COMILLAS
UNIVERSIDAD PONTIFICIA
ICAI

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA INDUSTRIAL

TRABAJO FIN DE MÁSTER

ESTUDIO Y REDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y GESTIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA ESCOLA SECUNDÁRIA INÁCIO DE LOYOLA, MOZAMBIQUE

Autor: Blanca Sáez Jaén

Directores: David Gistau Cosculluela

Alexis Cantizano González

Madrid

Julio de 2019

AUTORIZACIÓN PARA LA DIGITALIZACIÓN, DEPÓSITO Y DIVULGACIÓN EN RED DE PROYECTOS FIN DE GRADO, FIN DE MÁSTER, TESINAS O MEMORIAS DE BACHILLERATO

1º. Declaración de la autoría y acreditación de la misma.

El autor D. **Blanca Sáez Jaén** DECLARA ser el titular de los derechos de propiedad intelectual de la obra: ***"Estudio y redimensionamiento del sistema de abastecimiento de agua y gestión de las aguas residuales de la Escola Secundária Inácio de Loyola, Mozambique"***, que ésta es una obra original, y que ostenta la condición de autor en el sentido que otorga la Ley de Propiedad Intelectual.

2º. Objeto y fines de la cesión.

Con el fin de dar la máxima difusión a la obra citada a través del Repositorio institucional de la Universidad, el autor **CEDE** a la Universidad Pontificia Comillas, de forma gratuita y no exclusiva, por el máximo plazo legal y con ámbito universal, los derechos de digitalización, de archivo, de reproducción, de distribución y de comunicación pública, incluido el derecho de puesta a disposición electrónica, tal y como se describen en la Ley de Propiedad Intelectual. El derecho de transformación se cede a los únicos efectos de lo dispuesto en la letra a) del apartado siguiente.

3º. Condiciones de la cesión y acceso

Sin perjuicio de la titularidad de la obra, que sigue correspondiendo a su autor, la cesión de derechos contemplada en esta licencia habilita para:

a) Transformarla con el fin de adaptarla a cualquier tecnología que permita incorporarla a internet y hacerla accesible; incorporar metadatos para realizar el registro de la obra e incorporar "marcas de agua" o cualquier otro sistema de seguridad o de protección.
b) Reproducirla en un soporte digital para su incorporación a una base de datos electrónica, incluyendo el derecho de reproducir y almacenar la obra en servidores, a los efectos de garantizar su seguridad, conservación y preservar el formato.
c) Comunicarla, por defecto, a través de un archivo institucional abierto, accesible de modo libre y gratuito a través de internet.
d) Cualquier otra forma de acceso (restringido, embargado, cerrado) deberá solicitarse expresamente y obedecer a causas justificadas.
e) Asignar por defecto a estos trabajos una licencia Creative Commons.
f) Asignar por defecto a estos trabajos un HANDLE (URL *persistente).*

4º. Derechos del autor.

El autor, en tanto que titular de una obra tiene derecho a:

a) Que la Universidad identifique claramente su nombre como autor de la misma
b) Comunicar y dar publicidad a la obra en la versión que ceda y en otras posteriores a través de cualquier medio.
c) Solicitar la retirada de la obra del repositorio por causa justificada.
d) Recibir notificación fehaciente de cualquier reclamación que puedan formular terceras personas en relación con la obra y, en particular, de reclamaciones relativas a los derechos de propiedad intelectual sobre ella.

5º. Deberes del autor.

El autor se compromete a:

a) Garantizar que el compromiso que adquiere mediante el presente escrito no infringe ningún derecho de terceros, ya sean de propiedad industrial, intelectual o cualquier otro.
b) Garantizar que el contenido de las obras no atenta contra los derechos al honor, a la intimidad y a la imagen de terceros.
c) Asumir toda reclamación o responsabilidad, incluyendo las indemnizaciones por daños, que pudieran ejercitarse contra la Universidad por terceros que vieran infringidos sus derechos e intereses a causa de la cesión.

d) Asumir la responsabilidad en el caso de que las instituciones fueran condenadas por infracción de derechos derivada de las obras objeto de la cesión.

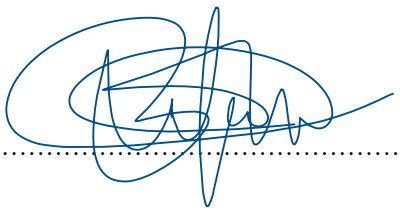
6º. Fines y funcionamiento del Repositorio Institucional.

La obra se pondrá a disposición de los usuarios para que hagan de ella un uso justo y respetuoso con los derechos del autor, según lo permitido por la legislación aplicable, y con fines de estudio, investigación, o cualquier otro fin lícito. Con dicha finalidad, la Universidad asume los siguientes deberes y se reserva las siguientes facultades:

- La Universidad informará a los usuarios del archivo sobre los usos permitidos, y no garantiza ni asume responsabilidad alguna por otras formas en que los usuarios hagan un uso posterior de las obras no conforme con la legislación vigente. El uso posterior, más allá de la copia privada, requerirá que se cite la fuente y se reconozca la autoría, que no se obtenga beneficio comercial, y que no se realicen obras derivadas.
- La Universidad no revisará el contenido de las obras, que en todo caso permanecerá bajo la responsabilidad exclusive del autor y no estará obligada a ejercitar acciones legales en nombre del autor en el supuesto de infracciones a derechos de propiedad intelectual derivados del depósito y archivo de las obras. El autor renuncia a cualquier reclamación frente a la Universidad por las formas no ajustadas a la legislación vigente en que los usuarios hagan uso de las obras.
- La Universidad adoptará las medidas necesarias para la preservación de la obra en un futuro.
- La Universidad se reserva la facultad de retirar la obra, previa notificación al autor, en supuestos suficientemente justificados, o en caso de reclamaciones de terceros.

Madrid, a 21 de julio de 2019

ACEPTA



Fdo……

Motivos para solicitar el acceso restringido, cerrado o embargado del trabajo en el Repositorio Institucional:

Declaro, bajo mi responsabilidad, que el Proyecto presentado con el título

ESTUDIO Y REDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y GESTIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA ESCOLA SECUNDÁRIA INÁCIO DE LOYOLA, MOZAMBIQUE

en la ETS de Ingeniería - ICAI de la Universidad Pontificia Comillas en el curso académico 2º MII es de mi autoría, original e inédito y no ha sido presentado con anterioridad a otros efectos. El Proyecto no es plagio de otro, ni total ni parcialmente y la información que ha sido tomada de otros documentos está debidamente referenciada.



Fdo.: Blanca Sáez Jaén Fecha: 18/ 07/ 2019

Autorizada la entrega del proyecto

LOS DIRECTORES DEL PROYECTO



Fdo.: David Gistau Cosculluela Fecha: 19/07/ 2019



Fdo.: Alexis Cantizano González Fecha: 19/07/2019

COMILLAS
UNIVERSIDAD PONTIFICIA
ICAI

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA INDUSTRIAL

TRABAJO FIN DE MÁSTER

ESTUDIO Y REDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y GESTIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA ESCOLA SECUNDÁRIA INÁCIO DE LOYOLA, MOZAMBIQUE

Autor: Blanca Sáez Jaén

Directores: David Gistau Cosculluela

Alexis Cantizano González

Madrid

Julio de 2019

ESTUDIO Y REDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y GESTIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA ESCOLA SECUNDÁRIA INÁCIO DE LOYOLA, MOZAMBIQUE

Autor: Sáez Jaén, Blanca.

Directores: Gistau Cosculluela, David y Cantizano González, Alexis.

Entidad colaboradora: Universidad Pontificia Comillas (ICAI), Fundación Ingenieros ICAI y Gestión Integral del Suelo (GIS).

RESUMEN

1. Introducción

Este proyecto, surge con motivo de las Prácticas Internacionales Solidarias cursadas dentro del programa de estudios de 2º MII en ICAI. Las prácticas se desarrollaron durante cuatro meses en Mozambique, en la Escola Secundária Inácio de Loyola (ESIL), gracias a la colaboración de la Fundación Ingenieros ICAI.

ESIL, es un colegio e internado fundado en el año 2015 por la Compañía de Jesús, el cual, está situado en el centro-norte de Mozambique, en un área rural aislada del distrito de Tsangano, Tete. Tras analizar la situación in situ, se detectaron las problemáticas existentes en el sistema de abastecimiento de agua y en la gestión de aguas residuales, así como, la necesidad de implementar un sistema de riego para los cultivos durante la época seca. Actualmente, ESIL dispone de un pozo cuya agua es impulsada a través de una bomba sumergible hacia diferentes tanques situados en distintos puntos de la propiedad donde posteriormente, el agua se distribuye a los distintos edificios por gravedad. Sin embargo, el agua no llega a todos los puntos de distribución, no es potable y presenta una turbidez elevada. Debido a esta falta de suministro de agua en los retretes y los lavabos, baños que se construyeron en el colegio están inutilizados y en el internado, mientras que algunos optan por la defecación al aire libre, los que deciden utilizar los retretes se sienten obligados a rellenar cubos de agua por medio de una bomba manual para evacuar las heces. El agua que se bebe se obtiene de una bomba manual de émbolo que nunca ha sido analizada y, además, se tiene otra bomba manual cuya agua presenta un olor desagradable debido a las filtraciones que se están produciendo de una fosa séptica situada a menos de 30 metros de esta, así mismo, unos cultivos de plátanos se han contaminados por este mismo motivo. En cuanto al método de tratamiento de las aguas residuales de ESIL, se dispone de cinco fosas sépticas dispersas que carecen de un filtrado posterior y los efluentes están siendo vertidos directamente al terreno a menos de 2 metros de distancia. Se ha de destacar que se carece de planos de su construcción y que desde 2015, año en el que se construyeron, los lodos no han sido extraídos de las cámaras. Por consiguiente, este proyecto tiene como objeto:

- El estudio de las necesidades de agua de los habitantes de ESIL y de las posibles alternativas para decidir la mejor solución técnica y económica del sistema de abastecimiento de agua, así como, el diseño de la red hidráulica de distribución de agua potable a los distintos edificios de ESIL.

