0	961,183	1,201,478	438,540	961,183	13,81	24,10	
27	2035	952,828	20,776	0	0	973,604	1,221,116	445,138	973,604	14,01	24,49	
28	2036	966,875	21,106	0	0	988,067	1,241,067	452,588	988,067	14,21	24,88	
29	2037	980,944	21,436	0	0	1,007,980	1,261,975	459,891	1,007,980	14,41	25,28	
30	2038	1,000,112	21,776	0	0	1,021,988	1,279,659	467,196	1,021,988	14,61	25,68	
31	2039	1,019,284	22,121	0	0	1,041,605	1,300,764	474,779	1,041,605	14,81	26,10	

Fuente: E.P.S. EMAPA HUACHO S.A.

### ANEXO-03

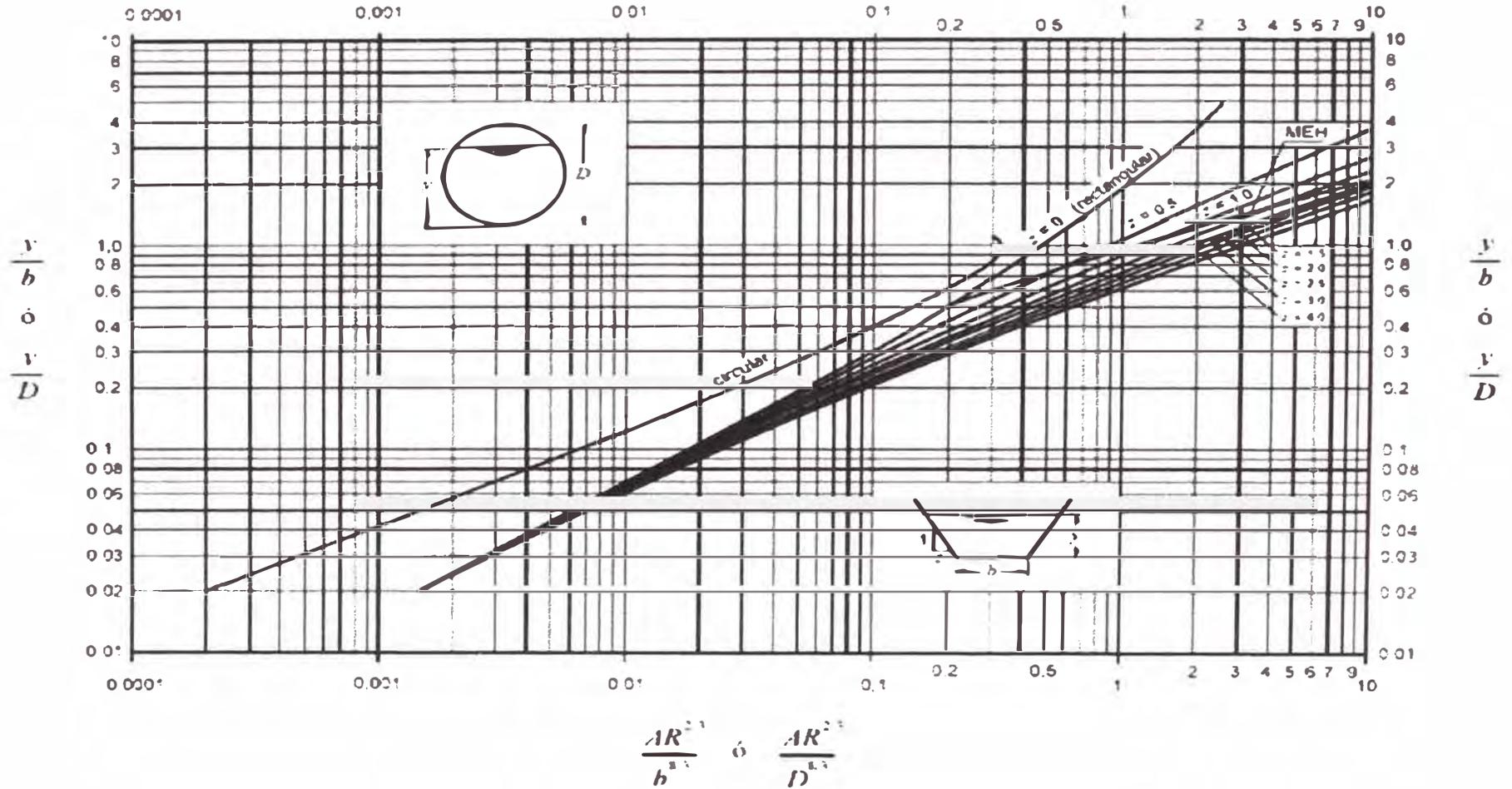
#### Proyección de la dotación de agua potable para la población de Vegueta

Año	Población	Consumo total conectado (lts/día)	Dotación (lts/habxdía)
2009	4,286	398,223	92.91
2010	4,354	657,003	150.90
2011	4,424	667,471	150.88
2012	4,495	677,943	150.82
2013	4,567	689,021	150.87
2014	4,640	700,103	150.88
2015	4,714	711,189	150.87
2016	4,789	722,278	150.82
2017	4,866	733,974	150.84
2018	4,943	745,674	150.85
2019	5,022	757,981	150.93
2020	5,103	769,689	150.83
2021	5,103	782,003	153.24
2022	5,184	794,925	153.34
2023	5,267	807,248	153.27
2024	5,351	820,178	153.28
2025	5,437	833,113	153.23
2026	5,612	846,654	150.86
2027	5,701	860,200	150.89
2028	5,793	873,751	150.83
2029	5,885	887,909	150.88
2030	5,979	902,072	150.87
2031	6,075	916,239	150.82
2032	6,172	931,015	150.84
2033	6,270	945,795	150.84
2034	6,371	961,183	150.87
2035	6,472	976,575	150.89
2036	6,576	991,971	150.85
2037	6,681	1,007,980	150.87
2038	6,788	1,023,991	150.85
2039	6,896	1,040,611	150.90

Fuente: Elaboración Propia

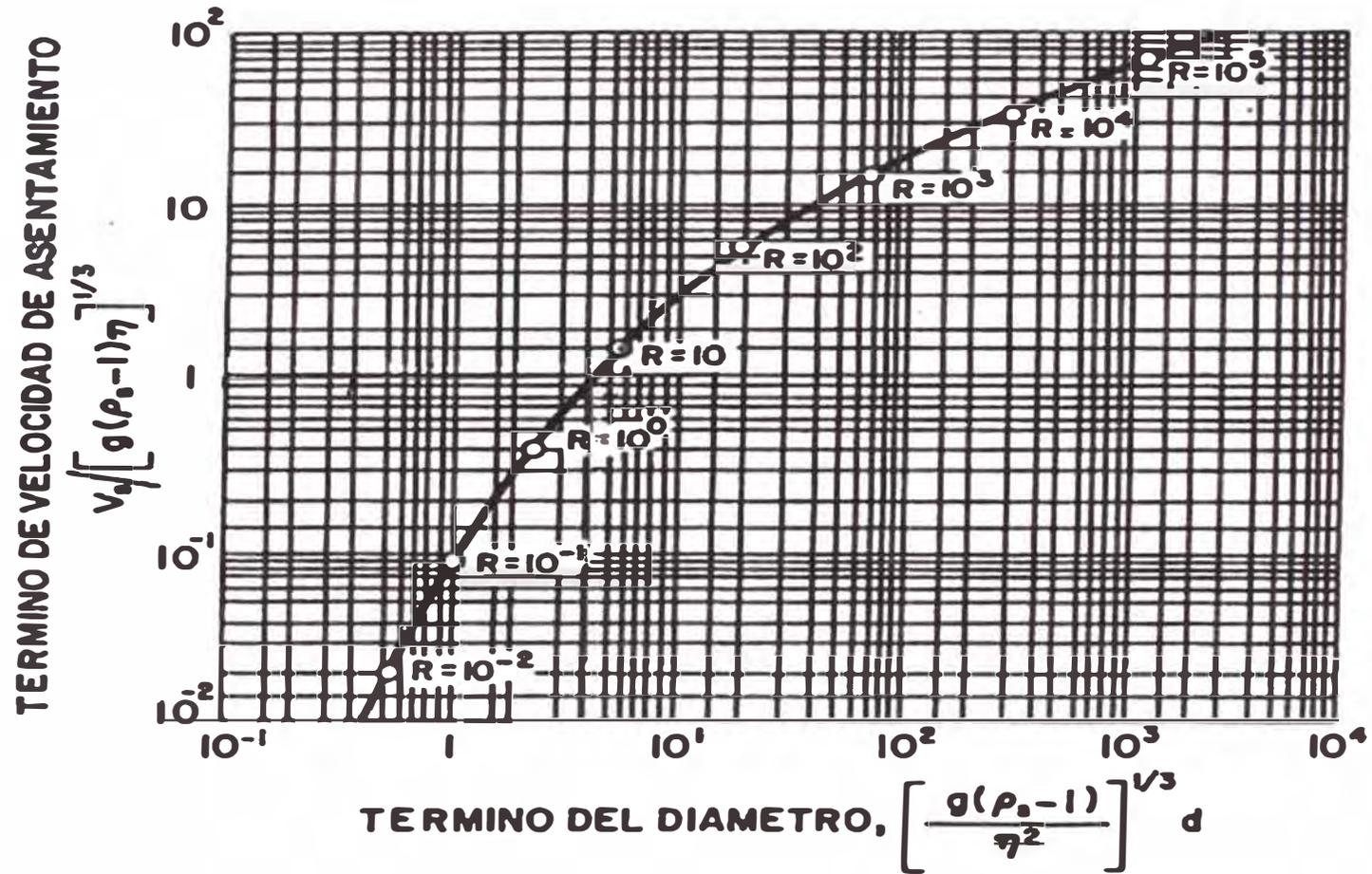
## ANEXO-04

### Curvas para determinar el Tirante Normal (VEN TE CHOW)



Fuente: Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha, 1979.

## Valores de Sedimentación



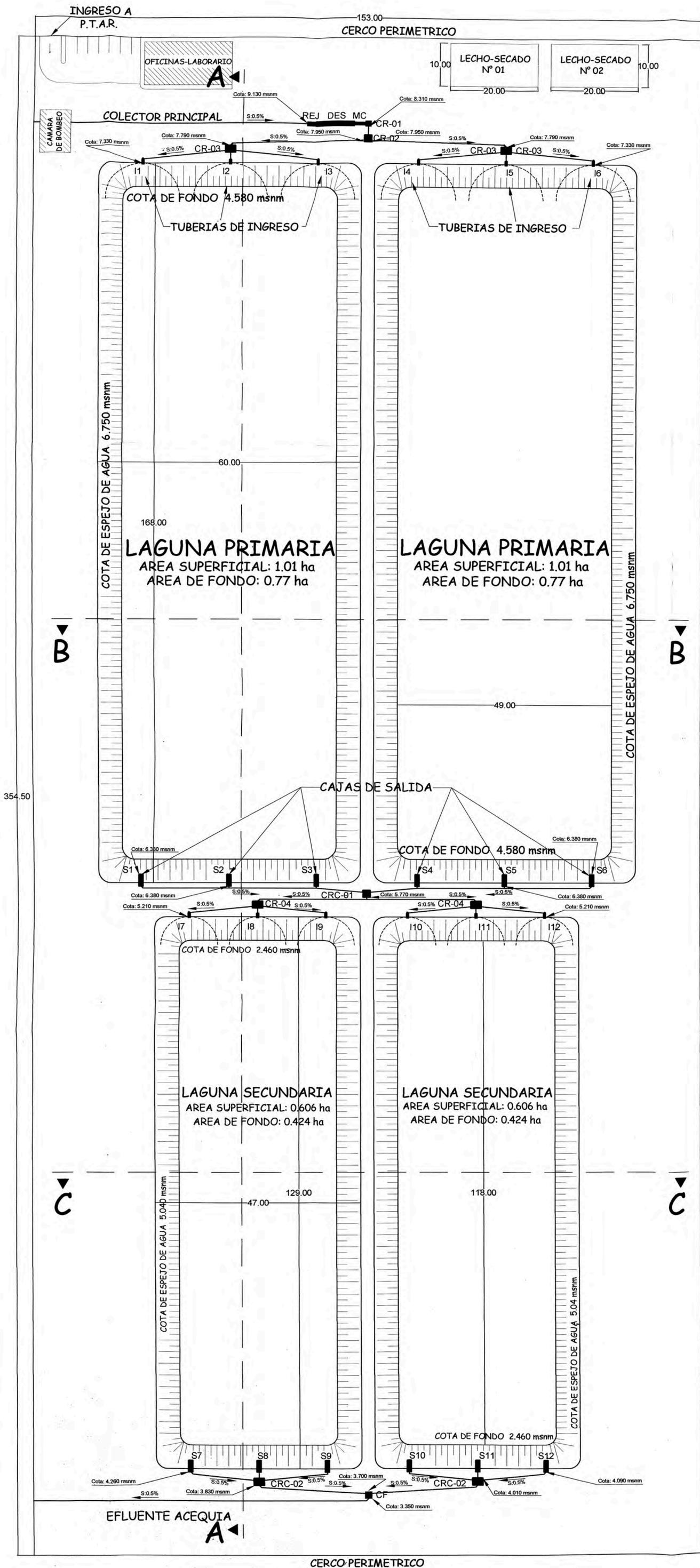
Fuente: (CEPIS); Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores; Lima; 2005

## ANEXO-06

### Relación tirante de Agua-Área en Canales Circulares

D1/D	A/((D) <sup>(2)</sup> )
0.05	0.015
0.10	0.041
0.15	0.074
0.20	0.112
0.25	0.154
0.30	0.198
0.35	0.245
0.40	0.293
0.45	0.343
0.50	0.393
0.55	0.443
0.60	0.492
0.65	0.540
0.70	0.587
0.75	0.632
0.80	0.674
0.85	0.712
0.90	0.745
0.95	0.771
1.00	0.785

Fuente: Manual de Tratamiento de Aguas Residuales, Ruddy Noriega Pissani, 1990.



PLANTA DE TRATAMIENTO  
ESC 1:500

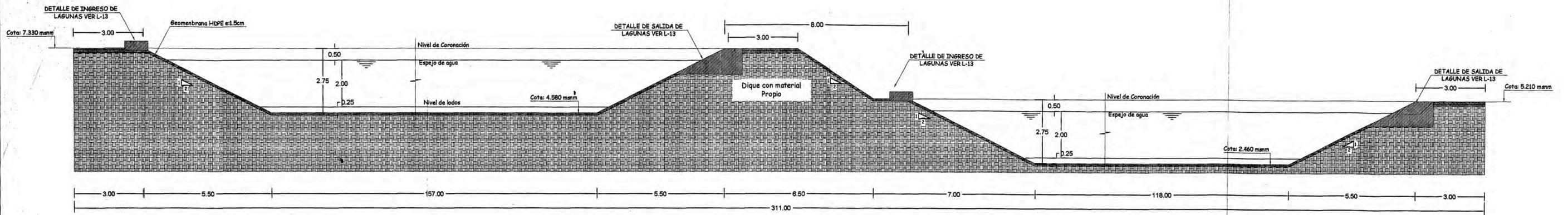
CERCO PERIMETRICO

LEYENDA

CAMARA DE RETAS	REJ
DESARENADOR	DES
MEDIDOR DE CAUDALES PAÑMER-BOWLUS	MC
CAJA REPARTIDORA-01	CR-01
CAJA REPARTIDORA-02	CR-02
CAJA REPARTIDORA-03	CR-03
CAJA REPARTIDORA-04	CR-04
CAJA DE RECOLECCION-01	CRC-01
CAJA DE RECOLECCION-02	CRC-02
CAJA DE SALIDA FINAL	CF
TUBERIA DE INGRESO L.P. (SIMILARES)	I1,I2,I3,I4,I5,I6
TUBERIA DE INGRESO L.S. (SIMILARES)	I7,I8,I9,I10,I11,I12
CAJA DE SALIDA L.P. (SIMILARES)	S1,S2,S3,S4,S5,S6
CAJA DE SALIDA L.S. (SIMILARES)	S7,S8,S9,S10,S11,S12

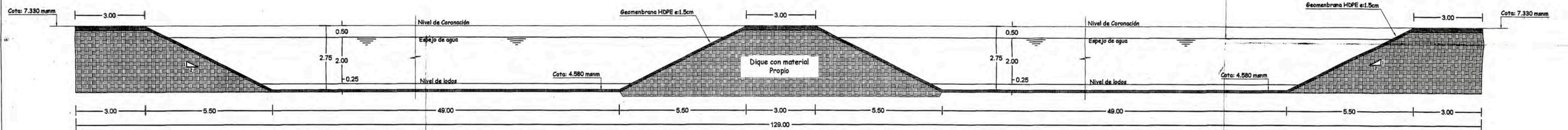
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
TITULACION PROFESIONAL

PROYECTO	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA			
PROYECTADO	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA			
PLANO	PLANTA GENERAL DE LA P.T.A.R.			
ELABORADO	DESIGNADO	REVISADO	APROBADO	FECHA
ING. CIVIL	ING. CIVIL	ING. CIVIL	ING. CIVIL	15/08
				15/08
				L-01