- Búsqueda de una solución viable para el riego de los cultivos proponiendo qué cultivos se han de regar por goteo y la cantidad de hectáreas a cultivar de forma viable, según las limitaciones técnicas y económicas que se tienen.
- Búsqueda de la mejor solución para el tratamiento de las aguas residuales de ESIL, mediante el empleo de tecnologías no convencionales extensivas, así como, el diseño de la línea de tratamiento y cada uno de sus equipos.

2. Metodología

Para la resolución del proyecto se ha realizado un estudio topográfico de ESIL y sus alrededores, para conocer el nivel del terreno en cada punto y poder estudiar las ubicaciones de posibles depósitos de agua, pozos, sistema de tratamiento de aguas residuales y diseño de las redes hidráulicas.

2.1 Abastecimiento de agua y riego

Previamente a encontrar la solución final propuesta, se realizó un caso de estudio en el que se pretendía obtener el agua desde un único pozo situado en el subálveo del río Nsaladzi para el abastecimiento de agua y el riego de los siguientes cultivos: maíz, soya, frijoles, maní, banana, repollo, tomate, patata y cebolla albergando una superficie total de 10 hectáreas. Se dispondría de un depósito a 1.000 metros de distancia del pozo para el abastecimiento de agua y para el regadío se implementaría una válvula de 3 vías en la línea de elevación al depósito a 700 metros del pozo. No obstante, para ambos casos la metodología seguida es la misma.

En primer lugar, se ha realizado una estimación de la demanda de agua a partir de la población a abastecer y el agua necesaria para el riego de los cultivos. Para la dotación de agua de los habitantes de ESIL se ha diferenciado entre los que hacen uso de puntos de agua comunales (25 l/día) y los que viven allí (60 l/día), así como, la población actual y la futura a corto-medio plazo (una población total de 754 habitantes). Para el cálculo de los requerimientos hídricos de los cultivos, se ha empleado la siguiente expresión: $ET_c = k_c \times ET_o$, donde, ET_c es el agua que requiere un cultivo en mm por unidad de tiempo y ET_o es el coeficiente de evapotranspiración, el cual, ha sido estimado a través del método Blaney-Criddle en el que se requieren los datos sobre las temperaturas medias diarias y el porcentaje de la media de horas de sol que tiene un día. El coeficiente k_c depende de cada cultivo y varía según la etapa de crecimiento. Aunque únicamente interese conocer la cantidad de agua que requiere cada cultivo durante la época seca, se ha realizado un estudio agronómico en el que se ha considerado los nueve cultivos mencionados anteriormente, el número de hectáreas que ocupan cada uno de ellos y se ha determinado la etapa de crecimiento que corresponde a cada cultivo en cada mes del año. Finalmente, la cantidad de agua necesaria al día se obtiene de multiplicar ET_c por el área de los cultivos.

Para la selección de la bomba solar sumergible, se ha calculado el caudal de bombeo y la altura efectiva. El Q_{bombeo}, se ha obtenido a partir del caudal máximo diario y el HSP que en la ubicación en la que está ESIL se estima que es de 5,7. Para determinar la presión de bombeo se ha calculado la altura efectiva, que es igual a la suma del nivel

freático dinámico, la elevación sobre el suelo, la presión de descarga, y las pérdidas en las tuberías, válvulas y codos: $H = H_{ea} + H_r + H_{ei} + H_d$. Para H_{ea} era necesario conocer el nivel freático dinámico de los pozos; H_{ei} es la diferencia de altura entre el nivel del suelo sobre el nivel del mar donde se sitúa la estación de bombeo y el nivel sobre el nivel del mar donde se vierte el agua; H_d en todos los casos es 0 ya que el agua es vertida a presión atmosférica; Para determinar H_r ha sido necesario calcular, en cada caso, las pérdidas que se producen en la línea de impulsión, para ello, se ha utilizado la ecuación de *Bresse* para estimar el diámetro económico. Finalmente, se calcula la potencia que requiere la bomba por medio de la siguiente expresión: $P_b = \frac{\rho \times g \times H \times Q_b}{\eta}$.

Se ha diseñado la red de abastecimiento para suministrar agua a todos los edificios de ESIL, para la solución final propuesta. En este punto del proyecto, ha sido de vital importancia seguir la ley de Mozambique establecida en el Decreto N.º 30/2003, para determinar los límites de velocidad máxima y mínima, las presiones máximas, el diámetro nominal mínimo interior de las tuberías y demás criterios de construcción como por ejemplo, la pendiente mínima en la que han de estar dispuestas las tuberías. En primer lugar, ha sido necesario calcular los caudales máximos en cada tramo para ello se ha aplicado el factor de caudal máximo diario establecido en el artículo 21- 4.b) del anterior decreto mencionado en cada punto de demanda. A partir de estos datos de demanda máxima en cada punto de consumo, la longitud de los distintos tramos del circuito de la red de distribución y las tablas de pérdida de carga en tuberías de polietileno según el caudal de agua se ha establecido para el diseño de la red una pérdida de carga total de 2 mca en el punto más alejado de la red para asegurar que el agua llega a todos los puntos. Posteriormente, se ha procedido a simular en el programa Epanet la red diseña para conocer realmente las pérdidas y si se cumplen las condiciones establecidas por la ley mozambiqueña en cuanto a velocidad y la presión en los puntos de demanda. En su diseño, se ha considerado una inclinación de las tuberías del - 0,5 %.

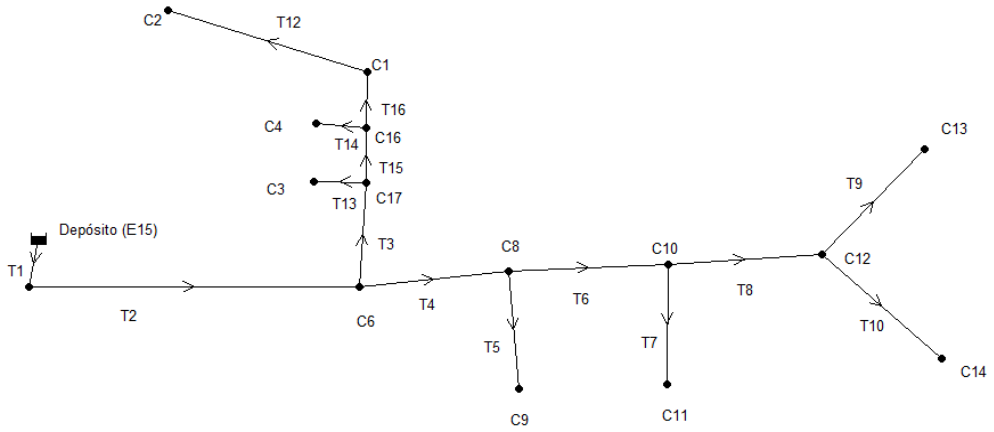


Figura 1: *Red hidráulica de ESIL (EPANET).*

2.2 Gestión de aguas residuales

Para el estudio y desarrollo del sistema de tratamiento de aguas residuales se ha tenido en cuenta en todo momento las leyes mozambiqueñas establecidas en los siguientes

documentos oficiales: Boletim da República, III Serie – Número 128, Postura de Saneamento e Drenagem del 16 de agosto de 2017; Decreto N.º 18/2004 del 2 de junio; Decreto N.º 30/2003; Resolución N.º 68/AMM/2016. También, se ha hecho uso de la ley portguesa establecida en el siguiente documento oficial: el Decreto- Lei N.º 236/98 (Anexo XVIII).

ESIL, al ser una población de menos de 1.000 habitantes, con una disponibilidad escasa de recursos, económicos y técnicos, para la explotación y mantenimiento de la depuración de las aguas residuales y al situarse en una zona rural aislada, hace imposible que la gestión de sus aguas residuales se lleve a cabo en una depuradora convencional de un área urbana, por ello, se ha buscado una solución empleando tecnologías no convencionales (TNC). Estas TNC suponen un coste energético mínimo y un mantenimiento más simple que las tecnologías que se adoptan en las grandes urbes, garantizando una gran robustez en su funcionamiento. Como prueba del buen funcionamiento de estas tecnologías, tras la construcción y puesta en marcha en 1990 de la Planta Experimental de Tratamiento de Aguas Residuales de Carrión de los Céspedes, en 2008 más del 50% de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas existentes en la Comunidad Autónoma de Andalucía (que en el año 2006 eran aproximadamente 720) operan bajo los principios de estas tecnologías. Las Naciones Unidades, declaró Centro de Referencia a la Planta de Carrión Céspedes para la consecución de los Objetivos del Milenio en materia de saneamiento y depuración de las aguas [CENT08].

Para determinar el número de etapas de tratamiento y las tecnologías no convencionales a implementar, se han establecido los valores límites de emisión, se han estudiado las características cualitativas y cuantitativas de los vertidos en ESIL, se han calculado los caudales de diseño y la población equivalente (150, 2 h-e).

Tabla 1: *VLE del efluente establecido por la ley de Mozambique y concentración del afluente de ESIL.*

Parámetro	VLE del efluente	Concentración del afluente
SS	60 mg/L	400 mg/L
DBO_5 (20 °C)	40 mg O_2/L	300 mg O_2/L
DQO	150 mg O_2/L	600 mg O_2/L
NT	15 mg/L	40 mg/L
PT	10 mg/L	10 mg/L
$Coliformes_T$	500 NMP/100mL	3.000 NMP/100 mL[(1)]

[(1)] *Parámetro adaptado de "Eficiência da estacão de tratamento de águas residuais do Songo" Dirceu Feijão, 2017.*

En el cálculo de los caudales, se ha empleado el término *caudal medio diurno*, el cual se emplea en el diseño de plantas depuradoras de pequeños núcleos de población suponiendo que este se produce solamente en 16 horas (horario de 5.30 am – 21.30 pm) [SAIN05].

Como tratamiento primario se decidió diseñar una fosa séptica de hormigón armado, tal y como recomienda la ley mozambiqueña. También, se ha diseñado un pretratamiento

compuesto de una etapa de desbaste y otra de desarenado, sin embargo, como se verá más adelante, se decidió no implementar esta opción según los resultados obtenidos. En su inicio, como tratamiento secundario, se contemplaron varias tecnologías para el tratamiento: Infiltración-percolación, Filtros de arena, Lagunaje, Humedal artificial superficial y subsuperficial horizontal, pero finalmente se decidió que no eran buenas soluciones porque o bien no se alcanzaban los valores límites establecidos en alguno de los parámetros, o no se recomendaba su implementación en zonas donde hubiese gran pluviometría como la infiltración-percolación o se requería gran extensión de terreno. Como solución se ha optado por un Humedal Artificial Subsuperficial de Flujo Vertical (HAFSsV). La estimación de la reducción de contaminante en el efluente final implementando estas tres etapas y las tecnologías mencionadas es:

Tabla 2: *Reducción alcanzada de los principales parámetros de las aguas residuales tratadas de ESIL.*

Etapa	**Concentración**					
	SS (mg/l)	**DBO_5 (mg/l)**	**DQO (mg/l)**	**NT (mg/l)**	**PT (mg/l)**	**$Coliformes_T$ (NMP/100 ml)**
Inicial	400	300	600	40	10	3.000
Pretratamiento	361	300	600	40	10	3.000
Primario	153	214	427	40	10	3.000
Secundario	**11**	**25**	**58**	**13**	**7**	**149**
VLE	**60**	**40**	**150**	**15**	**10**	**500**

Tanto el desbaste como el desarenado se han diseñado en función de la tipología de los equipos y posteriormente se han realizado una serie de comprobaciones. Es decir, como las expresiones que se disponen para su cálculo son solo útiles para el diseño de plantas depuradoras de más de 2.000 h-e, no se diseña a partir de las condiciones hidráulicas, sino que se diseña a partir de unas condiciones mínimas de altura, anchura tiempo de retención a caudal máximo, etc… Para la obtención de las dimensiones de la fosa séptica se recurre a las expresiones facilitadas por la OMS y a la ley de Mozambique en el Decreto N.º. 15/2004 y Decreto N.º 30/2003. Para el diseño del HAFsV se ha realizado en base a la temperatura de operación, que es la temperatura media del mes más frío, el caudal medio diario de agua residual y el nivel de concentración de DBO_5 y nitrógeno total que se quiere alcanzar tras el tratamiento. Los valores de diseño de concentración de DBO_5 y nitrógeno total son los límites establecidos en el Decreto N.º 18/2004 del 2 de junio. El resto de los parámetros de diseño, profundidad, sustrato, superficie y vegetación se ha decidido en base a varias referencias de distintos manuales.

Para el diseño de la red de saneamiento, se aplica la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad, que en este caso el área es el área hidráulica, que ha de tener un calado no mayor del 50%. Combinando estás dos expresiones se llega a la siguiente expresión:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left[\frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right) \cdot D\right]^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{8}(\theta - \sin\theta) \cdot D^2$$

Como los caudales son muy pequeños, se diseña a partir del diámetro mínimo establecido por la ley de Mozambique, se establece una pendiente de un 1% y se va

iterando, comprobando en todo momento los límites máximos y mínimos de velocidad establecido en el reglamento mozambiqueño, así como el nivel del calado.

3. **Resultados**

3.1. Abastecimiento de agua y riego

El caso de estudio se consideró inviable ya que no existía una bomba solar sumergible que en CC fuese capaz de suministrar un caudal de 156,10 m^3/día.

Como solución final, se decide automatizar la bomba manual situada a los pies del internado, específicamente, la caseta de la bomba se sitúa a 1145,5 metros sobre el nivel del mar y el pozo con una profundidad de 25 metros, tiene un nivel dinámico de 10 metros. Se decide instalar un depósito circular de 3,7 metros de diámetro interior y 3,20 de altura situado a 71,20 m al suroeste de la actual caseta de la bomba manual, estando el suelo donde se sitúa la base del depósito a una altura de 1150 m sobre el nivel del mar. Para el sistema de riego, se propone realizar un sistema de riego para una zona de cultivo más pequeña y únicamente para cultivos vegetales y frutales. Como sistema de bombeo, se propone el expuesto en el caso de estudio, pero únicamente hasta la válvula de tres vías, sustituyendo esta por una válvula normal.

El caudal de bombeo y la altura efectiva que se obtuvieron en cada caso son: 1,45 l/s y 19,04 mca y 1,73 l/s y 24,87 mca respectivamente. Tras realizar una comparativa de tres bombas solares sumergibles válidas tanto para el abastecimiento de agua como para el riego, se decide instalar el modelo SQF 7-4 de Grundfoss con una potencia nominal de 1,4 kW. El modelo de los módulos fotovoltaicos es el GF 270, se instalarán 4 para el sistema de agua potable y 5 para el de riego, según las recomendaciones del fabricante. Cada sistema estará dotado de un regulador de carga CU 200 de Grundfoss. Ambos sistemas se han automatizado, los esquemas de cada circuito se muestran en las Figuras 2 y 3.

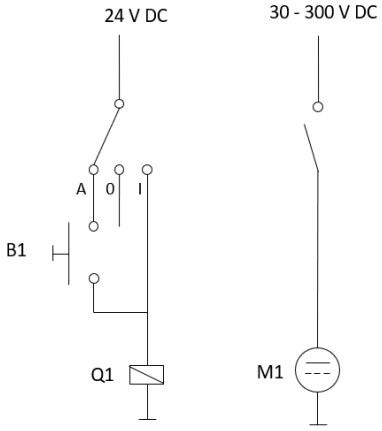


Figura 2: *Circuito de automatización del agua potable.*

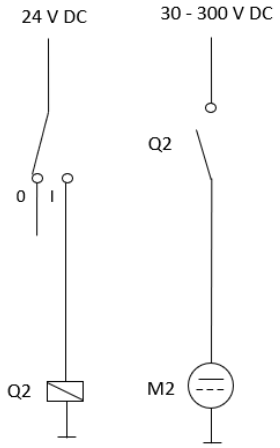


Figura 3: *Circuito de automatización del riego*

Los resultados de la red hidráulica de abastecimiento se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: *Resultados obtenidos de la hidráulica de ESIL mediante Epanet.*

Tabla de Red - Líneas

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tubería 2	125	46.3	1.24	0.74	16.91
Tubería 3	30	23	0.39	0.94	66.01
Tubería 4	35.64	46.3	0.85	0.50	8.36
Tubería 5	10	23	0.23	0.55	24.58
Tubería 6	11.26	37	0.62	0.58	14.28
Tubería 7	10	23	0.23	0.55	24.58
Tubería 8	146.26	37	0.39	0.36	6.07
Tubería 9	10	23	0.26	0.63	30.86
Tubería 10	10	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 1	5	46.3	1.24	0.74	16.91
Tubería 12	123.72	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 13	0.5	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 14	0.5	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 15	25.78	23	0.26	0.63	30.86
Tubería 16	13.8	23	0.13	0.31	8.66

3.2. Gestión de aguas residuales

La superficie total que ocupa la planta depuradora es de unos 790 m^2, por tanto, teniendo en cuenta que se ha de situar aguas abajo de las instalaciones de ESIL, dentro de la propiedad y que, en la medida de lo posible, este lo más alejado posible de los cauces de los ríos para evitar la contaminación de los acuíferos, se ha situado aguas abajo de la casa de los Jesuitas y lo más alejado posible del cauce del arroyo más cercano.

A la vista de los resultados obtenidos, se decide que es mejor no implementar una fase de pretratamiento. El motivo es debido a que no se alcanzan los valores mínimos de velocidad hidráulica a caudal mínimo existiendo el riesgo de estanqueidad. Se ve como mejor solución invertir esfuerzos en conseguir una buena concienciación de la población de ESIL sobre las prácticas de uso de los inodoros para que no se viertan papeles u otros elementos por los inodoros. En las Tabla 4 y la Figura 4 se muestran las dimensiones de los equipos de tratamiento y los resultados de la red de saneamiento se muestran en la Tabla 5.