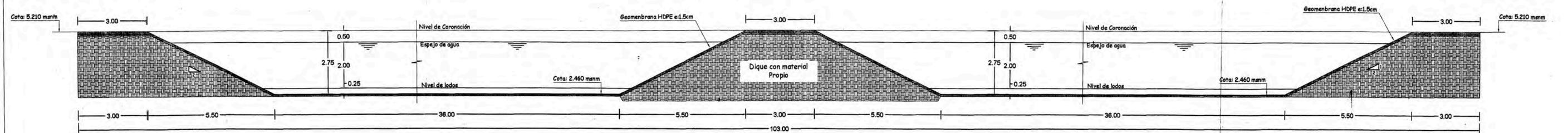
**CORTE A - A**

ESC 1:100



**CORTE B - B**

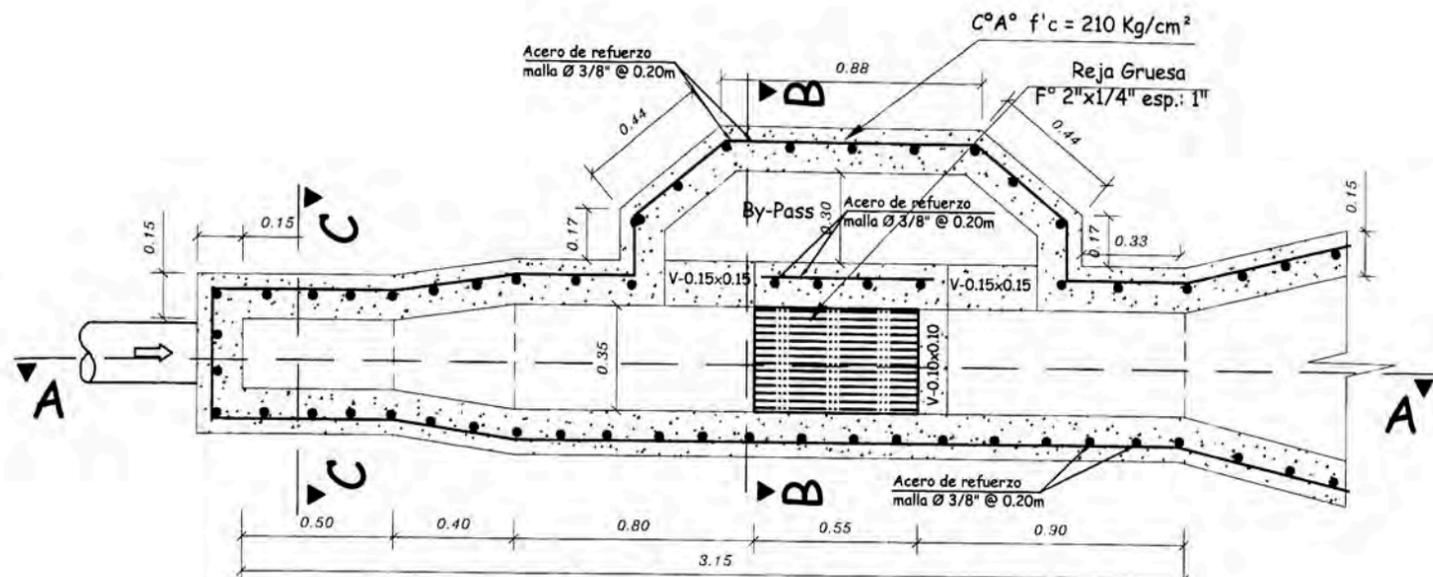
ESC 1:100



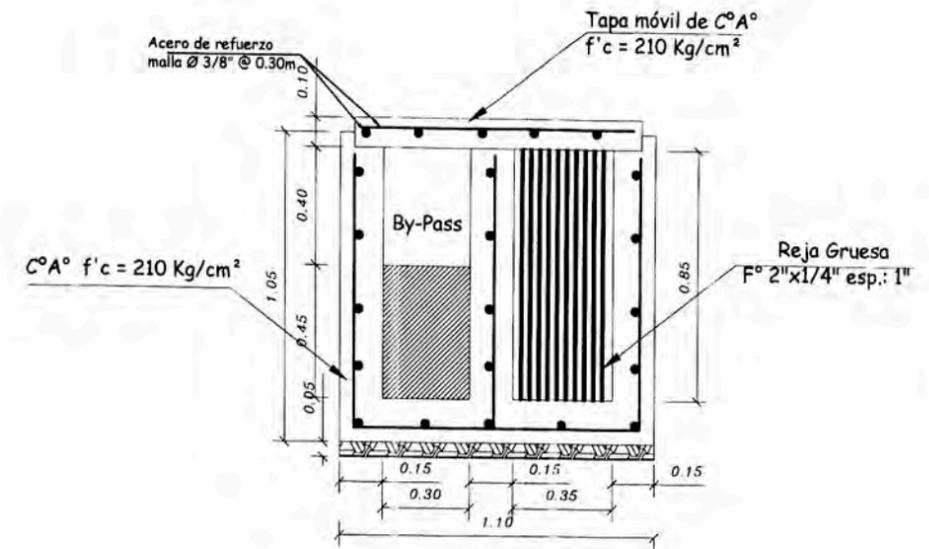
**CORTE C - C**

ESC 1:100

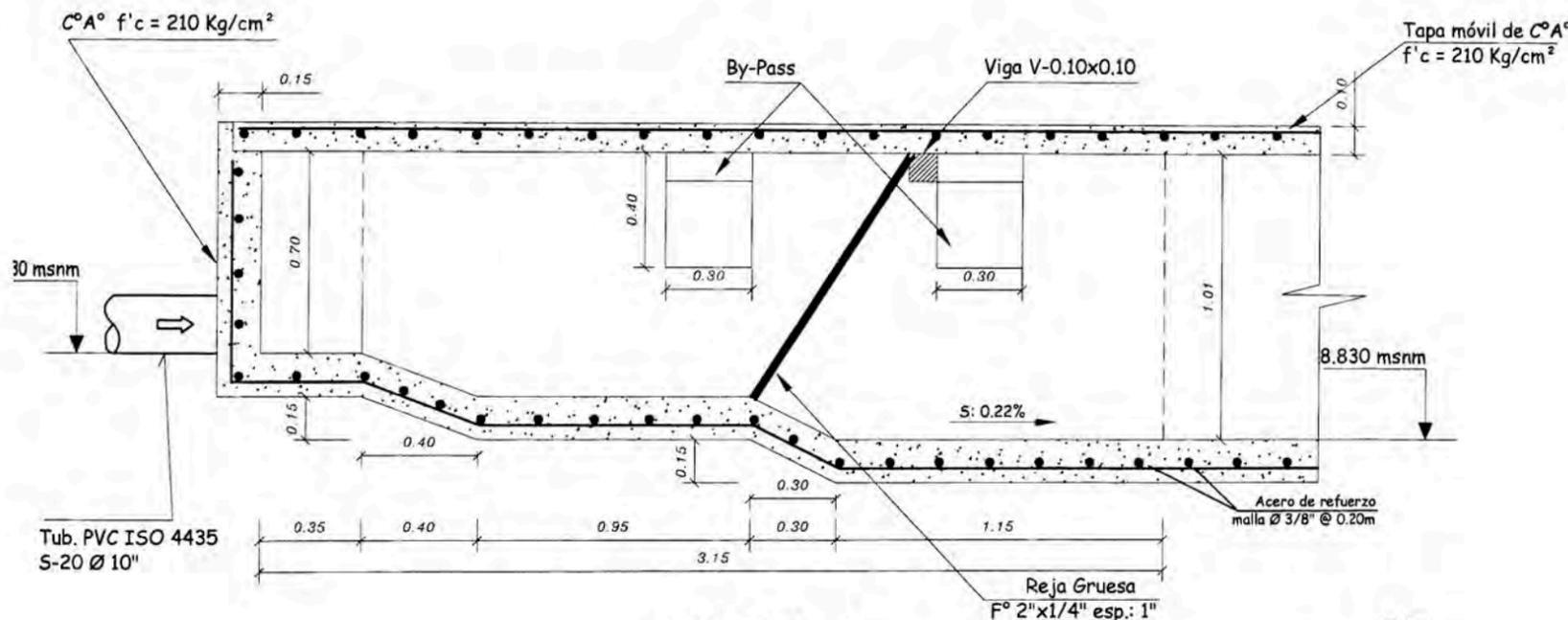
<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b>						
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>						
<b>TITULACION PROFESIONAL</b>						
PROYECTO:	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA					
PROPIETARIO:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA					
PLANO:	CORTES DE LA P.T.A.R.					
UBICACIÓN:	Distrito VEGUETA	Provincia HUANCA	Región LIMA.	RESPONSABLE:	GRUPO N° 17	LÁMINA
ESCALA:	1/100		FECHA:	FEBRERO - 2012		<b>L-02</b>



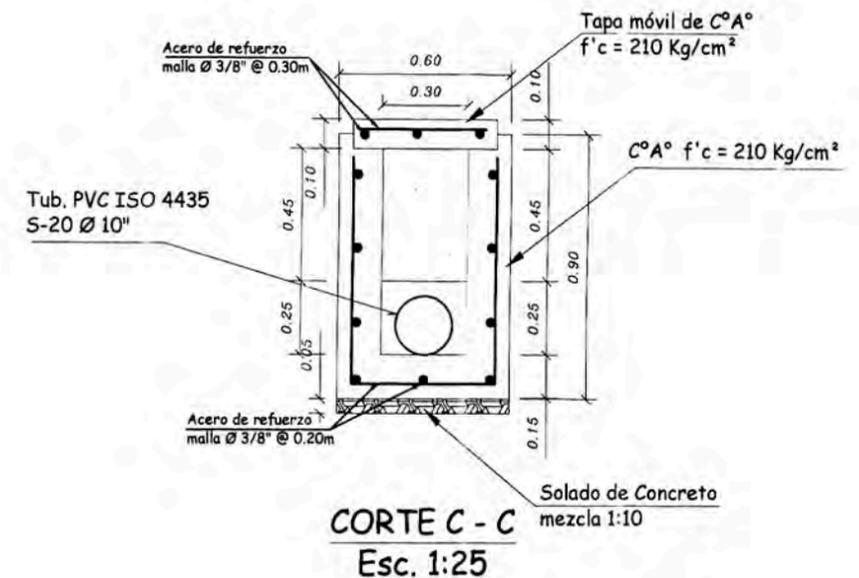
**PLANTA CAMARA DE REJAS**  
Esc. 1:25



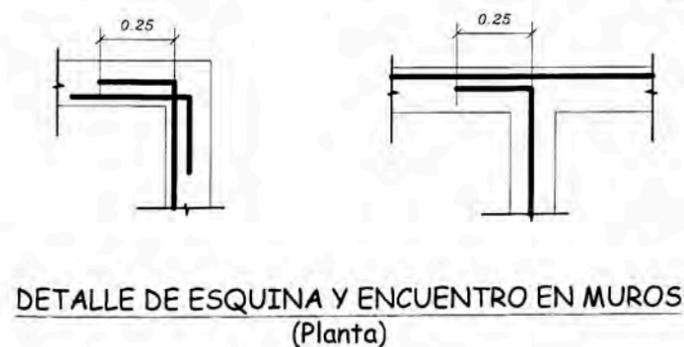
**CORTE B - B**  
Esc. 1:25



**CORTE A - A**  
Esc. 1:25



**CORTE C - C**  
Esc. 1:25



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

Qadm. = 1 00kg/cm<sup>2</sup> (valor que debe ser verificado en campo)

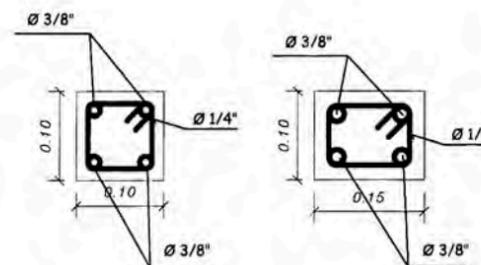
Concreto  $f_c = 280\text{kg/cm}^2$  ( $C^{\circ}A^{\circ}$ )

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

Recubrimiento:

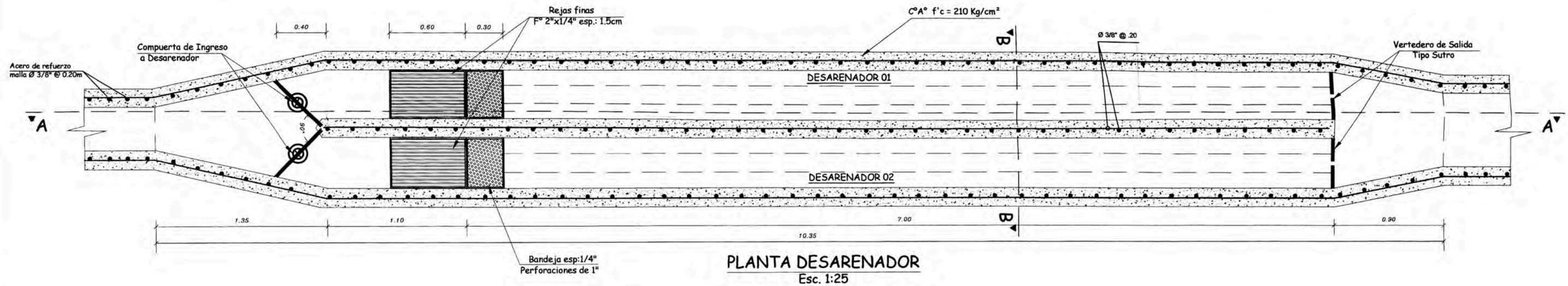
- Vaciado contra el suelo : 7cm
- En contacto con el suelo (costados) : 4cm
- Expuesto al ambiente : 4cm
- En contacto con el agua : 4cm

Traslape mínimo 30cm

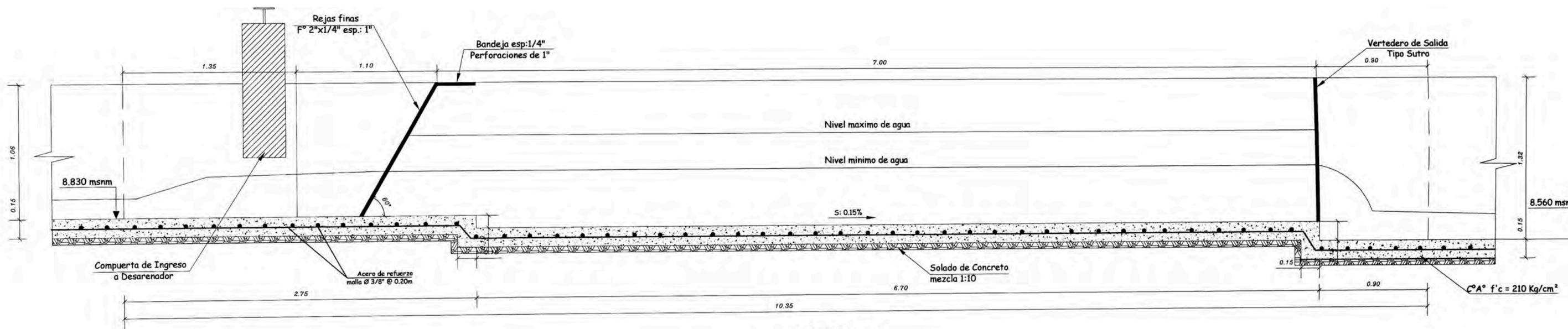


**Viguetas de Apoyo**  
Esc. 1:10

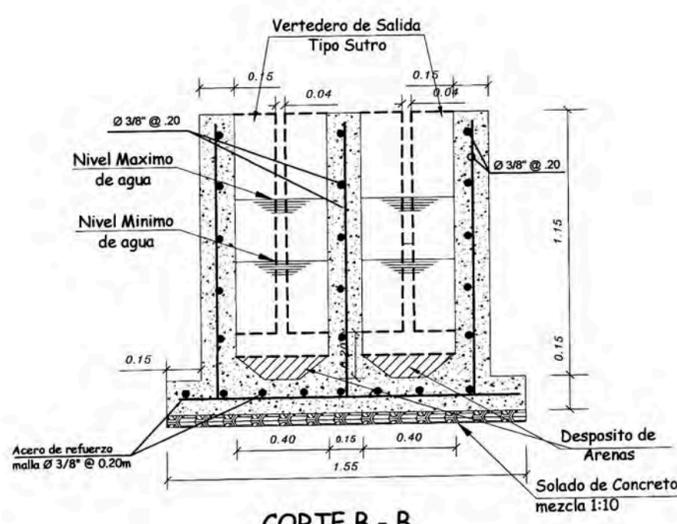
<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b>					
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>					
<b>TITULACION PROFESIONAL</b>					
PROYECTO:		PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA			
PROPIETARIO:		MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA			
PLANO:		CAMARA DE REJAS			
UBICACION:	DISTRICTO VEGUETA	PROVINCIA HUAURA	REGION LIMA	RESPONSABLE:	GRUPO N° 17
ESC:	1/25	FECHA:	FEBRERO - 2012	LÁMINA L-03	



**PLANTA DESARENADOR**  
Esc. 1:25



**CORTE A - A**  
Esc. 1:25



**CORTE B - B**  
esc. 1:25

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

Qadm. = 1.00kg/cm2 (valor que debe ser verificado en campo)

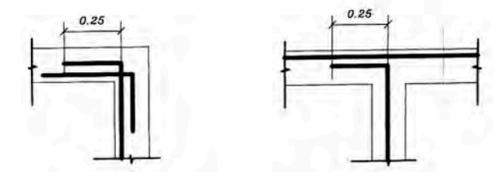
Concreto f<sub>c</sub> = 280kg/cm2 (C°A°)