Tabla 4: *Dimensiones de la fosa séptica (m)*

	Dimensiones (m)	
	Cámara 1	**Cámara 2**
Altura (h)	2,3	2,3
Ancho (W)	4,3	4,3
Largo (L)	8,6	4,3

Tras el cálculo de la superficie del humedal se vio que el área requerida para eliminar el nitrógeno era mayor que la DBO5 por lo que el humedal se diseñará con una base

cuadrada de lado 27,2 m, los taludes una inclinación de 45º y el suelo de la base una inclinación de un 1%.

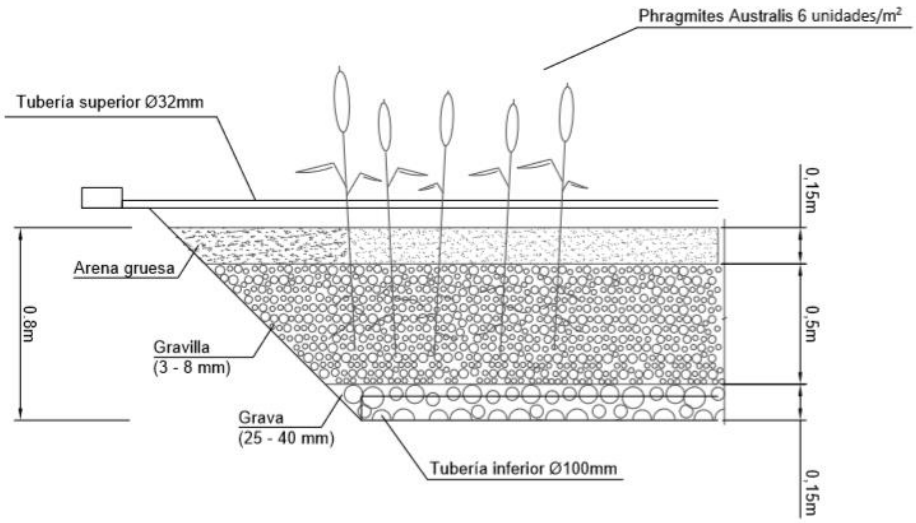


Figura 4: *Configuración del HASsFV.*

Tabla 5: *Diseño de la red de saneamiento con el $Q_{máximo}$ diario.*

Tramo	$Q_{máx}$ (m^3/s)	θ (rad)	DN/DI (mm)	R_h (mm)	v (m/s)	t (mm)	Calado	i
1	7,533E-05	0,80	160	2,87	0,59	4,39	4%	15%
2	7,024E-04	0,94	200	6,99	1,07	10,75	5%	7%
3	7,383E-04	0,95	200	7,15	1,09	11,00	6%	7%
4	6,710E-05	0,62	160	2,70	0,54	3,80	2%	15%
5	7,690E-04	0,96	200	7,28	1,10	11,22	6%	7%
6	4,874E-05	0,57	160	2,16	0,49	3,27	2%	15%
7	7,894E-04	0,96	200	7,37	1,11	11,36	6%	7%
8	4,874E-05	0,73	110	2,35	0,52	3,58	3%	15%
9	1,141E-03	1,21	160	9,14	1,28	14,31	9%	7%
10	6,443E-04	1,06	160	7,05	1,08	10,92	7%	7%
11	6,443E-04	1,06	160	7,05	1,08	10,92	7%	7%
12	1,141E-03	1,05	200	8,71	1,24	13,50	7%	7%
13	1,141E-03	1,05	200	8,71	1,24	13,50	7%	7%
14	2,599E-03	1,28	200	12,66	1,60	19,93	10%	7%

4. Conclusiones

En cuanto al sistema de abastecimiento de agua se llegan a las siguientes conclusiones:

- Con los recursos económicos y fuentes de energía limitados que posee ESIL es físicamente inviable implementar un sistema de riego que 10 hectáreas de cultivos puesto que no se disponen de bombas solares sumergibles que puedan suministrar un caudal de agua diario tan elevado. En un futuro, si ESIL pudiese conectarse a la red eléctrica nacional existiría la posibilidad de implementar una bomba sumergible trifásica que suministrara dicho caudal.

- Se observa que los diámetros interiores obtenidos en la red hidráulica son inferiores al diámetro interior mínimo exigido por la ley. Sin embargo, es imposible alcanzar la velocidad mínima exigida en el primer año de explotación de 0,3 m/s con el diámetro mínimo de 50 mm establecido por el reglamento de Mozambique. Por el contrario, se alcanzarían velocidades menores de 0,3 m/s, por lo que existe una contradicción entre el artículo 24 y 27 del Decreto N.º 30/2003. Por consiguiente, se justifica la elección de estos diámetros en la búsqueda de un equilibrio entre las necesidades físicas del sistema para hacer llegar el agua a todas las tomas y sin distar mucho de lo exigido por los dos artículos.

Sobre el diseño del sistema de gestión de aguas residuales, se puede concluir lo siguiente:

- La inversión en la instalación de la etapa de pretratamiento con equipos de desbaste y desarenado no sería rentable ya que no se asegura que el diseño tenga efectividad en el tratamiento. Se ve como mejor solución invertir esfuerzos en conseguir una buena concienciación de la población de ESIL sobre las prácticas de uso de los inodoros para que no se viertan papeles u otros elementos por los retretes. Con la eliminación de esta etapa no se ven afectados negativamente los valores finales de emisión de las aguas tratadas.

- En la red de saneamiento, se ha de destacar que aún aumentando la pendiente al 15%, máximo exigido por la ley, no se alcanzan los valores mínimos de velocidad tanto para caudal medio como para caudal máximo ni el calado mínimo en cuatro tramaos de la red. Sin embargo, se hace imposible aumentar la velocidad y a la vez el calado porque existe un compromiso entre ello, ya que, por ejemplo, incrementar el calado supondría disminuir por debajo del diámetro mínimo las tuberías. Sin embargo, para evitar posibles obstrucciones se ha dado prioridad a estos límites de diámetro y se ha buscado una solución aumentando al máximo posible la inclinación de las tuberías.

5. Referencias

[HUER13] R. Huertas y C. Marcos (CHD), N. Ibarguren y S. Ordás (OMICRON-AMEPRO). “Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones”, 2013.

[MANC14] JA. Mancebo Piqueras, J. San Román Ortiz, UPM. “Agua y saneamiento en ámbitos rurales”, Planteamiento general en cooperación al desarrollo. Rev. 2014

[HALL01] F. Hall & R. Green. “Building services”, 4º Ed. 2007.

[SAIN05] JA. Sainz Sastre. “Tecnologías para la sostenibilidad. Procesos y operaciones unitarias en depuración de aguas residuales”, 1ª Ed. 2005.

[CENT08] Alianza por el agua con la colaboración de CENTA. “Manual de depuración de aguas residuales urbanas”, 2008.

[ORTE10] E. Ortega de Miguel y Y. Ferrer Medina (CEDEX), JJ. Salas Rodríguez, C. Aragón Cruz y A. Real Jiménez (CENTA). “Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones”, 2010.

[DELG10] O. Delgadillo, A. Camacho, L. F.Pérez y M. Andrade. “Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales”, Ed. Nelson Antequera Durán 2010.

[WHO_92] WHO. “Guide to the Development of on-Site Sanitation”, Ed. 1992.

[UNHA08] United Nations Human Settlements Programme (UN-HABITAT). “Constructed Wetlands Manual”, Ed. 2008.

[VILC10] J. Vilchez Porras (EOI). “Redes de saneamiento”, Ed. 2010.

[CRIT91] W. Critchley Y K. Siegert. “Water Harvesting”- A manual for the Design and Construction of Water Harvesting Schemes for Plant Production, Ed.91.

[SMIT14] M. Smith, G. Muñoz y J. Sanz. “Irrigation Techniques for Small-scale Farmers: Key Practices for DRR Implementers”, FAO 2014.

[VELA10] A.D. Velarde del Castillo (Universidad Nacional del Altiplano – Escuela Profesional de Ingeniería Civil). “Abastecimiento de agua y alcantarillado”, 2010.

[EMAC12] EMACSA. “Norma EMACSA de abastecimiento de agua”, 2012.

[MEND10] G. E. Mendoza Gómez. “Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Suculique y diseño del pavimento para la aldea llano grande, Municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango”, 2010.

STUDY AND DESIGN OF THE WATER SUPPLY SYSTEM AND WASTEWATER MANAGEMENT OF THE ESCOLA SECUNDÁRIA INÁCIO DE LOYOLA, MOZAMBIQUE

Author: Sáez Jaén, Blanca.

Directors: Gistau Cosculluela, David y Cantizano González, Alexis.

Collaborating Entities: Universidad Pontificia Comillas (ICAI), Fundación Ingenieros ICAI y Gestión Integral del Suelo (GIS).

PROJECT SUMMARY

1. Introduction

This Master Thesis came up with the International Internship within the program of studies of the 2nd year of the Industrial Engineering Master at ICAI. The intern ship had a duration period of 4 months in Mozambique at the Escola Secundária Inácio de Loyola (ESIL), thanks to the collaboration of ICAI Engineers Foundation.

ESIL is a school and boarding school that was founded in 2015 by the Jesus Company which is located in the north-centre of Mozambique in an isolated rural area of Tsangano district in Tete province. Once there an analysis of the situation was carried out and the existing problems in the water supply system and the wastewater management were detected, as well as the need to implement an irrigation system for the crops during the dry season. Currently, ESIL has a water well which water s driven through a submersible pump to different tanks located at different points of the property where subsequently, the water is distributed to the different buildings by gravity. However, the water does not reach all demand point, is not potable and has a high turbidity. Due to this lack of water supply there are bathrooms that were built in the school that are being unused and at the boarding school while some students prefer to practice open defecation those who decide to use the toilets need to fill buckets with water by pumping the manual pump in order to evacuate the faeces. The water that is drunk is obtained form the manual pump that has never been analysed. In addition, there is another manual pump which water present an unpleasant odour due to filtrations that are taking place in a septic tank located at less than 30 meters of this. Likewise, some banana plantations have been contaminated for the same reason. Regarding the ESIL wastewater treatment method, there are five scattered septic tanks available. There is not a subsequent filtering system and the effluents are being discharged directly to the ground less than 2 meters way from the septic tanks. It is important to highlight that there are no plans of its construction and since the they were built in 2015 the sludge has not been removed from the cameras. Therefore, this master thesis has as its object:

- The study of the water needs of the inhabitants of ESIL and the study of the possible alternatives in order t decide the best technical and economic solution of the water supply system. The design of the hydraulic network for the distribution of drinking water to the different ESIL buildings.

- Search for a viable solution for the irrigation of crops. A proposal of the types of crops that should be planted and irrigated by drip, as well as, the viable amount surface for cultivation. According to the technical and economic limitations that are available.
- Find a solution for the treatment of ESIL wastewater, using extensive non-conventional technologies, as well as the design of the treatment line and each of its equipment.

2. Methodology

For the resolution of the project, a topographical study of ESIL and its surroundings has been carried out. It was useful to know the level of the land in each point and to be able to study the locations of possible water tanks, water wells, wastewater treatment system and the design of hydraulic networks.

2.1 Water supply and irrigation system

Prior to finding the proposed final solution, a case study was conducted. The ai of this case study was to obtain water from a single well located in the subsoil of the Nsaladzi River for water supply and irrigation of the following crops: corn, soybeans, beans, peanuts, bananas, cabbage, tomatoes, potatoes and onion housing a total area of 10 hectares. There would be a deposit 1,000 meters away from the well for water supply. No tank for irrigation would be installed but a 3-way valve would be installed at 700 meters from the well in the elevation line to the water tank. However, for both cases the methodology followed is the same.

First, an estimate of the water demand has been made from the population to be supplied and the water needed to irrigate the crops. For the water supply of the inhabitants of ESIL, there has been a distinction between those who use communal water points (25 l/day) and those who live there (60 l/day), as well as, the current and future population in the short-medium term (a total population of 754 inhabitants). To calculate the water requirements of crops, the following expression has been used: $ET_c = k_c \times ET_o$. ET_c is the water that requires a crop in mm per unit of time; ET_o is the coefficient of evapotranspiration, which has been estimated through the *Blaney-Criddle* method. This method uses the average daily temperatures and the percentage of the average hours of sun a day is required; k_c is a coefficient that depends on the type of crop and varies according to the stage of growth. an agronomic study has been carried out in which the nine crops mentioned above have been considered, the number of hectares each occupies and the growth stage corresponding to each crop in each month of the year has been determined. Finally, the amount of water needed per day is obtained by multiplying ET_c by the area of crops in the dry season.

For the selection of the submersible solar pump, the pump flow and the effective height have been calculated. The $Q_{pumping}$ has been obtained from the maximum daily flow and HSP which is estimated to be 5,7 in this region of Mozambique. To determine the pumping pressure, the effective height has been calculated which is equal to the sum of the dynamic groundwater level, the elevation above the ground, the discharge pressure,

and the losses in the pipes, valves and pipe elbows: $H = H_{ea} + H_r + H_{ei} + H_d$. To obtain H_{ea} it is necessary to know the dynamic phreatic level of the wells; H_{ei} is the difference in height between the level of the ground above sea level where the pumping station is located and the level above sea level where the water is poured; H_d in all cases it is 0 since the water is poured at atmospheric pressure; To determine H_r it was necessary to calculate, in each case, the losses that occur in the drive line. For this, the *Bresse* equation was used to estimate the economic diameter. Finally, the power required by the pump is calculated by means of the following expression: $P_b = \frac{\rho \times g \times H \times Q_b}{\eta}$.

The supply network has been designed to supply water to all ESIL buildings, for the proposed final solution. At this point of the project, it has been vitally important to follow the Mozambican law established in the Decreto N.º 30/2003, to consider the maximum and minimum speed limits, the maximum pressures, the minimum nominal internal diameter of the pipes and other construction criteria as for example, the minimum slope in which the pipes have to be arranged. Firstly, it has been necessary to calculate the maximum flows in each section. For this purpose, the maximum daily flow factor established in article 21- 4.b) of the previous decree mentioned, has been applied in each demand point. From these maximum demand data at each point of consumption, the length of the different sections of the distribution network circuit and the load loss tables in polyethylene pipes according to the water flow, it has been established for the design of the network a total load loss of 2 mca at the point furthest from the network to ensure that water reaches all points. Subsequently, the network has been simulated in the Epanet program to really know the losses and if the conditions established by the Mozambican law regarding speed and pressure at the demand points are met. In its design, a slope of the pipes of - 0.5% has been considered.

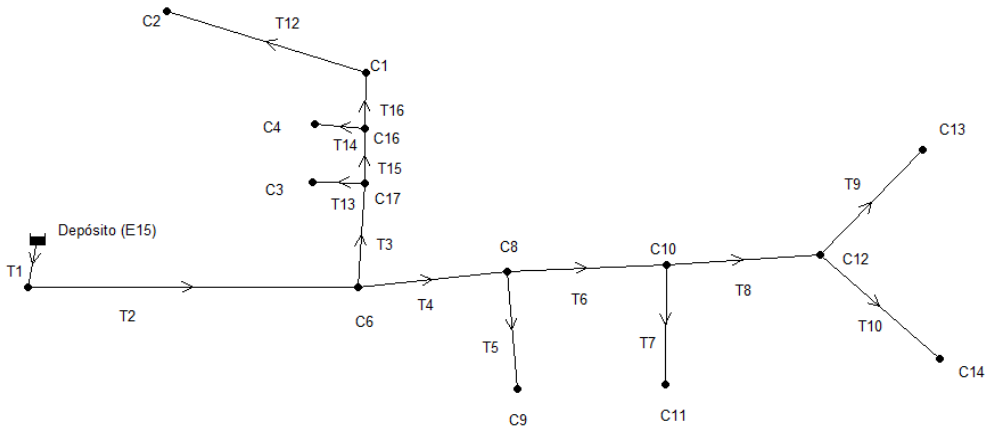


Figure 1: *Hydraulic network of ESIL (EPANET).*

2.2 Wastewater management

For the study and development of the wastewater treatment system, the Mozambican laws established in the following official documents have been taken into account at all times: Boletim da República, III Serie – Número 128, Postura de Saneamento e Drenagem del 16 de agosto de 2017; Decreto N.º 18/2004 del 2 de junio; Decreto N.º 30/2003;

Resolución N.º 68/AMM/2016. Also, the Portuguese law established in the following official document has been used: Decreto- Lei N.º 236/98 (Anexo XVIII).

ESIL, has a population of less than 1,000 inhabitants, with few economic and technical resources for the exploitation and maintenance of the purification of wastewater system and it is in an isolated rural area. Therefore, a solution has been sought using non-conventional technologies (NCT) which suppose a minimum energetic cost and a simpler maintenance that the technologies that are adopted in the big cities, guaranteeing a great robustness in their operation. As proof of the proper functioning of these technologies, after the construction and commissioning in 1990 of the Experimental Wastewater Treatment Plant of Carrión de los Céspedes, in 2008 more than 50% of the existing urban wastewater treatment facilities in the Autonomous Community of Andalusia (which in 2006 were approximately 720) operate under the principles of these technologies. The United Nations declared Reference Center to the Carrión Céspedes Plant for the achievement of the Millennium Development Goals in sanitation and water purification [CENT08].

To determine the number of treatment stages and the unconventional technologies to be implemented, the emission limit values, the qualitative and quantitative characteristics of the discharges in ESIL have been studied, the design flows and the equivalent population have been calculated (150, 2 he) have been established.

Table 1: *ELV of the effluent established by the law of Mozambique and concentration of the affluent of ESIL.*

Parameter	Effluent ELV	Affluent concentration
SS	60 mg/l	400 mg/l
BOD_5 (20 °C)	40 mg O_2/l	300 mg O_2/l
OCD	150 mg O_2/l	600 mg O_2/l
NT	15 mg/l	40 mg/l
TP	10 mg/l	10 mg/l
$Coliforms_T$	500 NMP/100ml	3.000 NMP/100 ml [(1)]

[(1)] *Parameter adapted from "Eficiência da estacão de tratamento de águas residuais do Songo" Dirceu Feijão, 2017.*

In the calculation of the flows, the term average daytime flow has been used, which is used in the design of treatment plants for small population centres, assuming that this occurs only in 16 hours (hours from 5.30 am to 21.30 pm) [SAIN05].