Acero f<sub>y</sub> = 4200kg/cm2

Recubrimiento:

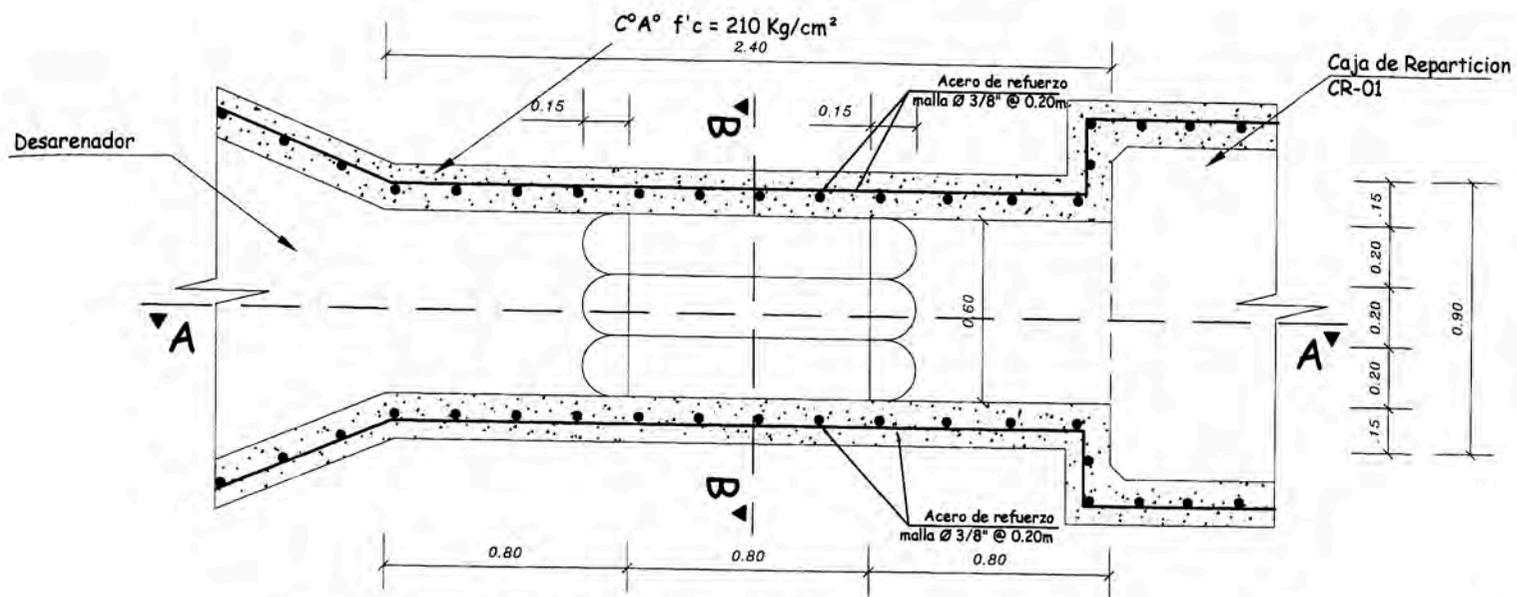
- Vaciado contra el suelo : 7cm
- En contacto con el suelo (costados): 4cm
- Expuesto al ambiente : 4cm
- En contacto con el agua : 4cm

Traslape mínimo 30cm

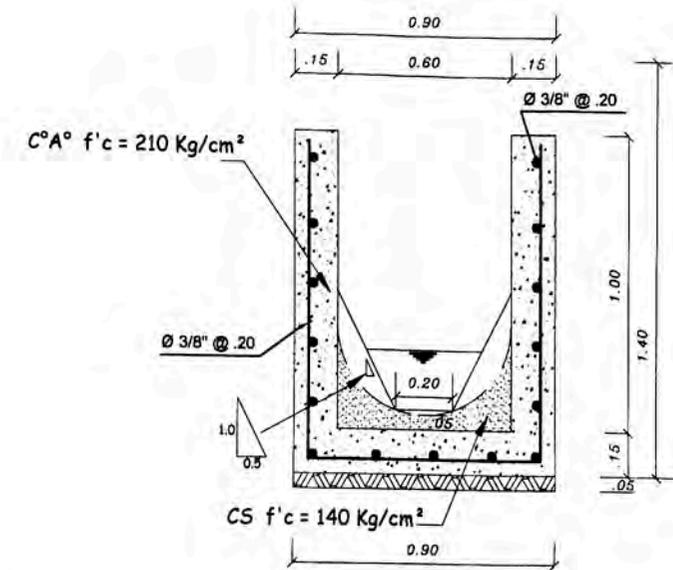


**DETALLE DE ESQUINA Y ENCUENTRO EN MUROS**  
(Planta)

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b>					
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>					
<b>TITULACION PROFESIONAL</b>					
PROYECTO: <b>PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA</b>					
PROPIETARIO: <b>MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA</b>					
PLANO: <b>DESARENADOR</b>					
UBICACIÓN: Distrito VEGUETA	Provincia HUAURA	Región LIMA	RESPONSABLE: GRUPO N° 17	LÁMINA	
ESC: 1/25	FECHA: FEBRERO - 2012			<b>L-04</b>	

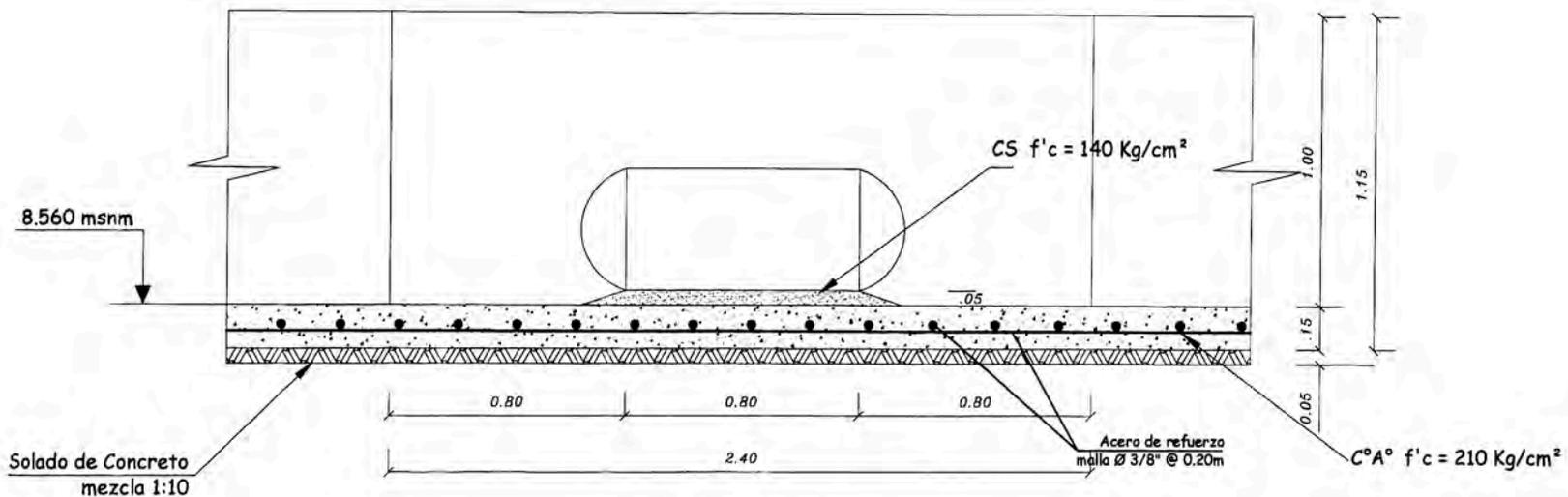


**PLANTA MEDIDOR DE CAUDALES PALMER BOWLUS**  
esc. 1:25

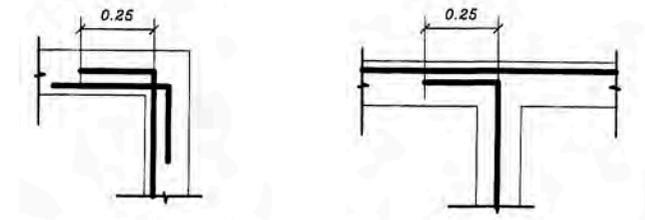


**CORTE B - B**  
esc. 1:25

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
Qadm.	= 1.00kg/cm2 (valor que debe ser verificado en campo)
Concreto f <sub>c</sub>	= 280kg/cm2 (C°A°)
Acero f <sub>y</sub>	= 4200kg/cm2
<b>Recubrimiento:</b>	
Vaciado contra el suelo	: 7cm
En contacto con el suelo(costados)	: 4cm
Expuesto al ambiente	: 4cm
En contacto con el agua	: 4cm
Traslape mínimo 30cm	

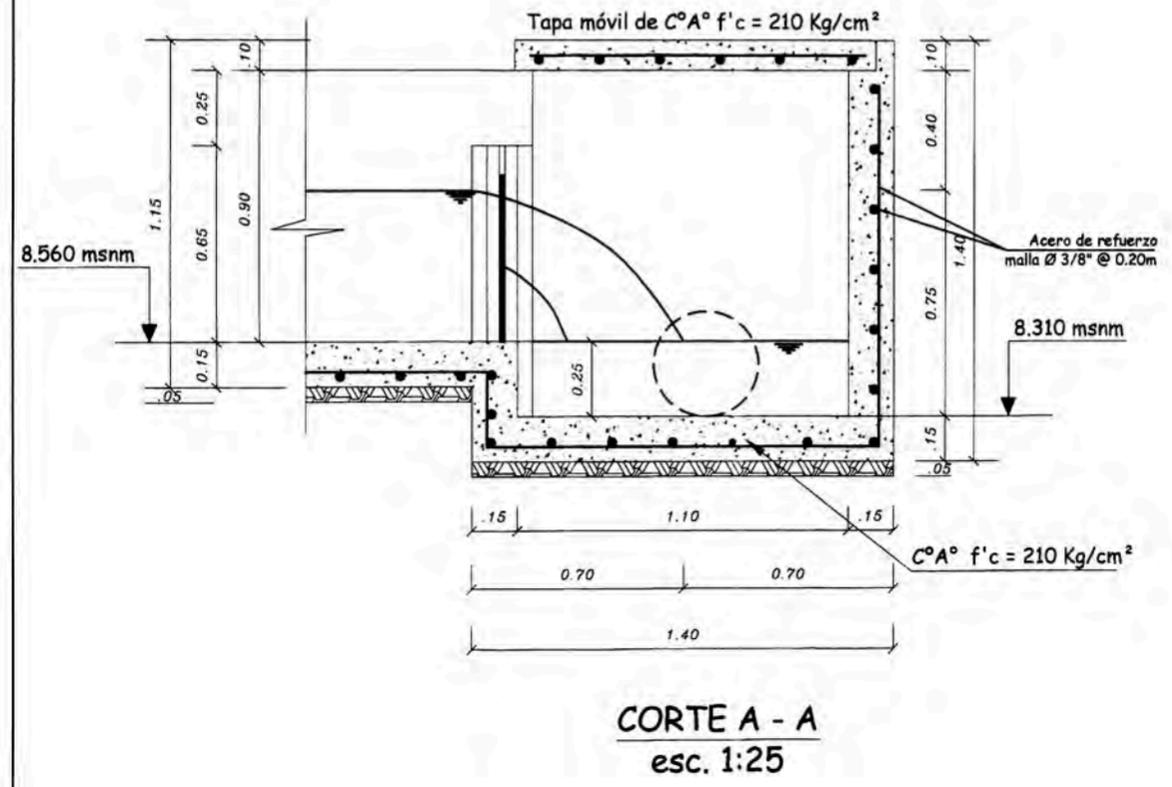
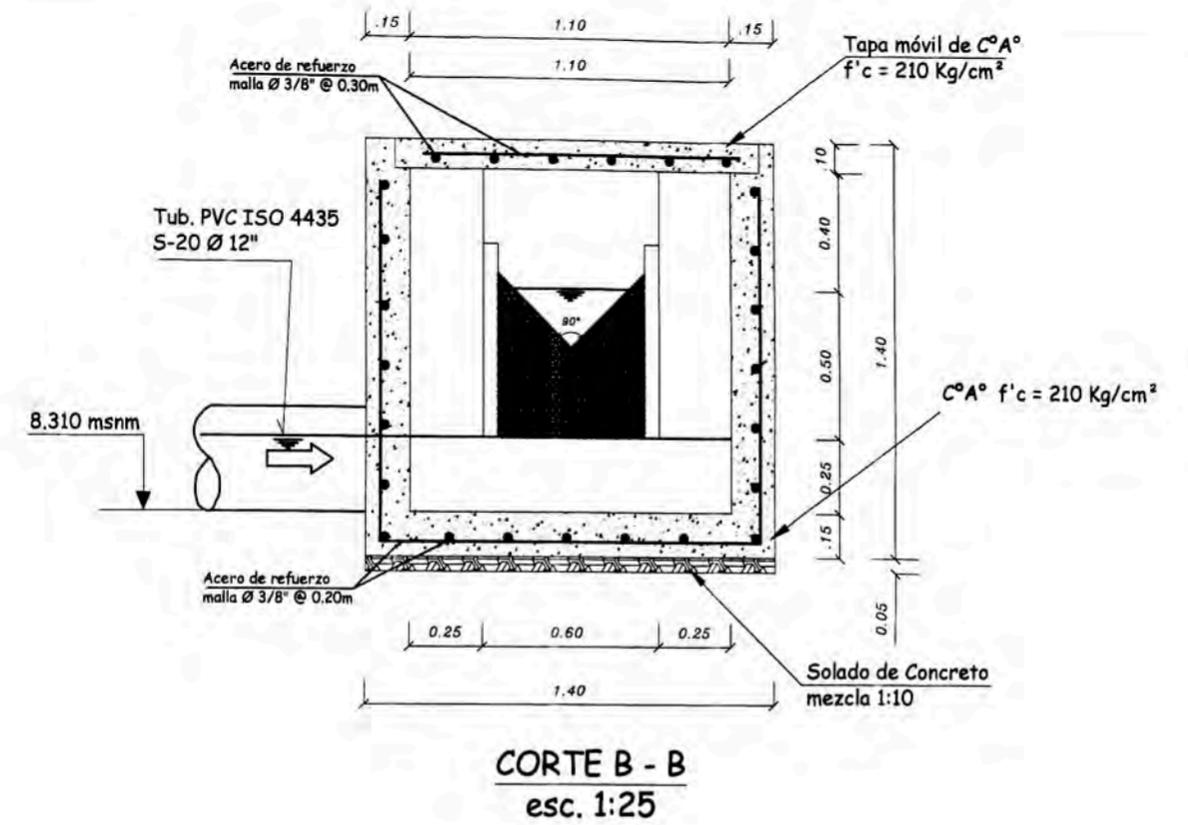
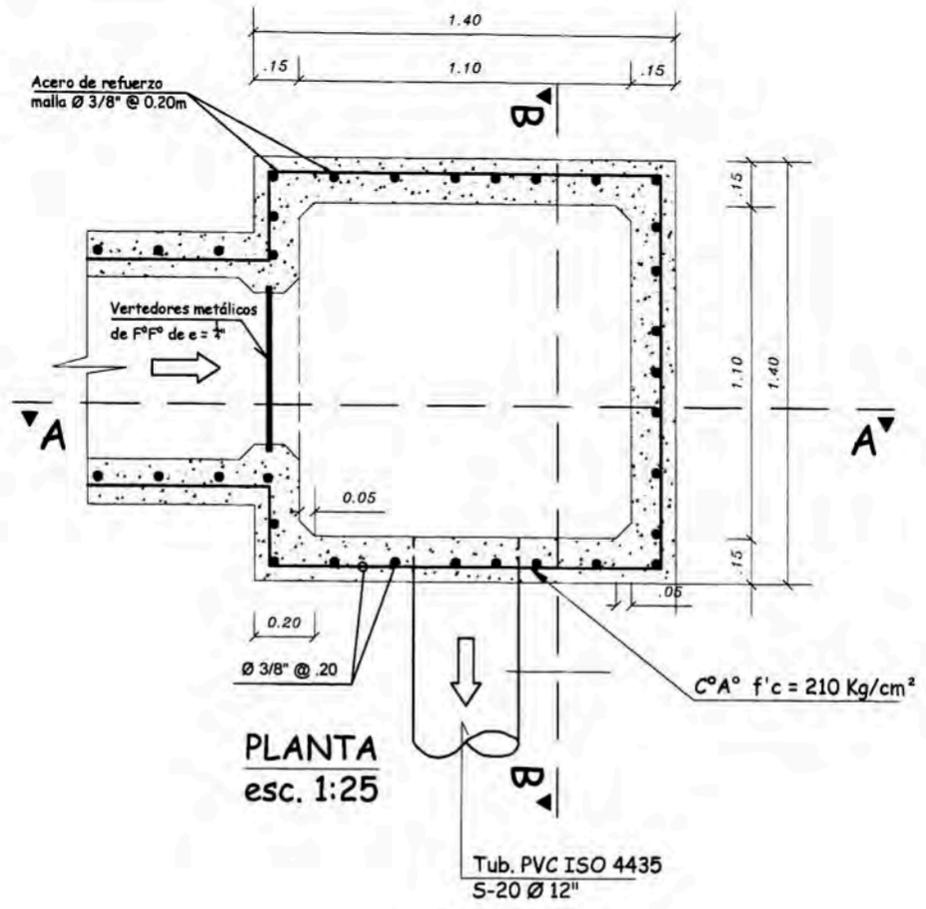