Table 2: *Reduction of the main parameters of ESIL treated wastewater.*

Stage	Concentration					
	SS (mg/l)	**BOD_5 (mg/l)**	**OCD (mg/l)**	**TN (mg/l)**	**TP (mg/l)**	**$Coliforms_T$ (NMP/100 ml)**
Initial	400	300	600	40	10	3.000
Pre-treatment	361	300	600	40	10	3.000
Primary	153	214	427	40	10	3.000
Secondary	**11**	**25**	**58**	**13**	**7**	**149**
ELV	**60**	**40**	**150**	**15**	**10**	**500**

As a primary treatment, it was decided to design a reinforced concrete septic tank, as recommended by the Mozambican law. Also, a pre-treatment consisting of a roughing step and a grit removal stage has been designed, however, as will be seen later, it was decided not to implement this option according to the results obtained. In the beginning, as a secondary treatment, several technologies were considered for the treatment: infiltration-percolation, sand filters, lagooning, artificial surface wetland and horizontal subsurface, but finally it was decided that they were not good solutions because the values were not reached or limits established in any of the parameters, or its implementation was not recommended in areas where there was high rainfall such as infiltration-percolation or large land area was required. As a solution, we have opted for a Vertical Flow Subsurface Artificial Wetland (HAFSsV). The estimation of the reduction of pollutant in the final effluent by implementing these three stages and the mentioned technologies is:

Both roughing and de-sanding have been designed according to the type of equipment and subsequently a series of checks have been carried out. That is, as the expressions available for calculation are only useful for the design of wastewater treatment plants of more than 2,000 h-e it is not designed based on hydraulic conditions but is designed based on minimum height conditions, width retention time at maximum flow, etc... To obtain the dimensions of the septic tank, the expressions provided by the WHO and the Mozambican law are used (Decreto N.º. 15/2004 y Decreto N.º 30/2003). The design of the HAFsV has been carried out based on the operating temperature, which is the average temperature of the coldest month, the average daily flow of residual water and the concentration level of BOD_5 and total nitrogen that is needed to be reached after the treatment. The design values of BOD_5 and total nitrogen concentration are the limits established in the following official document, Decreto N.º 18/2004 del 2 de junio. The rest of the parameters of design, depth, substrate, surface and vegetation has been decided based on several references of different manuals.

For the design of the sanitation network, the Manning formula and the continuity equation are applied, which in this case the area is the hydraulic area, which must have a draft not greater than 50%. Combining these two expressions you get to the following expression:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left[\frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right) \cdot D\right]^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{8}(\theta - \sin\theta) \cdot D^2$$

As the flows are very small, it is designed from the minimum diameter established by the Mozambican law, a slope of 1% is established and it is iterated checking at all times the maximum and minimum speed limits established in the Mozambican regulation, as well as, the draft level.

3. **Results**

3.1. Water supply and irrigation system

The case study was considered unfeasible since there was no submersible solar pump that in CC could supply a flow of m^3/day.

As a final solution, it is decided to automate the manual pump located at the feet of the boarding school. In particular, the pump house is located at 1145.5 meters above sea level and the well with a depth of 25 meters, has a dynamic level of 10 meters. It is decided to install a circular tank of 3.7 meters in internal diameter and 3.20 in height located 71.20 m southwest of the current case of the manual pump, the floor being where the base of the tank is located at a height of 1,150 m above sea level. For the irrigation system, it is proposed to make an irrigation system for a smaller cultivation area and only for vegetable and fruit crops. As a pumping system, the one proposed in the case study is proposed, but only up to the three-way valve replacing it with a normal valve.

The pumping flow and the effective height that were obtained in each case are: 1.45 l/s and 19.04 mca and 1.73 l/s and 24.87 mca respectively. After making a comparison of three submersible solar pumps valid both for water supply and for irrigation, it was decided to install the Grundfoss SQF 7-4 model with a nominal power of 1.4 kW. The model of the photovoltaic modules is the GF 270 and 4 of them will be installed for the drinking water system and 5 for the irrigation system, according to the manufacturer's recommendations. Each system will be equipped with a CU 200 charge controller from Grundfoss. Both systems have been automated and the schemes of each circuit are shown in Figures 2 and 3.

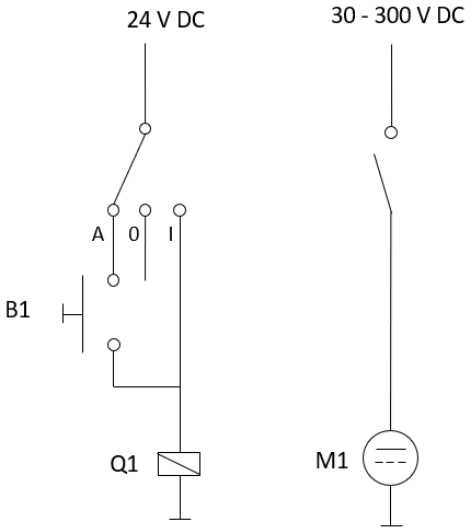


Figure 2: *Drinking water automation circuit.*

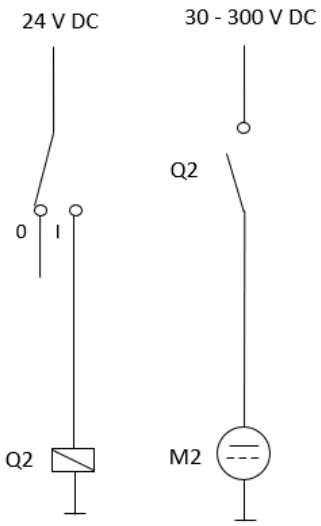


Figure 3: *Irrigation automation circuit.*

The results of the hydraulic supply network are shown in Table 3.

Table 3: *Results obtained from ESIL hydraulics through Epanet.*

Tabla de Red - Líneas

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tubería 2	125	46.3	1.24	0.74	16.91
Tubería 3	30	23	0.39	0.94	66.01
Tubería 4	35.64	46.3	0.85	0.50	8.36
Tubería 5	10	23	0.23	0.55	24.58
Tubería 6	11.26	37	0.62	0.58	14.28
Tubería 7	10	23	0.23	0.55	24.58
Tubería 8	146.26	37	0.39	0.36	6.07
Tubería 9	10	23	0.26	0.63	30.86
Tubería 10	10	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 1	5	46.3	1.24	0.74	16.91
Tubería 12	123.72	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 13	0.5	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 14	0.5	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 15	25.78	23	0.26	0.63	30.86
Tubería 16	13.8	23	0.13	0.31	8.66

3.2. Wastewater management

The total surface occupied by the treatment plant is about 790 m^2. To determine the location of the purification plant, it must be taken into account that it must be downstream of the ESIL facilities, within the limits of the property and as far as possible from river channels. Therefore, it has been located downstream from the house of the Jesuits and as far as possible from the bed of the nearest stream.

In view of the results obtained, it is decided that it is better not to implement a pre-treatment phase. The reason is because the minimum values of hydraulic speed at minimum flow are not reached with the risk of leakage. It is seen as the best solution to invest efforts in getting a good awareness of the population of ESIL on the practices of properly use of toilets so that papers or other elements are not poured into them. Table 4 and Figure 4 show the dimensions and design of the treatment equipment and the results of the sanitation network are shown in Table 5.

Table 4: *Dimensions of the septic tank (m).*

	Dimensions (m)	
	Camara 1	**Camara 2**
Height (h)	2,3	2,3
Width (W)	4,3	4,3
Longitude (L)	8,6	4,3

After calculating the surface of the wetland, it was seen that the area required to eliminate nitrogen was greater than BOD5, so the wetland will be designed with a square base on the side 27.2 m, the slopes at an angle of 45º and the ground of the base an inclination of 1%.

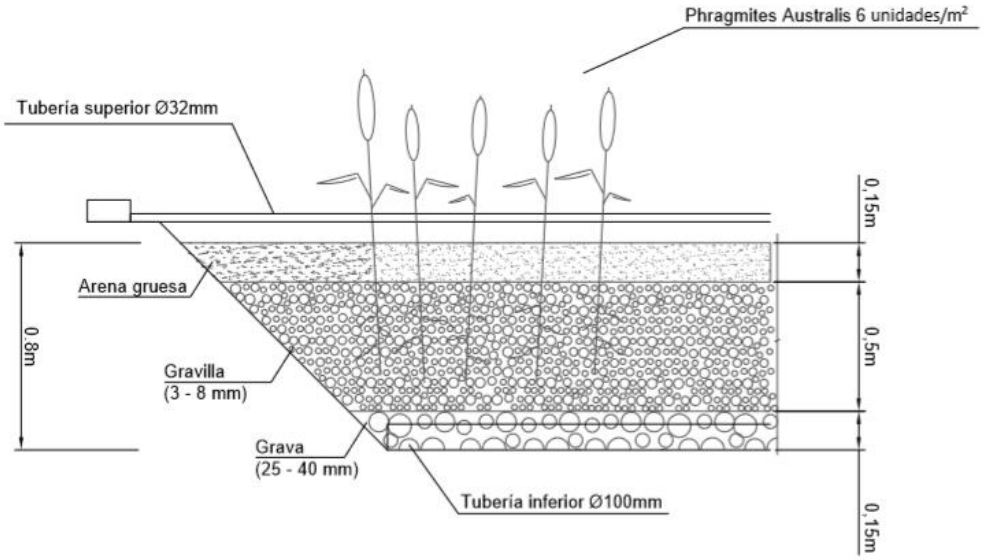


Figure 4: *HASsFV configuration.*

Table 5: *Design of the sanitation network with the maximum daily flow.*

Pipe	Q_{max} (m^3/s)	θ (rad)	DN/DI (mm)	R_h (mm)	v (m/s)	t (mm)	h	i
1	7,533E-05	0,80	160	2,87	0,59	4,39	4%	15%
2	7,024E-04	0,94	200	6,99	1,07	10,75	5%	7%
3	7,383E-04	0,95	200	7,15	1,09	11,00	6%	7%
4	6,710E-05	0,62	160	2,70	0,54	3,80	2%	15%
5	7,690E-04	0,96	200	7,28	1,10	11,22	6%	7%
6	4,874E-05	0,57	160	2,16	0,49	3,27	2%	15%
7	7,894E-04	0,96	200	7,37	1,11	11,36	6%	7%
8	4,874E-05	0,73	110	2,35	0,52	3,58	3%	15%
9	1,141E-03	1,21	160	9,14	1,28	14,31	9%	7%
10	6,443E-04	1,06	160	7,05	1,08	10,92	7%	7%
11	6,443E-04	1,06	160	7,05	1,08	10,92	7%	7%
12	1,141E-03	1,05	200	8,71	1,24	13,50	7%	7%
13	1,141E-03	1,05	200	8,71	1,24	13,50	7%	7%
14	2,599E-03	1,28	200	12,66	1,60	19,93	10%	7%