**CORTE A - A**  
esc. 1:25



**DETALLE DE ESQUINA Y ENCUENTRO EN MUROS**  
(Planta)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA					
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL					
TITULACION PROFESIONAL					
PROYECTO:	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA				
PROPIETARIO:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA				
PLANO:	MEDIDOR DE CAUDALES PALMER-BOWLUS				
UBICACIÓN:	Distrito VEGUETA	Provincia HUAURA	Región LIMA	RESPONSABLE:	GRUPO N° 17
	ESC:	1/25	FECHA:	FEBRERO - 2012	LÁMINA
					<b>L-05</b>



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

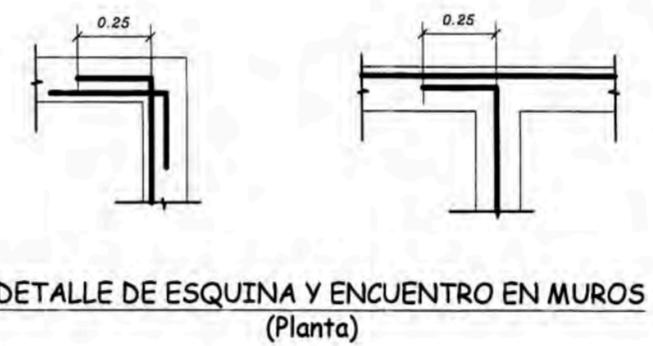
Qadm. = 1.00kg/cm2 (valor que debe ser verificado en campo)

Concreto  $f_c = 280\text{kg/cm}^2$  (C²A²)

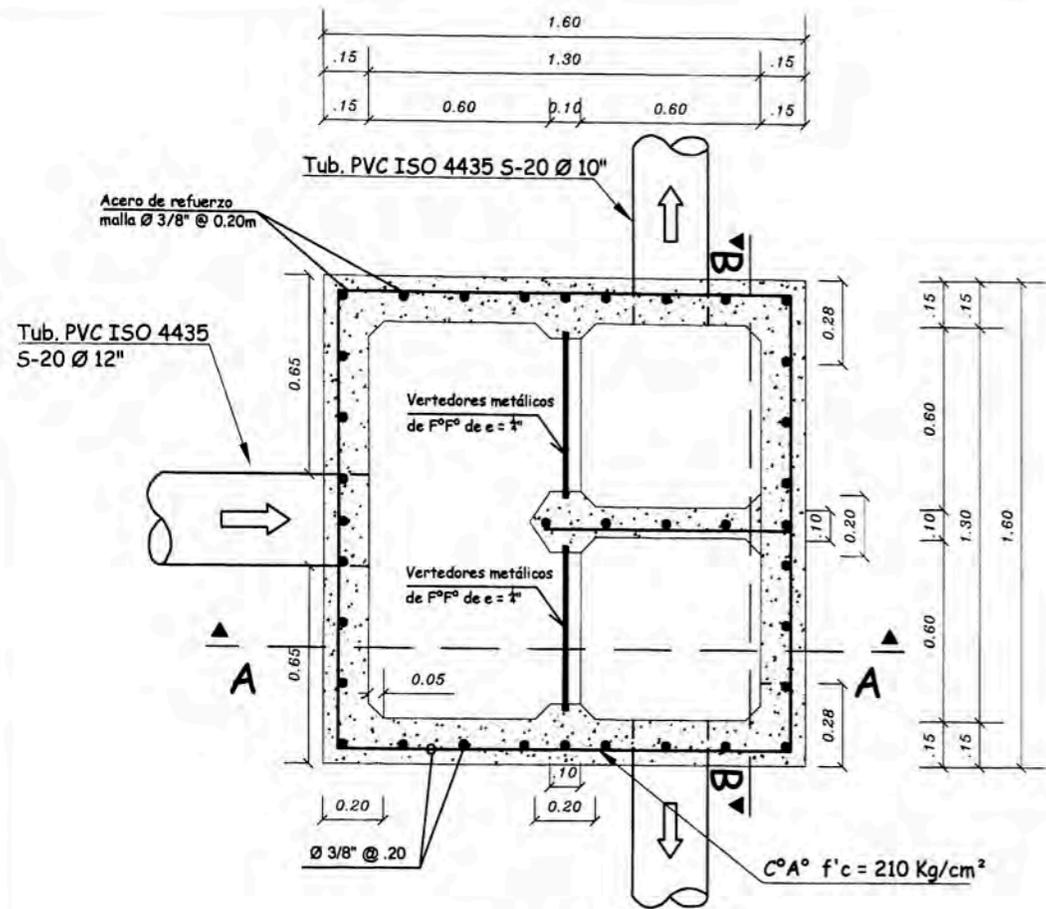
Acero  $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

**Recubrimiento:**

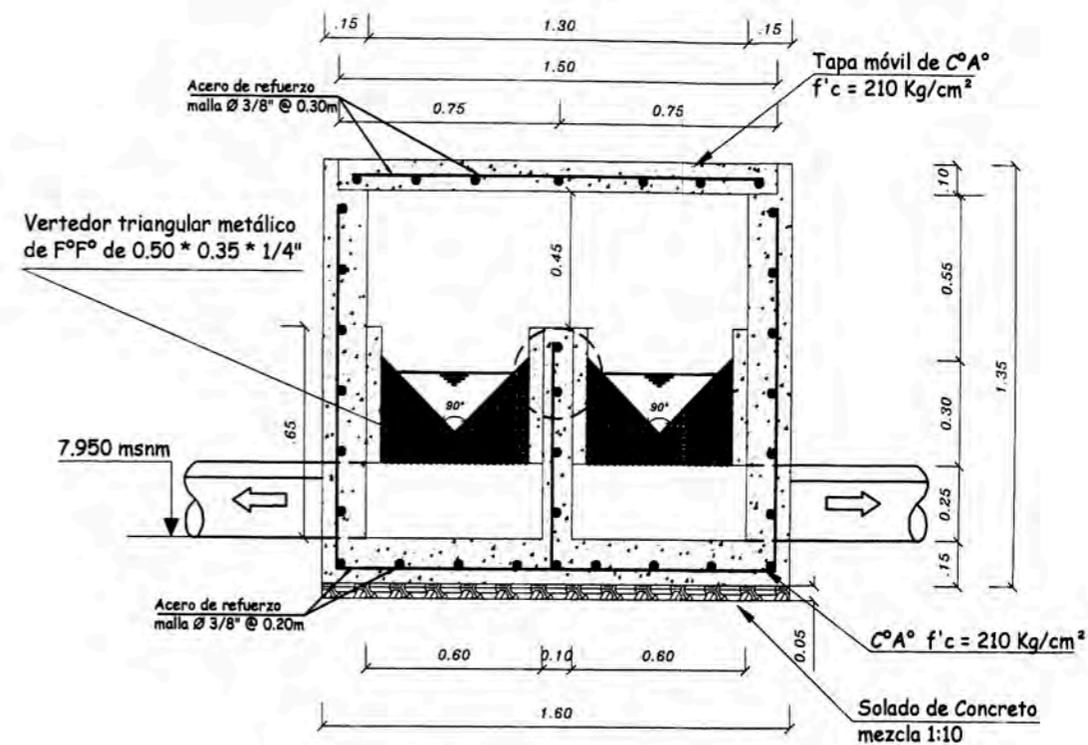
- Vaciado contra el suelo : 7cm
- En contacto con el suelo(costados) : 4cm
- Expuesto al ambiente : 4cm
- En contacto con el agua : 4cm
- Traslape mínimo 30cm



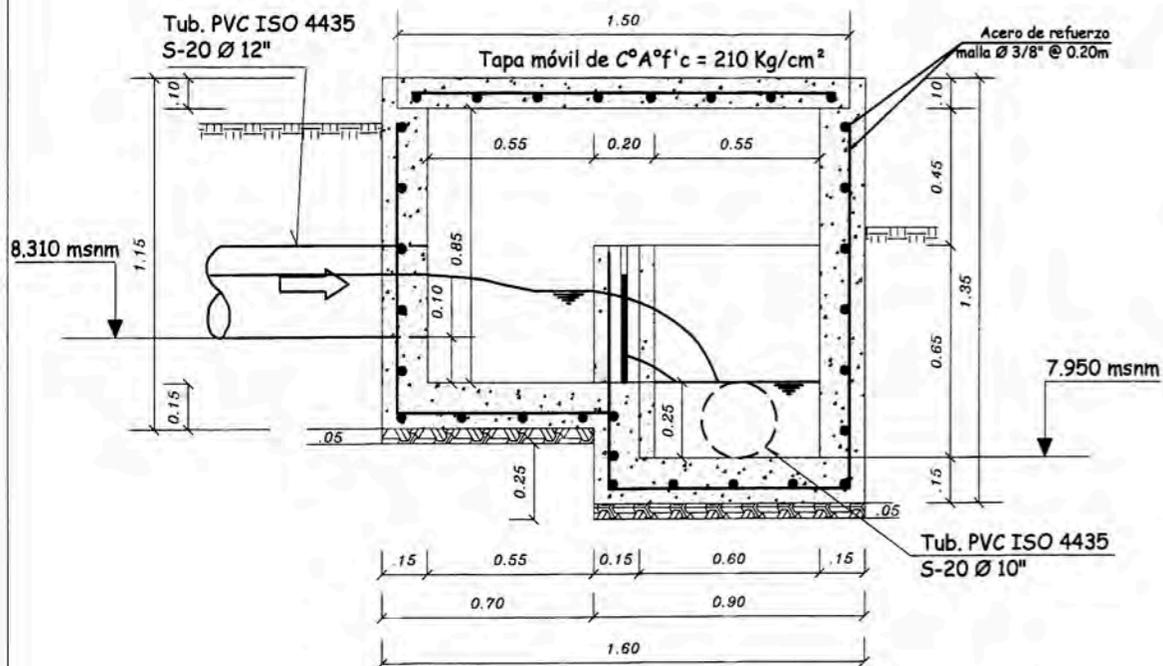
<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL TITULACION PROFESIONAL</b>					
PROYECTO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA					
PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA					
PLANO: CAJA DE REPARTICION CR- 01					
UBICACION:	DISTRITO VEGUETA	PROVINCIA HUAURA	REGION LIMA	RESPONSABLE:	GRUPO N° 17
ESC:	1/25	FECHA:	FEBRERO - 2012	LÁMINA <b>L-06</b>	



**PLANTA**  
esc. 1:25



**CORTE B - B**  
esc. 1:25



**CORTE A - A**  
esc. 1:25

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

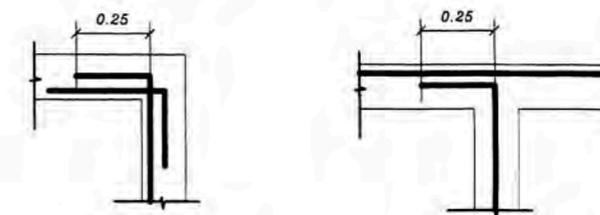
Qadm. = 1.00kg/cm2 (valor que debe ser verificado en campo)

Concreto f<sub>c</sub> = 280kg/cm2 (CºAº)

Acero f<sub>y</sub> = 4200kg/cm2

**Recubrimiento:**

Vaciado contra el suelo : 7cm  
En contacto con el suelo (costados) : 4cm  
Expuesto al ambiente : 4cm  
En contacto con el agua : 4cm  
Traslape mínimo 30cm



**DETALLE DE ESQUINA Y ENCUENTRO EN MUROS**  
(Planta)

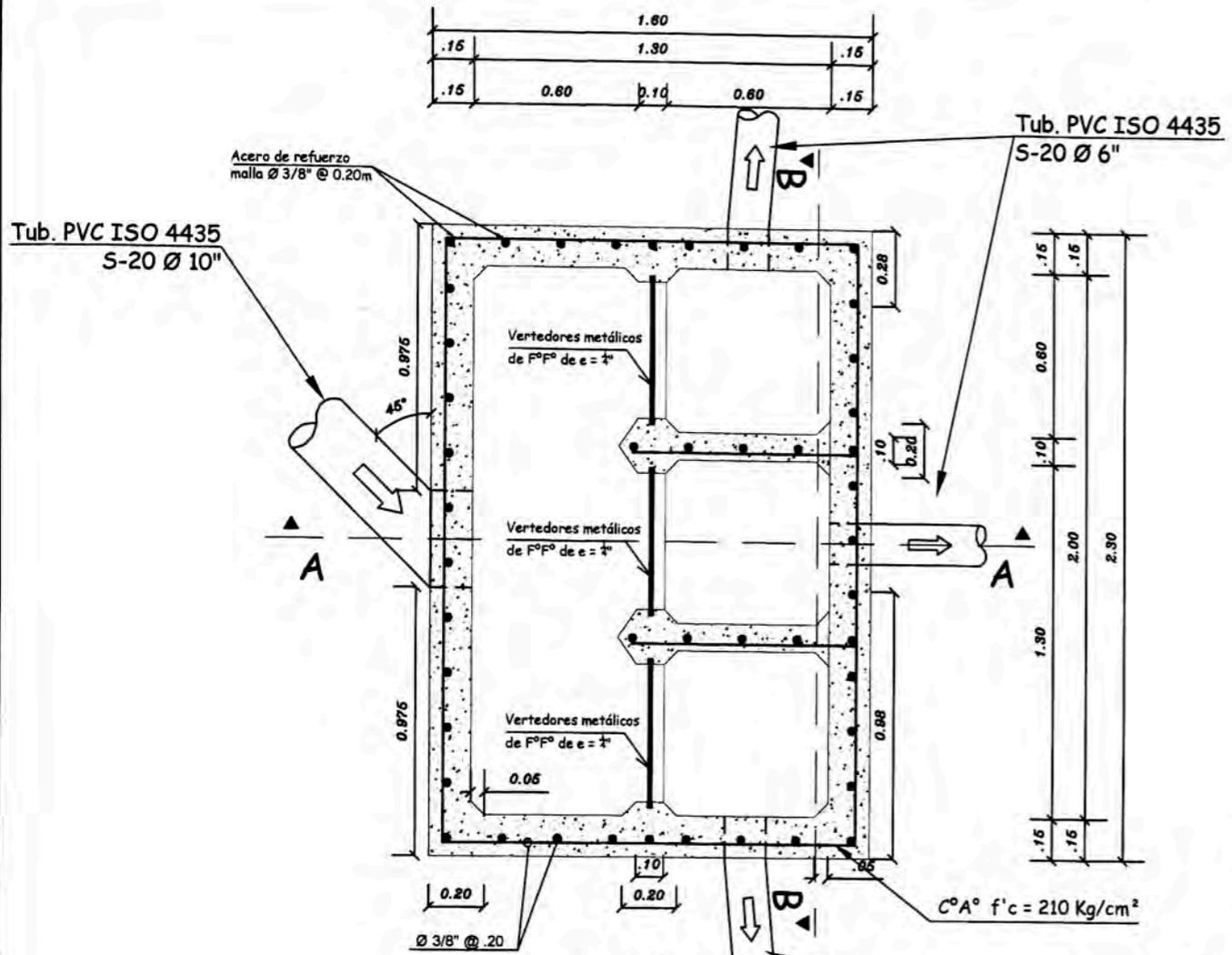
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
TITULACION PROFESIONAL**

PROYECTO: **PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA**

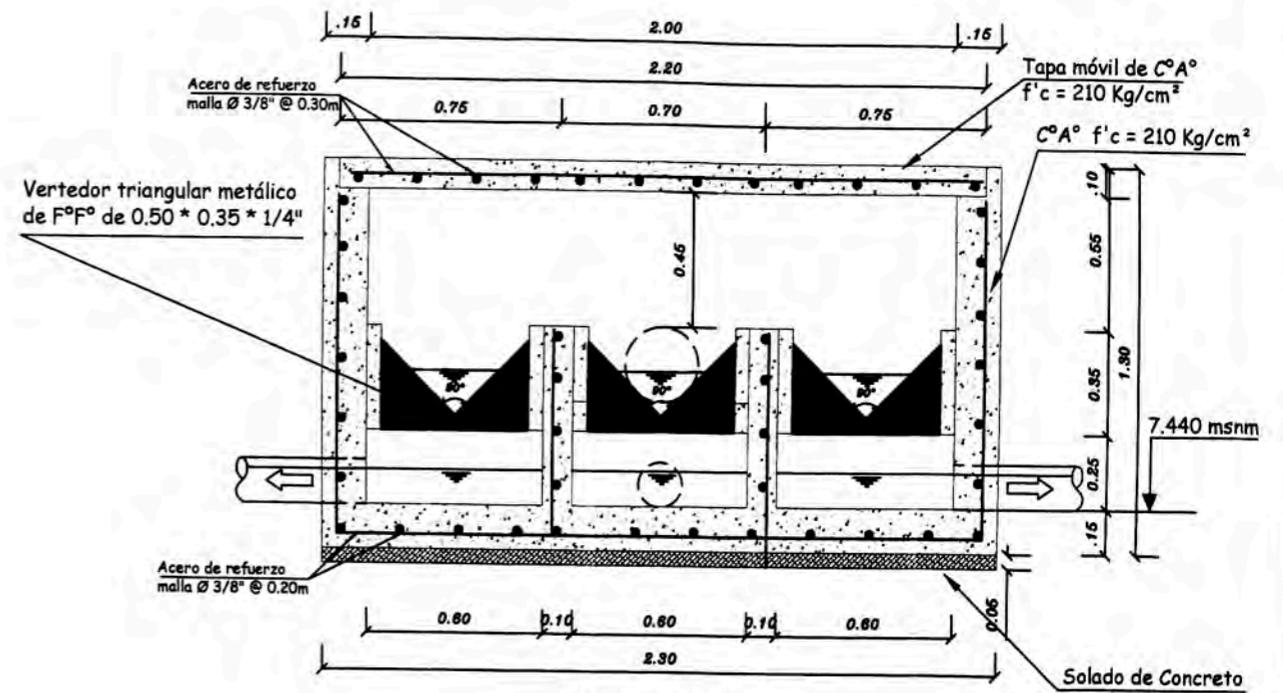
PROPIETARIO: **MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA**

PLANO: **CAJA DE REPARTICION CR-02**

UBICACIÓN:	Distrito VEGUETA	Provincia HUAURA	Región LIMA	RESPONSABLE:	GRUPO N° 17	LÁMINA
	ESC:			FECHA:	FEBRERO - 2012	<b>L-07</b>
					1/25	

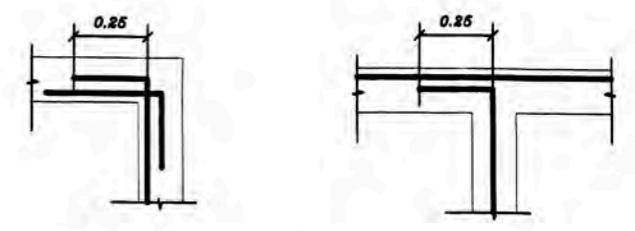


**PLANTA**  
esc. 1:25

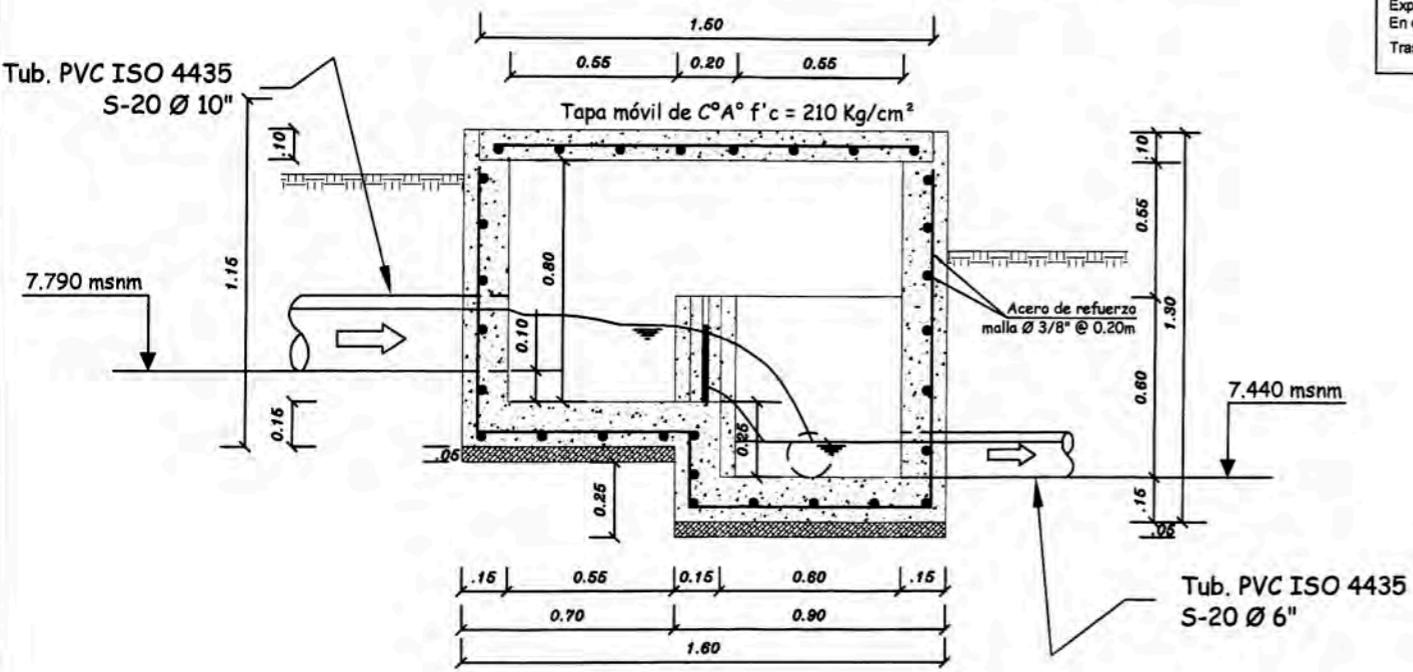


**CORTE B - B**  
esc. 1:25

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
Qadm.	= 1.00kg/cm2 (valor que debe ser verificado an campo)
Concreto fc	= 280kg/cm2 (CºAº)
Acero fy	= 4200kg/cm2
Recubrimiento:	
Vaciado contra el suelo	: 7cm
En contacto con el suelo(costados)	: 4cm
Expuesto al ambiente	: 4cm
En contacto con el agua	: 4cm
Traslapo mínimo	30cm

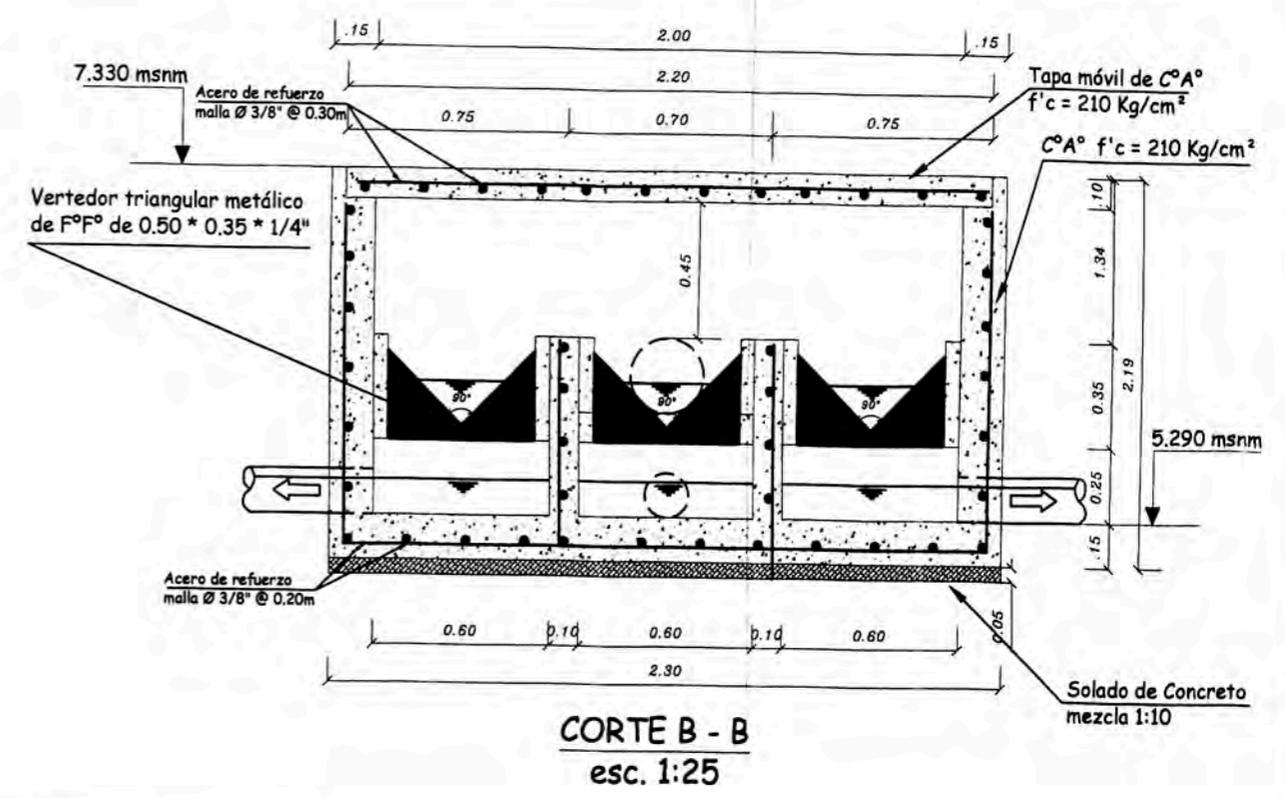
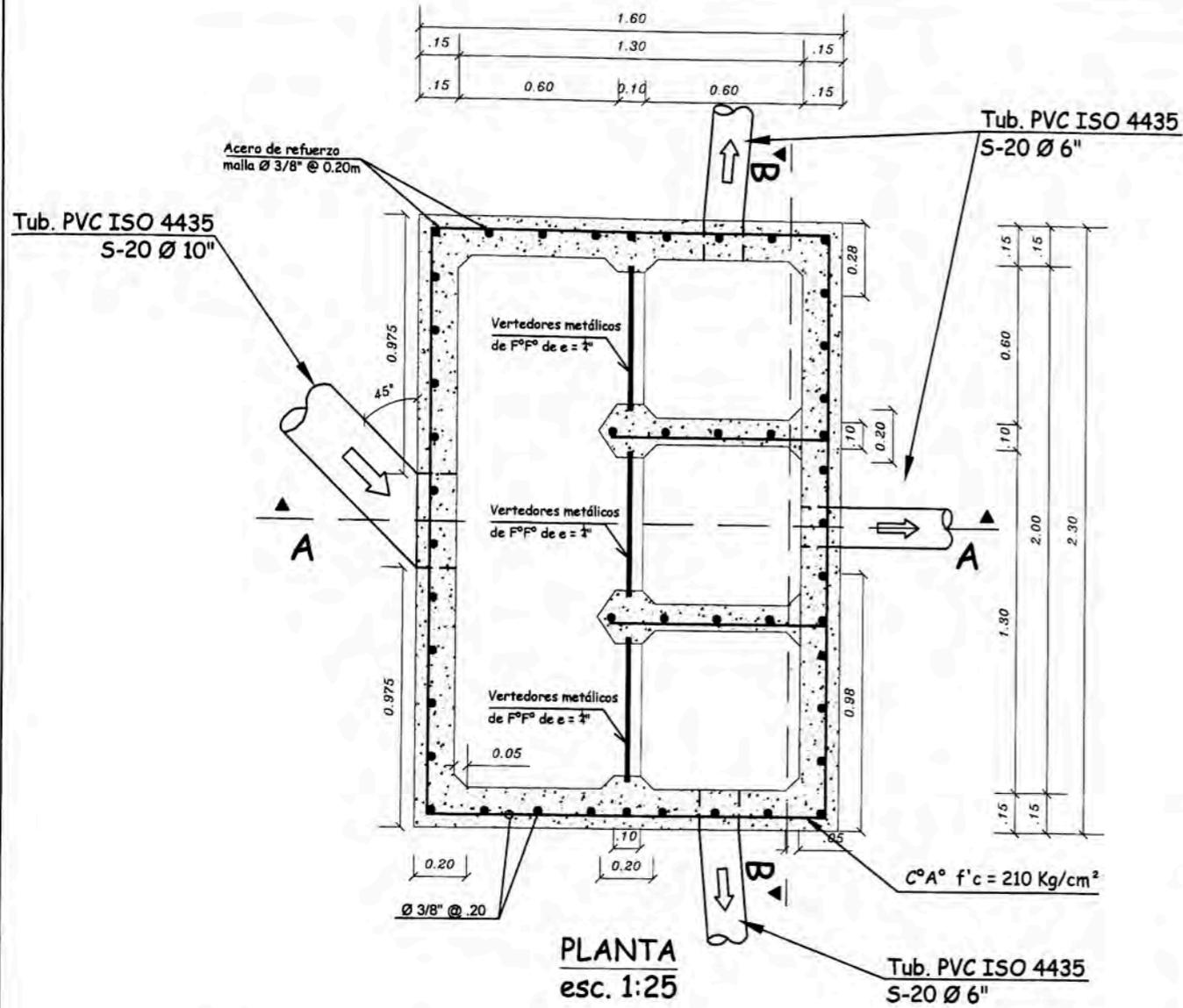


**DETALLE DE ESQUINA Y ENCUENTRO EN MUROS**  
(Planta)



**CORTE A - A**  
esc. 1:25

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA					
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL					
TITULACION PROFESIONAL					
PROYECTO:	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA				
PROPIETARIO:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA				
PLANO:	CAJA DE REPARTICION CR-03				
UBICACIÓN:	Distrito VEGUETA	Provincia HUAURA	Región LIMA	RESPONSABLE:	GRUPO N° 17
ESC:	1/25		FECHA:	FERRERO - 2012	
					LÁMINA L-08



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

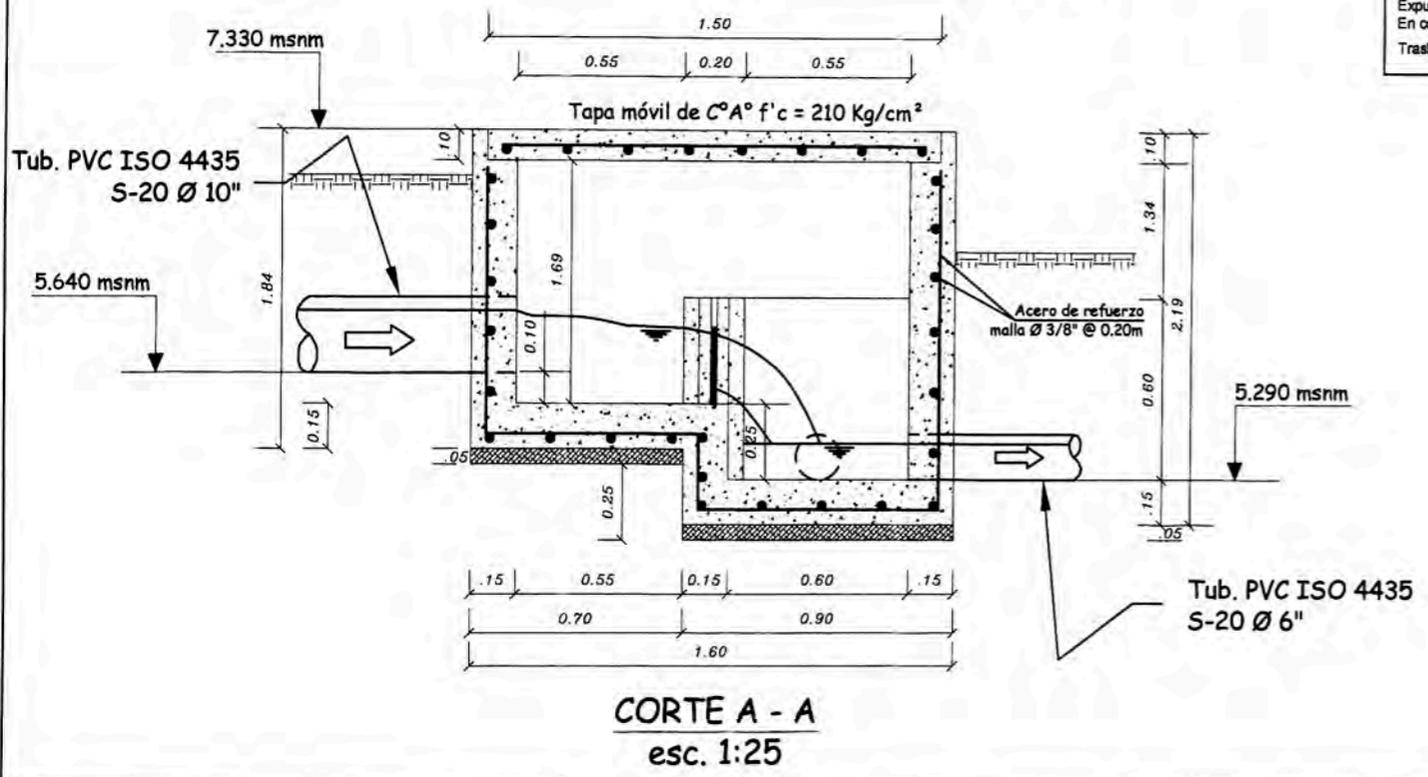
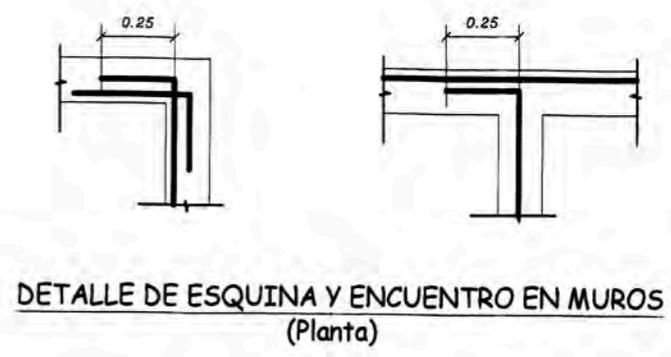
Qadm. = 1.00kg/cm<sup>2</sup> (valor que debe ser verificado en campo)

Concreto f<sub>c</sub> = 280kg/cm<sup>2</sup> (C<sup>o</sup>A<sup>o</sup>)