4. Conclusions

Regarding the water supply system, the following conclusions are reached:

- With the limited economic resources and energy sources that ESIL has, it is physically impossible to implement an irrigation system that has 10 hectares of crops since there are no submersible solar pumps that can supply such a high daily water flow. In the future, if ESIL could be connected to the national electricity grid, there would be the possibility of implementing a three-phase submersible pump that would supply this flow.

- It is observed that the internal diameters obtained in the hydraulic network are lower than the minimum internal diameter required by law. However, it is impossible to reach the minimum speed required in the first year of operation

of 0.3 m / s with the minimum diameter of 50 mm established by the Mozambique regulation. On the contrary, speeds of less than 0.3 m / s would be reached, so there is a contradiction between article 24 and 27 of the Decreto N.º 30/2003. Therefore, the choice of these diameters is justified in the search for a balance between the physical needs of the system to get the water to all the intakes and without falling far short of what is required by these two articles.

The following can be concluded about the design of the wastewater management system:

- The investment in the installation of the pre-treatment stage with roughing and de-sanding equipment would not be profitable since it does not ensure that the design has effectiveness in the treatment. With the elimination of this stage, the final emission values of the treated water are not negatively affected.

- Regarding the sanitation network, it should be noted that even increasing the slope to the maximum required by law (15%) the minimum speed values are not reached neither for average flow nor maximum flow in four stages of the net. However, it is impossible to increase the speed and at the same time the height of the water sheet in the pipe because there is a compromise between them. For instance, increasing the height of the water sheet in the pipe would reduce the pipes below the minimum diameter. However, to avoid possible obstructions these diameter limits have been given priority and a solution has been sought increasing the inclination of the pipes as much as possible.

5. References

[HUER13] R. Huertas y C. Marcos (CHD), N. Ibarguren y S. Ordás (OMICRON-AMEPRO). "Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones", 2013.

[MANC14] JA. Mancebo Piqueras, J. San Román Ortiz, UPM. "Agua y saneamiento en ámbitos rurales", Planteamiento general en cooperación al desarrollo. Rev. 2014

[HALL01] F. Hall & R. Green. "Building services", 4º Ed. 2007.

[SAIN05] JA. Sainz Sastre. "Tecnologías para la sostenibilidad. Procesos y operaciones unitarias en depuración de aguas residuales", 1ª Ed. 2005.

[CENT08] Alianza por el agua con la colaboración de CENTA. "Manual de depuración de aguas residuales urbanas", 2008.

[ORTE10] E. Ortega de Miguel y Y. Ferrer Medina (CEDEX), JJ. Salas Rodríguez, C. Aragón Cruz y A. Real Jiménez (CENTA). "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones", 2010.

[DELG10] O. Delgadillo, A. Camacho, L. F.Pérez y M. Andrade. "Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales", Ed. Nelson Antequera Durán 2010.

[WHO_92] WHO. “Guide to the Development of on-Site Sanitation”, Ed. 1992.

[UNHA08] United Nations Human Settlements Programme (UN-HABITAT). “Constructed Wetlands Manual”, Ed. 2008.

[VILC10] J. Vilchez Porras (EOI). “Redes de saneamiento”, Ed. 2010.

[CRIT91] W. Critchley Y K. Siegert. “Water Harvesting”- A manual for the Design and Construction of Water Harvesting Schemes for Plant Production, Ed.91.

[SMIT14] M. Smith, G. Muñoz y J. Sanz. “Irrigation Techniques for Small-scale Farmers: Key Practices for DRR Implementers”, FAO 2014.

[VELA10] A.D. Velarde del Castillo (Universidad Nacional del Altiplano – Escuela Profesional de Ingeniería Civil). “Abastecimiento de agua y alcantarillado”, 2010.

[EMAC12] EMACSA. “Norma EMACSA de abastecimiento de agua”, 2012.

[MEND10] G. E. Mendoza Gómez. “Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Suculique y diseño del pavimento para la aldea llano grande, Municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango”, 2010.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 11
1.1. MOTIVACIÓN DEL PROYECTO 11
1.2. ESIL 11
1.3. AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN ZONAS RURALES DE MOZAMBIQUE 12
1.4. PROBLEMÁTICA EXISTENTE 14
1.4.1. ABASTECIMIENTO DE AGUA INSUFICIENTE Y EN MALAS CONDICIONES 14
1.4.2. GESTIÓN Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEFICIENTE 14
1.5. ALCANCE Y OBJETIVOS DEL PROYECTO 15
2. DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE ESIL 17
2.1. LOCALIZACIÓN 17
2.2. CLIMATOLOGÍA 17
2.3. RADIACIÓN SOLAR 18
2.4. HIDROLOGÍA 18
2.5. TOPOGRAFÍA 19
2.6. TIPO DE SUELO 19
2.7. AGRICULTURA 19
2.8. POBLACIÓN 19
2.9. INFRAESTRUCTURAS Y RECURSOS EXISTENTES 20
2.9.1. SUMINISTRO DE AGUA 20
2.9.2. AGUAS NEGRAS 20
3. ABASTECIMIENTO DE AGUA 23
3.1. TIPO DE INSTALACIÓN 23
3.1.1. ALTERNATIVAS POSIBLES 23
3.1.2. CASO DE ESTUDIO DE PARTIDA 24
3.2. ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA DE AGUA 24
3.2.1. DOTACIÓN DE AGUA DE LOS HABITANTES DE ESIL 24
3.2.2. REQUERIMIENTOS HÍDRICOS DE LOS CULTIVOS 24
3.3. CÁLCULO DE CAUDALES 29
3.3.1. CAUDAL MEDIO DIARIO 29
3.3.2. CAUDAL MÁXIMO DIARIO 30
3.3.3. CAUDAL DE BOMBEO 30
3.4. SELECCIÓN DE LA BOMBA 30
3.5. DISEÑO FINAL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y RIEGO 34
3.5.1. DOTACIÓN DE AGUA FINAL 34

3.5.2. TIPO DE INSTALACIÓN FINAL 34
3.5.3. ELECCIÓN DE LAS BOMBAS 36
3.6. INSTALACIÓN FOTOVOLTAICA 37
3.6.1. COMPONENTES DE LA INSTALACIÓN FOTOVOLTAICA 37
3.6.2. AUTOMATIZACIÓN DEL SISTEMA 37
3.6.3. DISPOSICIÓN DE LOS MÓDULOS FOTOVOLTAICOS 38
3.7. DISEÑO DE LA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN 39
3.7.1. PARÁMETROS DE DISEÑO 39
3.7.2. CÁLCULOS RED HIDRÁULICA 40
4. GESTIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE ESIL 43
4.1. LA RECOGIDA Y CONDUCCIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES 43
4.1.1. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES 43
4.1.2. EVACUACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES 43
4.2. DATOS DE PARTIDA Y CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 44
4.2.1. CALIDAD DEL EFLUENTE SEGÚN LA LEGISLACIÓN DE LA REPUBLICA DE MOZAMBIQUE 44
4.2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS VERTIDOS DE ESIL 44
4.2.2.1. ASPECTOS CUALITATIVOS 44
4.2.2.2. ASPECTOS CUANTITATIVOS 45
4.3. DISEÑO DE LA PLANTA DEPURADORA DE ESIL 47
4.3.1. PLAN DE ACCIÓN 47
4.3.2. UBICACIÓN 49
4.3.3. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN OPTADA 49
4.3.4. DISEÑO DE LAS DISTINTAS ETAPAS 50
4.3.4.1. PRETRATAMIENTO: DESBASTE Y DESARENADO 50
4.3.4.2. TRATAMIENTO PRIMARIO: FOSA SÉPTICA 52
4.3.4.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO: HAFSSV 56
4.4. DISEÑO RED HIDRÁULICA DE SANEAMIENTO 59
5. CONCLUSIONES 63
BIBLIOGRAFÍA 65
ANEXO I: CÁLCULOS ADICIONALES 67
A. CAUDALES 67
B. HABITANTES EQUIVALENTES 67
C. NIVELES DE REDUCCIÓN DE LOS EQUIPOS A INSTALAR EN ESIL 67
D. PRETRATAMIENTO 68
ANEXO II: TABLAS Y FIGURAS 71