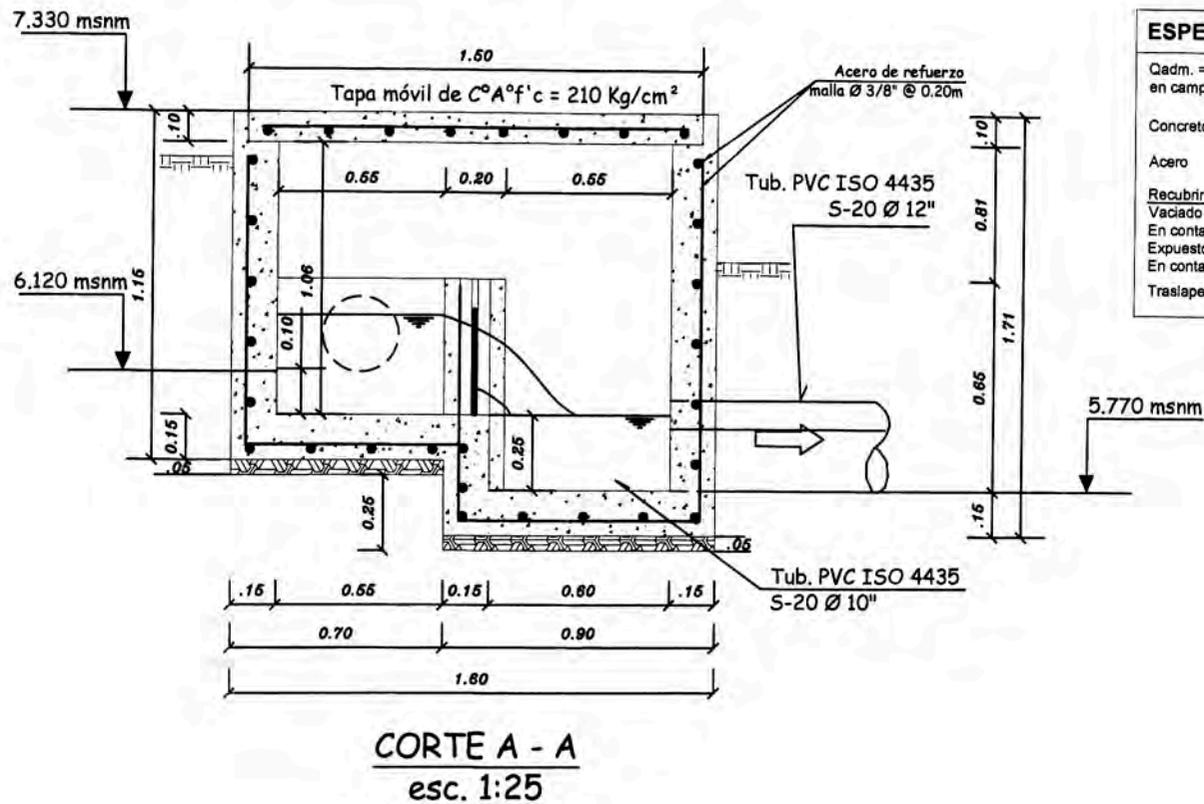
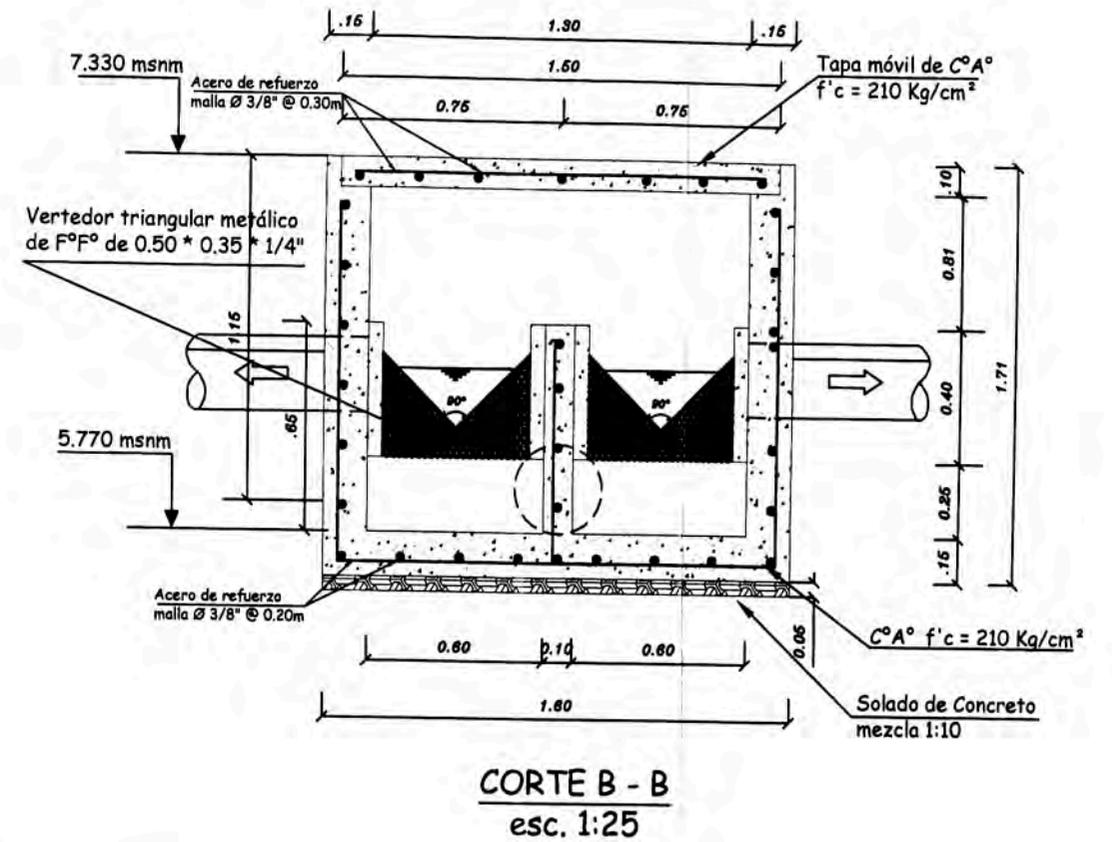
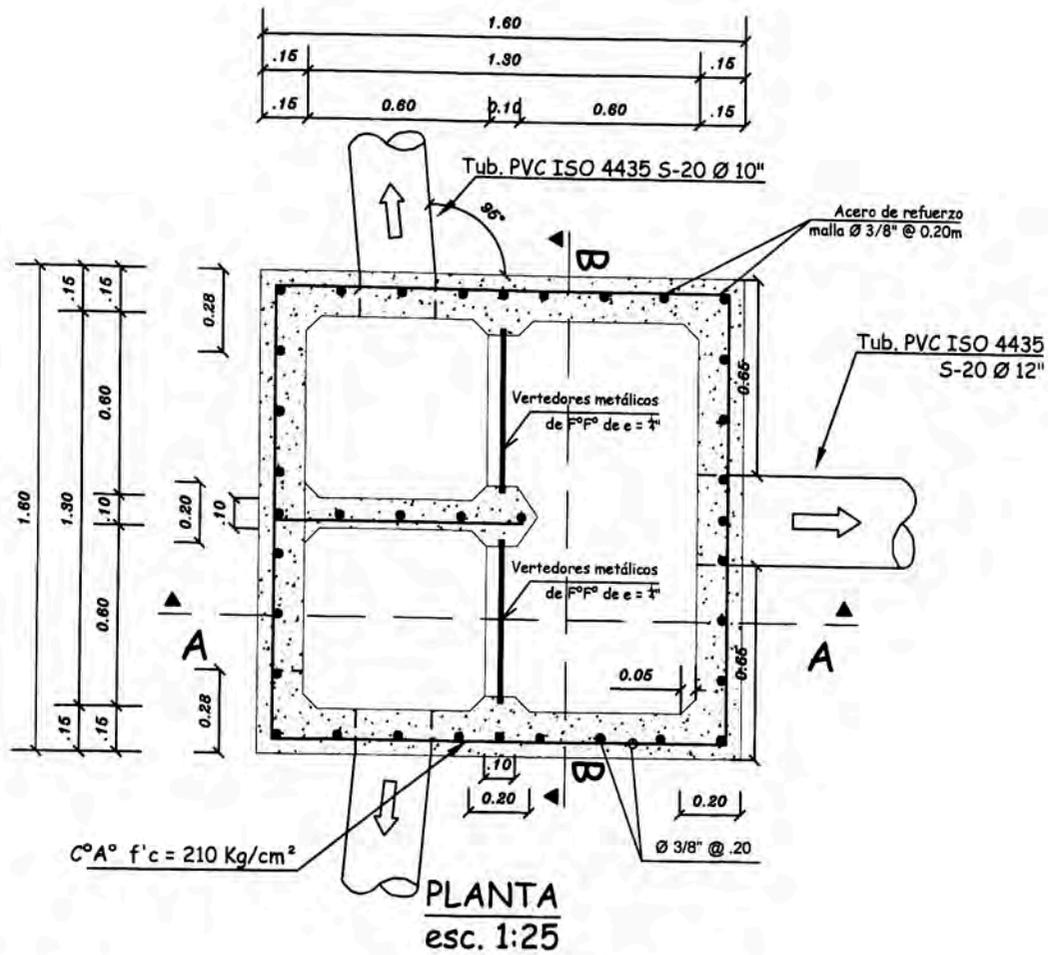
Acero f<sub>y</sub> = 4200kg/cm<sup>2</sup>

Recubrimiento:  
 Vaciado contra el suelo : 7cm  
 En contacto con el suelo(costados) : 4cm  
 Expuesto al ambiente : 4cm  
 En contacto con el agua : 4cm

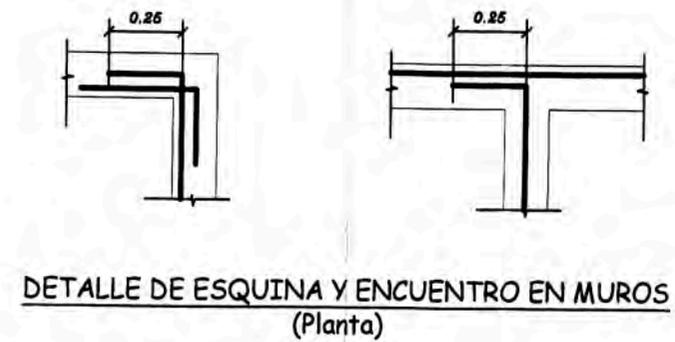
Traslape mínimo 30cm



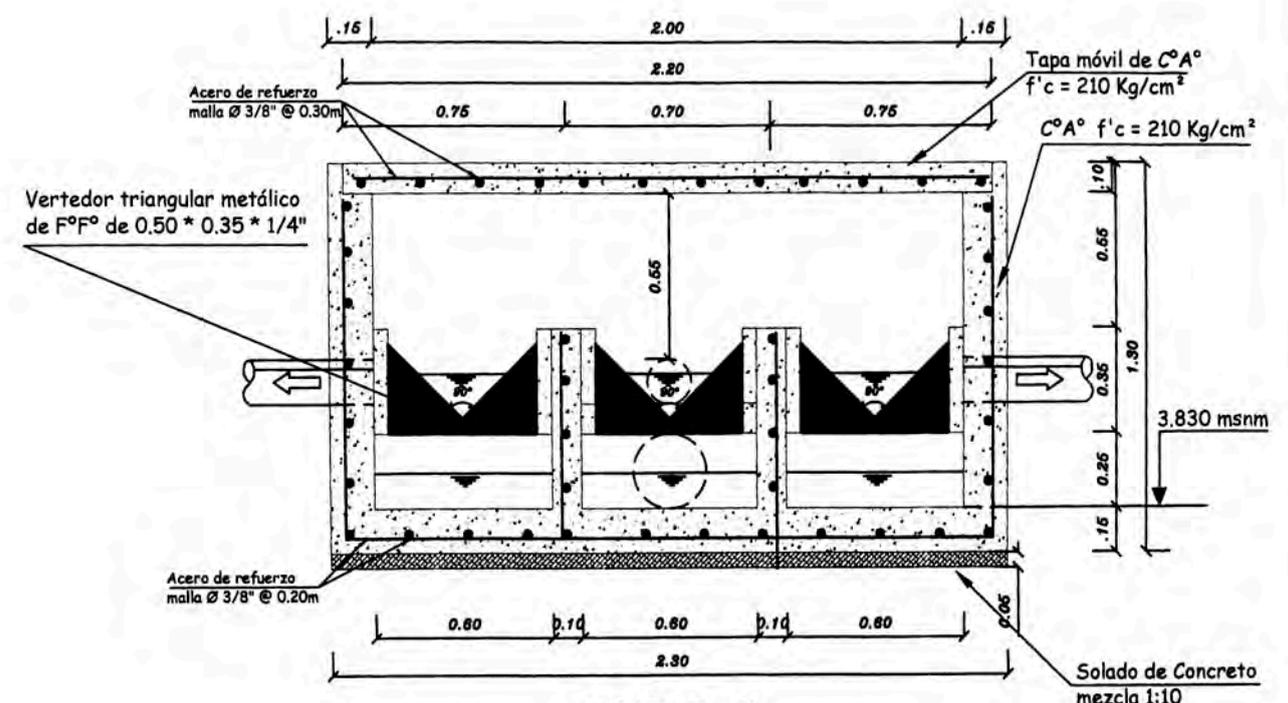
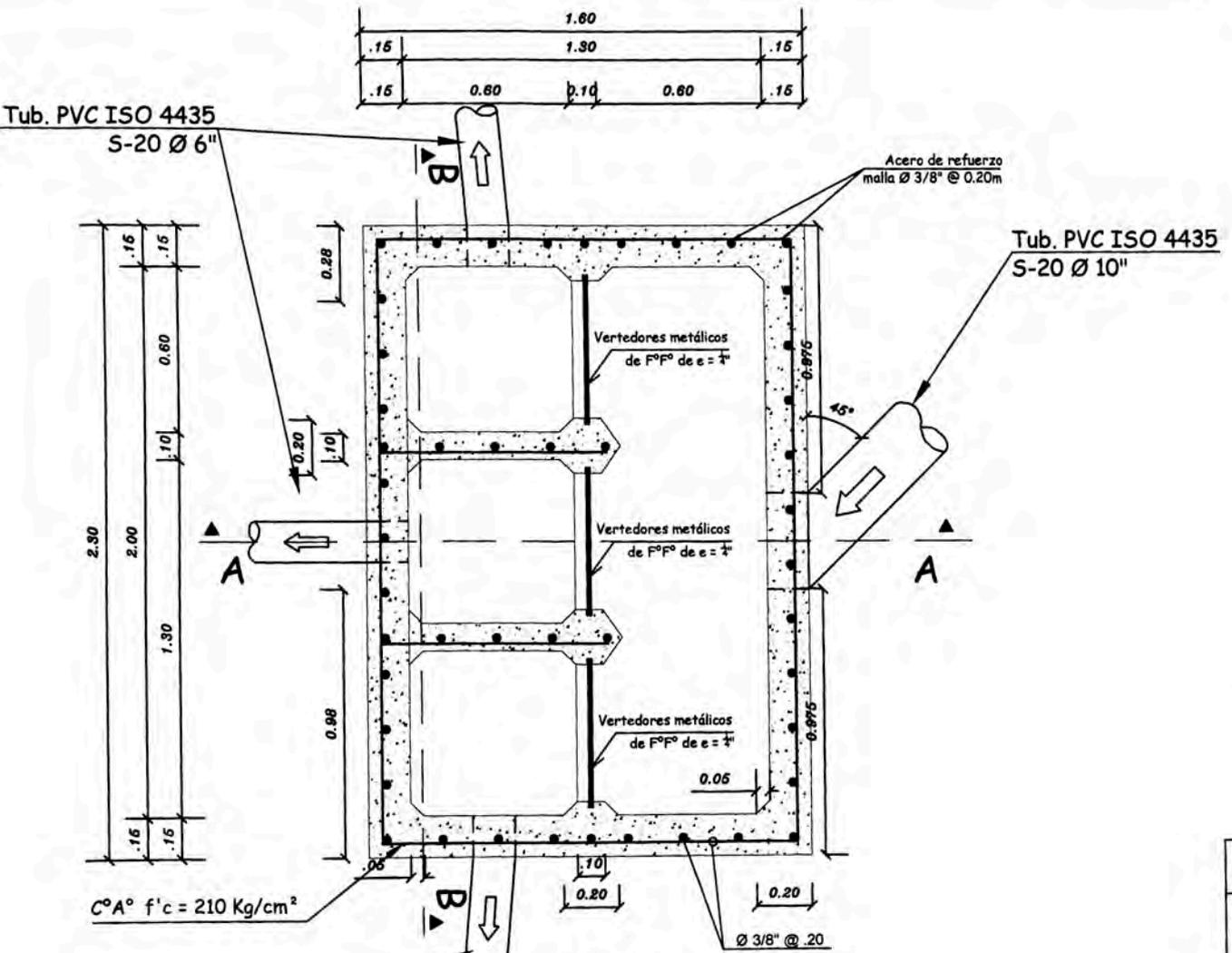
<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b>				
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>				
<b>TITULACION PROFESIONAL</b>				
PROYECTO: <b>PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA</b>				
PROPIETARIO: <b>MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA</b>				
PLANO: <b>CAJA DE REPARTICION CR-04</b>				
UBICACIÓN:	Distrito VEGUETA	Provincia HUAURA	Región LIMA	RESPONSABLE: GRUPO N° 17
ESC:	1/25	FECHA:	FEBRERO - 2012	LÁMINA: <b>L-09</b>



ESPECIFICACIONES TECNICAS	
Qadm.	= 1.00kg/cm <sup>2</sup> (valor que debe ser verificado en campo)
Concreto f <sub>c</sub>	= 280kg/cm <sup>2</sup> (C°A°)
Acero f <sub>y</sub>	= 4200kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento:	
Vaciado contra el suelo	: 7cm
En contacto con el suelo (costados)	: 4cm
Expuesto al ambiente	: 4cm
En contacto con el agua	: 4cm
Traslape mínimo 30cm	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL TITULACION PROFESIONAL					
PROYECTO:		PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA			
PROPIETARIO:		MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA			
PLANO:		CAJA DE RECOLECCION CRC-01			
UBICACIÓN:	Distrito VEGUETA	Provincia HUAURA	Región LIMA	RESPONSABLE:	GRUPO N° 17
ESC:	1/25	FECHA:	FEBRERO - 2012	LÁMINA	
				L-10	



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

Qadm. = 1.00kg/cm2 (valor que debe ser verificado en campo)

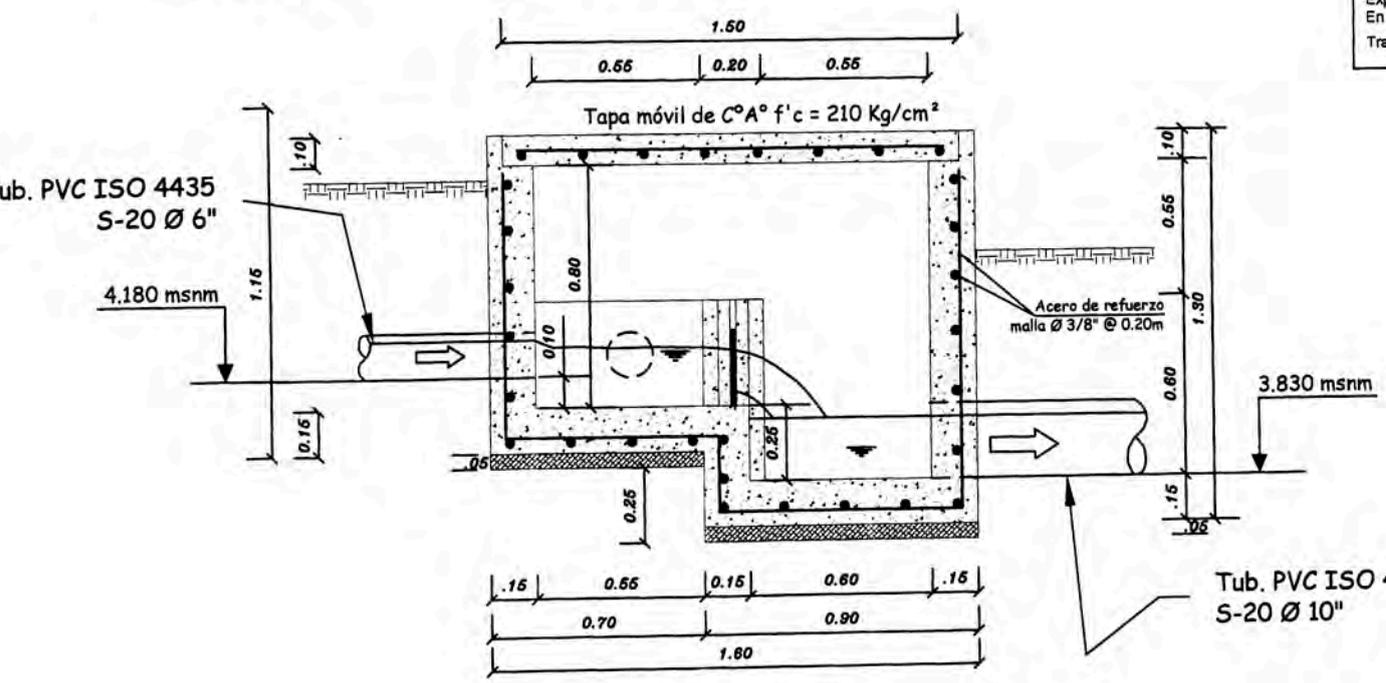
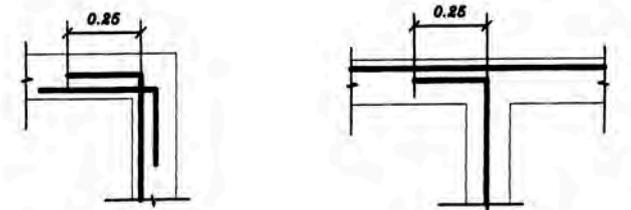
Concreto f'c = 280kg/cm2 (C<sup>o</sup>A<sup>o</sup>)

Acero fy = 4200kg/cm2

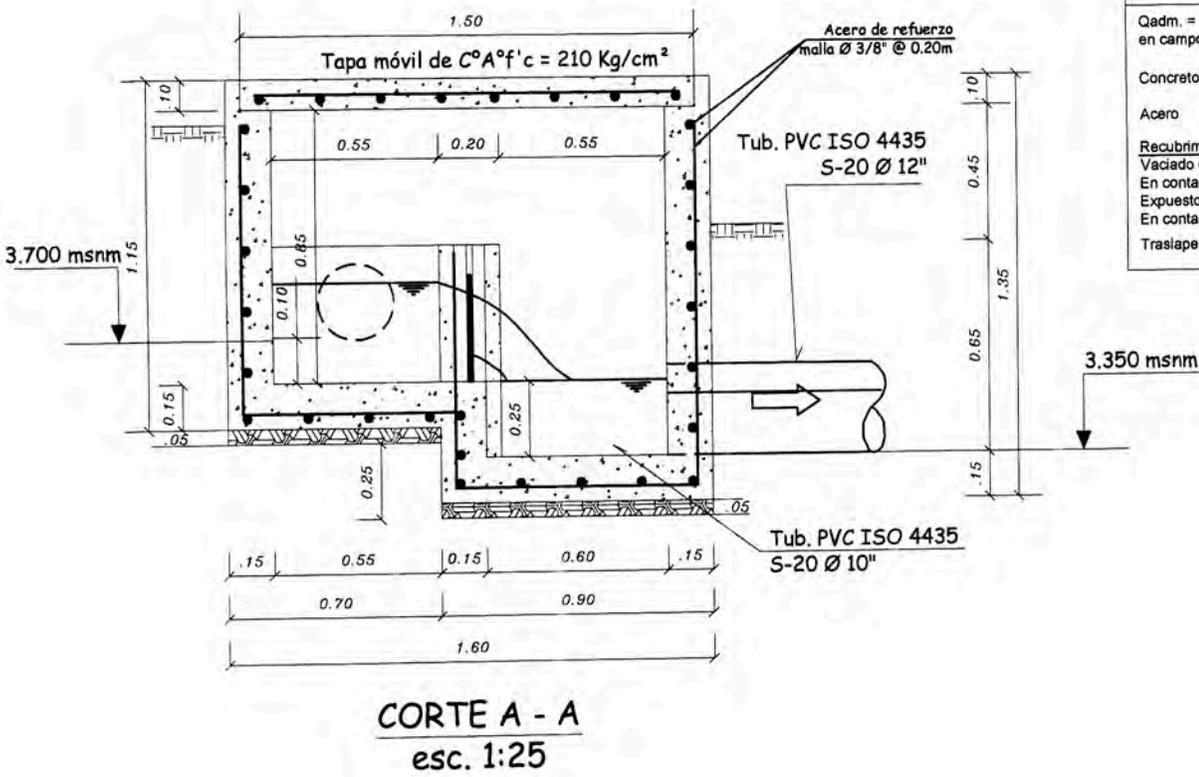
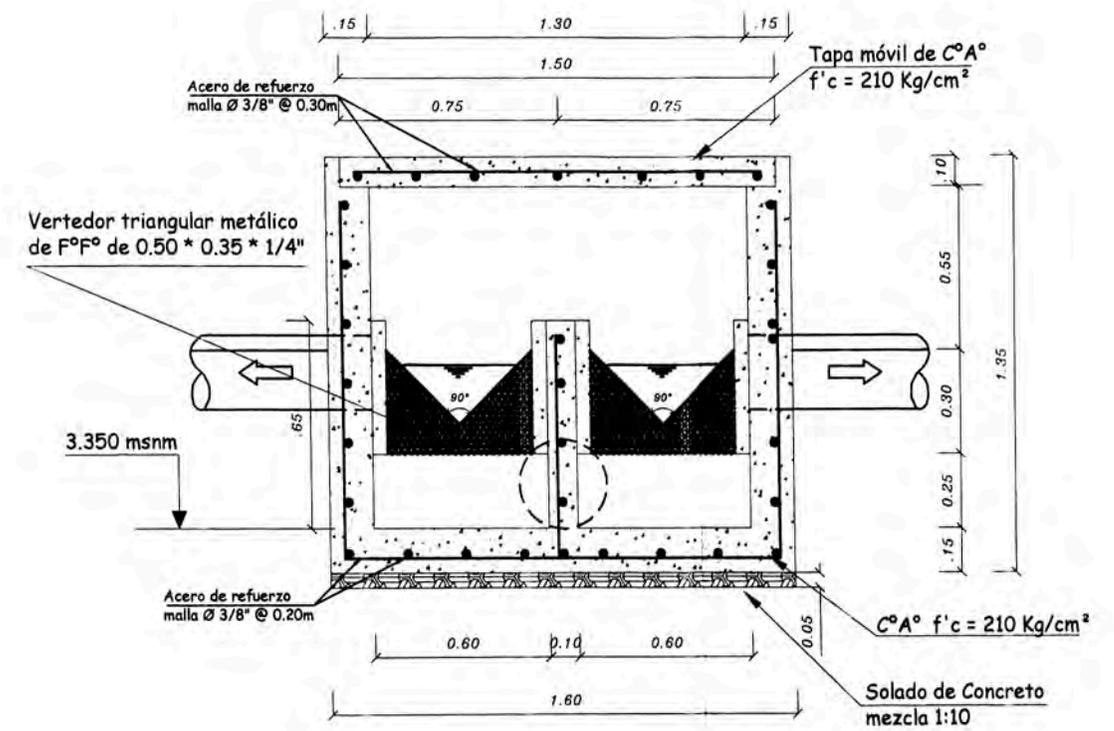
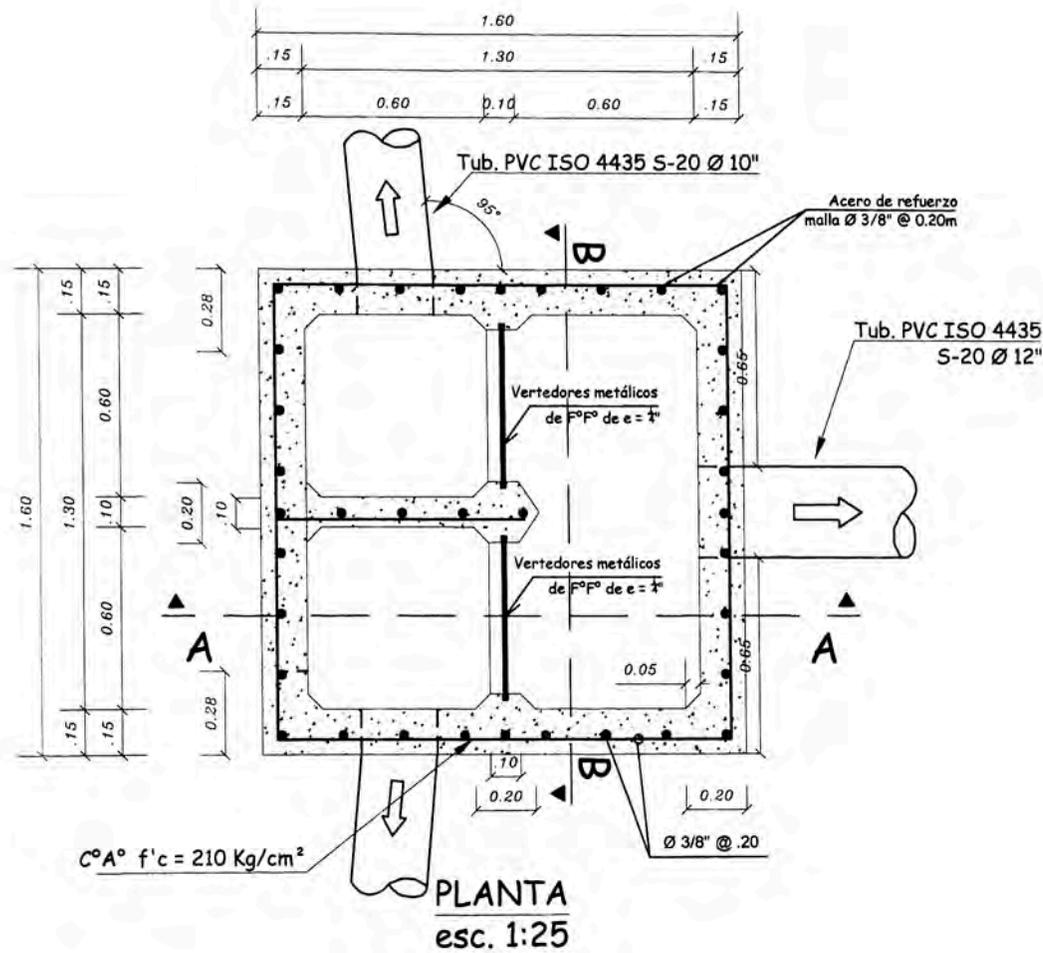
Recubrimiento:

- Vaciado contra el suelo : 7cm
- En contacto con el suelo(costados) : 4cm
- Expuesto al ambiente : 4cm
- En contacto con el agua : 4cm

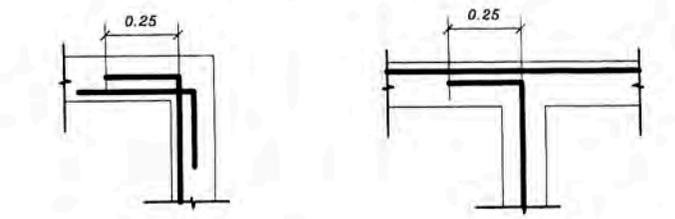
Traslape mínimo 30cm



<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b>					
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>					
<b>TITULACION PROFESIONAL</b>					
PROYECTO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA					
PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA					
PLANO: CAJA DE RECOLECCION CRC-02					
UBICACION:	DISTRITO VEGUETA	PROVINCIA HUAURA	REGION LIMA	RESPONSABLE:	GRUPO N° 17
ESC:	1/25	FECHA:	FEBRERO - 2012	<b>LÁMINA L-11</b>	

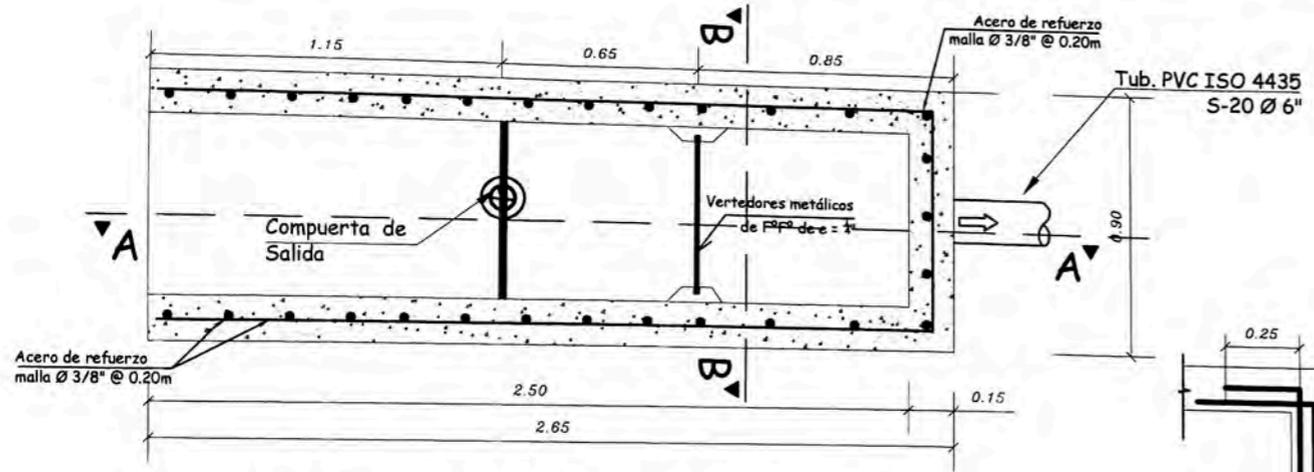


ESPECIFICACIONES TECNICAS	
Qadm.	= 1.00kg/cm2 (valor que debe ser verificado en campo)
Concreto	f <sub>c</sub> = 280kg/cm2 (CºAº)
Acero	f <sub>y</sub> = 4200kg/cm2
<b>Recubrimiento:</b>	
Vaciado contra el suelo	: 7cm
En contacto con el suelo (costados)	: 4cm
Expuesto al ambiente	: 4cm
En contacto con el agua	: 4cm
Traslape mínimo 30cm	



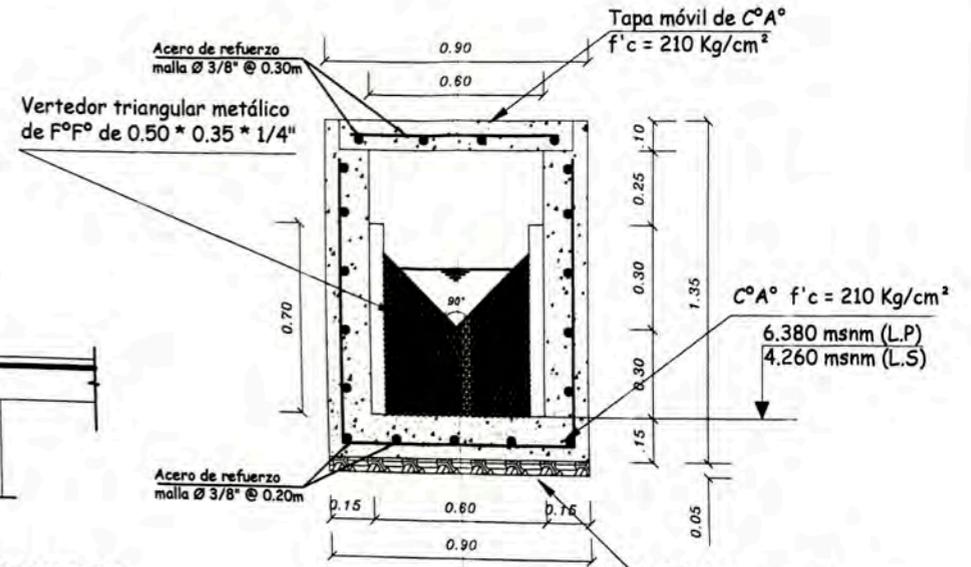
DETALLE DE ESQUINA Y ENCUENTRO EN MUROS (Planta)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL TITULACION PROFESIONAL					
PROYECTO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA					
PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA					
PLANO: CAJA FINAL CF					
UBICACIÓN:	Distrito VEGUETA	Provincia HUAURA	Región LIMA	RESPONSABLE:	GRUPO N° 17
ESC:	1/25		FECHA:	FEBRERO - 2012	
					LÁMINA <b>L-12</b>

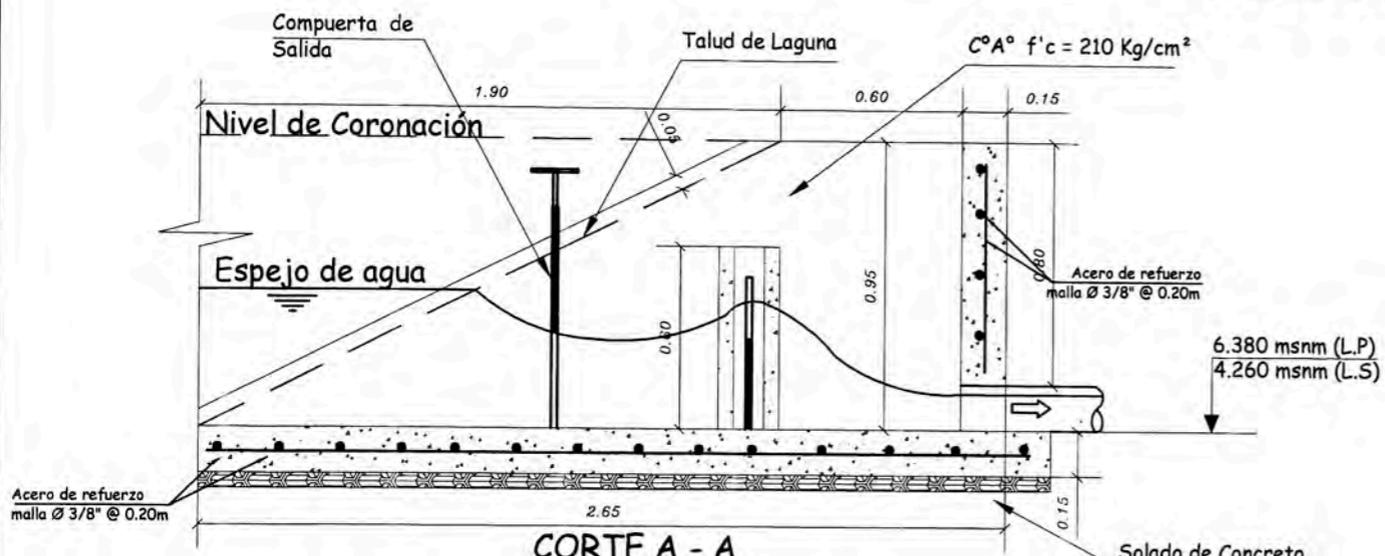


**PLANTA DE CAJA DE SALIDA DE LAS LAGUNAS**  
Esc. 1:25

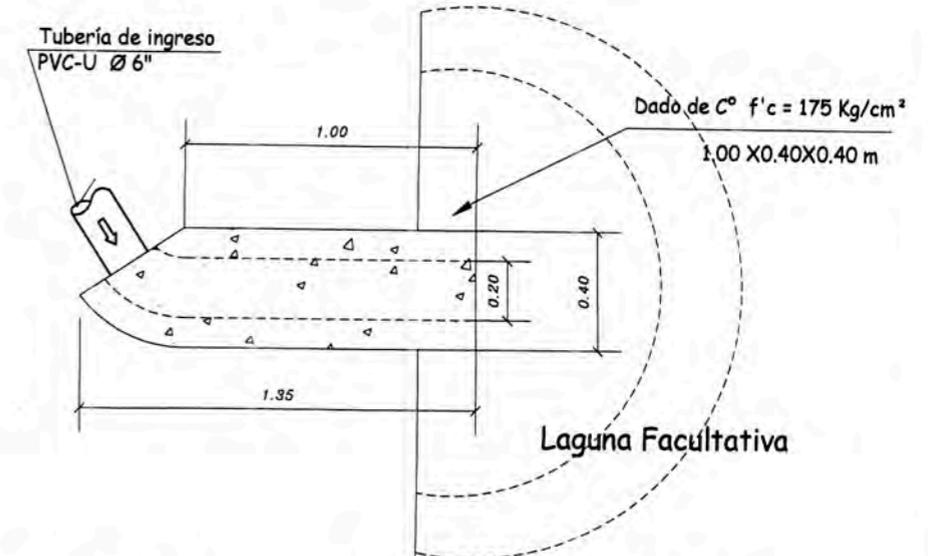
**DETALLE DE ESQUINA Y ENCUENTRO EN MUROS**  
(Planta)



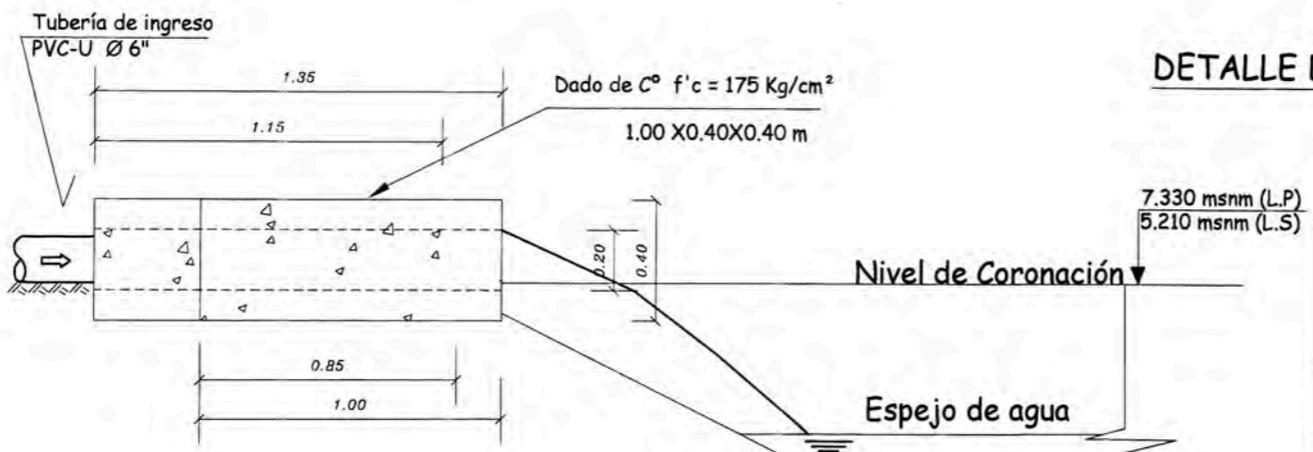
**CORTE B - B**  
Esc. 1:25



**CORTE A - A**  
Esc. 1:25



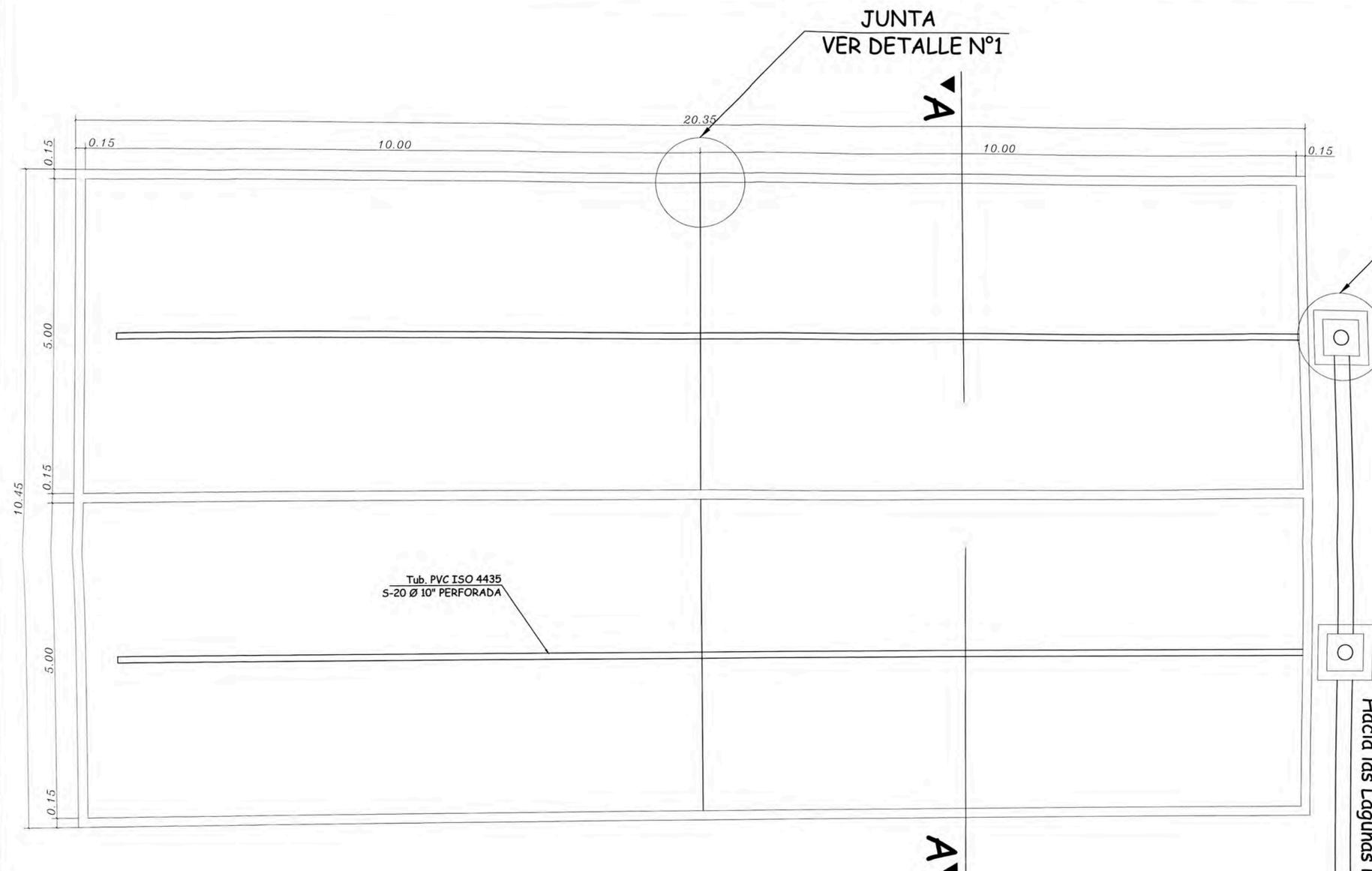
**DETALLE DE INGRESO A LAS LAGUNAS VISTA DE PLANTA**  
Esc. 1:25



**DETALLE DE INGRESO A LAS LAGUNAS VISTA DE PERFIL**  
Esc. 1:25

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
Qadm. = 1 00kg/cm2 (valor que debe ser verificado en campo)	
Concreto f'c = 280kg/cm2 (C*A*)	
Acero fy = 4200kg/cm2	
<b>Recubrimiento:</b>	
Vaciado contra el suelo	: 7cm
En contacto con el suelo(costados)	: 4cm
Expuesto al ambiente	: 4cm
En contacto con el agua	: 4cm
Traslape mínimo	30cm

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL TITULACION PROFESIONAL				
PROYECTO:	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA			
PROPIETARIO:	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA			
PLANO:	DETALLES DE INGRESO Y SALIDA EN LAS LAGUNAS			
UBICACIÓN:	Distrito VEGUETA	Provincia HUAURA	Región LIMA	RESPONSABLE: GRUPO N° 17
ESC:	1/25	FECHA:	FEBRERO - 2012	LÁMINA L-13

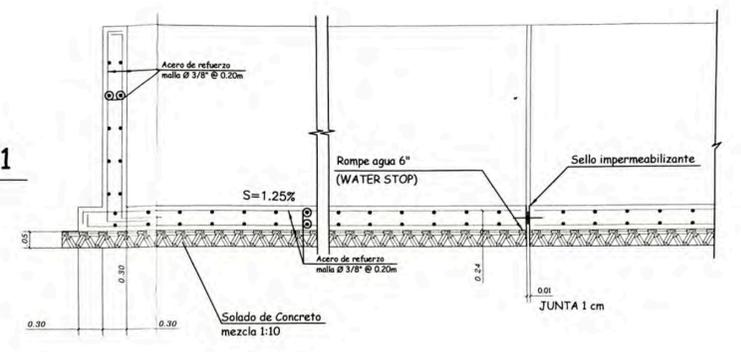


**PLANTA**  
esc. 1:50

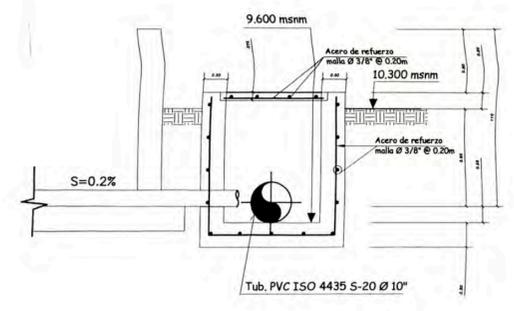
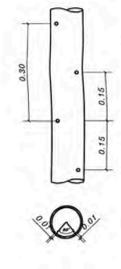
JUNTA  
VER DETALLE N°1

VER DETALLE N°01

Hacia las Lagunas Primarias



**DETALLE N°1**  
esc. 1:25



**DETALLE N°2**  
esc. 1:25

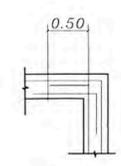
**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

Qadm = 1.00kg/cm2 (valor que debe ser verificado en campo)

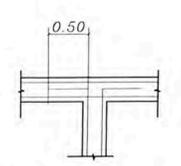
Concreto Fc = 280kg/cm2 (C'A')

Acero fy = 4200kg/cm2

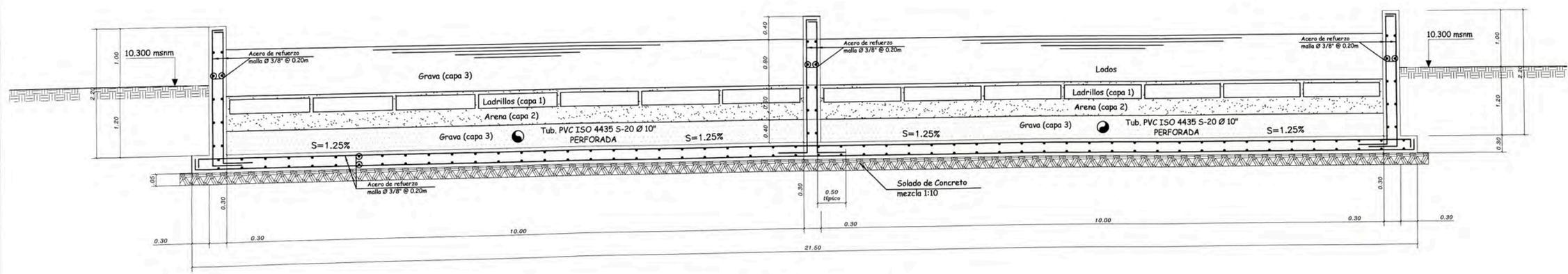
Requerimiento:  
 Vacado contra el suelo : 7cm  
 En contacto con el suelo (costados) : 4cm  
 Espueto al ambiente : 4cm  
 En contacto con el agua : 4cm  
 Traslape mínimo 30cm



DETALLE DE ESQUINA DE MUROS  
(Planta)



DETALLE DE ENCUENTRO DE MUROS  
(Planta)



**CORTE A - A**  
esc. 1:25

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL TITULACION PROFESIONAL					
PROYECTO	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO DE VEGUETA				
PROPIETARIO	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VEGUETA				
PLANO	LECHO DE SECADO DE LODOS				
UBICACION:	DISTRITO VEGUETA	PROVINCIA HUACRA	REGION LIMA	RESPONSABLE	GRUPO N° 17
ESC	1/50	FECHA:	FEBRERO - 2012	LAMINA	L-14