1. ATLAS DEL POTENCIAL SOLAR DE MOZAMBIQUE 71
2. PRECIPITACIÓN ANUAL MEDIA (MM) EN MOZAMBIQUE 72
3. TUBERÍAS Y ACCESORIOS EN LAS LÍNEAS DE AGUA 73
4. PÉRDIDAS DE CARGA EN LAS TUBERÍAS 74
5. PÉRDIDAS EN LAS TUBERÍAS DE IMPULSIÓN 77
6. CÁLCULOS EN LA RED HIDRÁULICA DE AGUA POTABLE 77
7. FICHA TÉCNICA DE LA BOMBA SQF 9-3 80
8. PUNTOS DE TRABAJO DE LA BOMBA SQF 9-3 82
9. FICHA TÉCNICA PLACAS FOTOVOLTAICAS 85
10. FICHA TÉCNICA REGULADORA DE CARGA 86
11. RESULTADOS EPANET 88

PLANOS 91

1. PLAN TOPOGRÁFICO 91
2. PLANTA GENERAL DE ESIL 91
3. CASO DE ESTUDIO PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA Y RIEGO 91
4. SOLUCIÓN FINAL PROPUESTA PARA EL ABASTECIMIENTO Y RIEGO 91
5. UBICACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO Y RED DE SANEAMIENTO 91
6. DISEÑO DEL HUMEDAL ARTIFICIAL SUBSUPERFICIAL DE FLUJO VERTICAL 91
7. DETALLES DE LAS TUBERÍAS DEL HASSFV 91

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1: ESTIMACIONES DE AGUA POTABLE PARA CONSUMO (%). 12
TABLA 2: PROPORCIÓN DE LA POBLACIÓN RURAL QUE UTILIZA SUMINISTROS DE AGUA MEJORADOS (%). 13
TABLA 3: ESTIMACIONES NACIONALES DE SANEAMIENTO EN ZONAS RURALES (%). 13
TABLA 4: PROPORCIÓN (%) DE LA POBLACIÓN QUE UTILIZA INSTALACIONES MEJORADAS DE SANEAMIENTO (EXCLUIDAS LAS COMPARTIDAS). 14
TABLA 5: DATOS CLIMATOLÓGICOS DE VILA ULONGUÉ, FUENTE: CLIMATE-DATA.ORG. 17
TABLA 6: ESTIMACIÓN DE DOTACIÓN DE AGUA DE LA POBLACIÓN DE ESIL. 24
TABLA 7: VALOR DE P PARA DIFERENTES LATITUDES. FUENTE: FAO "WATER HARVESTING", 1991 - A MANUAL FOR THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER HARVESTING SCHEMES FOR PLANT PRODUCTION" 25
TABLA 8: VALORES DEL COEFICIENTE DE CULTIVO KC. FUENTE: ADAPTACIÓN FAO: "WATER HARVESTING", 1991 - A MANUAL FOR THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER HARVESTING SCHEMES FOR PLANT PRODUCTION" Y "PARTE B- EVAPOTRANSPIRACIÓN DEL CULTIVO EN CONDICIONES ESTÁNDAR" 26
TABLA 9: RESULTADO CÁLCULO DEL ET_O (MM/MES). 26
TABLA 10: AGUA QUE CONSUME CADA PLANTA AL DÍA EN MM/D. 27
TABLA 11: ESTIMACIÓN DEL NÚMERO DE PLANTAS DE CADA CULTIVO POR HECTÁREA. FUENTE: ADAPTACIÓN DE VARIAS FUENTES, ENTRE ELLAS: IOWA STATE UNIVERSITY "INTEGRATED CROP MANAGEMENT". 27
TABLA 12: CANTIDAD DE AGUA PARA REGAR LOS CULTIVOS AL DÍA. 28
TABLA 13: CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA DE LOS TRAMOS RECTOS EN LA IMPULSIÓN Y ELEVACIÓN A LOS TANQUES. 33
TABLA 14: PÉRDIDAS DE CARGA EN ACCESORIOS EN MCA. 33
TABLA 15: AGUA NECESARIA PARA LA NUEVA ESTRUCTURA DE PLANTACIÓN. 34
TABLA 16: POSIBLES DIÁMETROS PARA LA LÍNEA DE IMPULSIÓN DE AGUA POTABLE. 36
TABLA 17: ALTURA DE ELEVACIÓN PARA BOMBA DE SUMINISTRO DE AGUA POTABLE EN MCA. 36
TABLA 18: POSIBLES DIÁMETROS PARA LA LÍNEA DE IMPULSIÓN DE REGADÍO. 36
TABLA 19: ALTURA DE ELEVACIÓN PARA BOMBA DE REGADÍO EN MCA. 36
TABLA 20: COMPARATIVA DE BOMBAS SOLARES SUMERGIBLES GRUNDFOSS SQFLEX 37
TABLA 21: DEMANDA MÁXIMA EN CADA PUNTO DE LA RED HIDRÁULICA DE ESIL. 40
TABLA 22: DIÁMETROS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE 41
TABLA 23: VALORES LÍMITE DE EMISIÓN EN LA DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES EN ZONAS URBANAS EN MOZAMBIQUE Y ESPAÑA. FUENTE: ADAPTACIÓN DEL DECRETO N.º 18/2004 DE LA REPÚBLICA DE MOZAMBIQUE, DEL DECRETO-LEI N.º 236/98 DE PORTUGAL Y LA NORMATIVA ESPAÑOLA 91/271/CEE SOBRE EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS. 44

TABLA 24: DATOS DE LOS CAUDALES..... 46

TABLA 25: CONCENTRACIÓN PROMEDIO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN PEQUEÑAS AGLOMERACIONES. FUENTE: ADAPTACIÓN DE LA "GUÍA PRÁCTICA PARA LA DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES EN PEQUEÑAS POBLACIONES", COL. CHD Y OMICRON-AMEPRO. 46

TABLA 26: CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES DE ESIL 47

TABLA 27: NIVELES DE TRATAMIENTO ALCANZADO CON LAS TECNOLOGÍAS SELECCIONADAS. FUENTE: ADAPTACIÓN DE "MANUAL PARA LA IMPLANTACIÓN DE SISTEMAS DE DEPURACIÓN EN PEQUEÑAS POBLACIONES" COL. CEDEX Y CENTA, ED. 2010, [ORTE10]. 49

TABLA 28: REDUCCIÓN ALCANZADA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS DE LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS DE ESIL. 50

TABLA 29: DIMENSIONES DEL DESBASTE 50

TABLA 30: VALORES RECOMENDADOS PARA LAS VARIABLES DE DISEÑO DE LOS DESARENADORES ESTÁTICOS. FUENTE: ADAPTACIÓN DE CEDEX, 2007A Y "MANUAL PARA LA IMPLANTACIÓN DE SISTEMAS DE DEPURACIÓN EN PEQUEÑAS POBLACIONES" COL. CEDEX Y CENTA, ED. 2010, [ORTE10]. 51

TABLA 31: DISEÑO DEL DESARENADO 51

TABLA 32: NIVEL DE TRATAMIENTO PRESCINDIENDO DEL PRETRATAMIENTO. 52

TABLA 33: TIEMPO DE RETENCIÓN EN LA FOSA SÉPTICA 54

TABLA 34: VALOR DEL FACTOR DE DIMENSIONAMIENTO (F) DEL VOLUMEN DE LAS CÁMARAS PARA EL ALMACENAMIENTO DE LOS LODOS. 54

TABLA 35: *RELACIONES DE LAS DIMENSIONES DE UNA FOSA SEGÚN EL NÚMERO DE COMPARTIMENTOS.* FUENTE: *DECRETO N.º 30/2003 DEL BOLETIM DA REPÚBLICA DE MOÇAMBIQUE.* 55

TABLA 36: DIMENSIONES DE LA FOSA SÉPTICA DE ACUERDO CON LA LEY MOZAMBIQUEÑA. 55

TABLA 37: CARACTERÍSTICAS DE LOS MEDIOS EMPLEADOS EN LOS SISTEMAS CON FLUJO SUBSUPERFICIAL. FUENTE: REED ET AL, 1995. 57

TABLA 38: VALORES DE K_{20} Y Θ PARA CADA TIPO DE CONTAMINANTE PARA HASSFV. FUENTE: ADAPTACIÓN TABLA DEL "MANUAL DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS" ALIANZA POR EL AGUA COLABORACIÓN DE CENTA. 58

TABLA 39: RESULTADOS DE LOS CÁLCULOS PARA LA SUPERFICIE DEL HASSFV. 58

TABLA 40: GAMA DE TUBERÍAS GRUPO POLITEJO. FUENTE: GRUPO POLITEJO. 61

TABLA 41: DISEÑO DE LA RED DE SANEAMIENTO CON EL Q_{MEDIO} DIARIO. 62

TABLA 42: DISEÑO DE LA RED DE SANEAMIENTO CON EL $Q_{MÁXIMO}$ DIARIO. 62

TABLA 43: NIVELES DE REDUCCIÓN DE LOS PARÁMETROS CONTAMINANTES DE LOS EQUIPOS SELECCIONADOS EN ESIL. 67

TABLA 44: DATOS DE PARTIDA PARA EL DISEÑO DE DESARENADO. 69

TABLA 45: *TUBERÍAS DE POLIETILENO PARA LAS TUBERÍAS DE CONDUCCIÓN DE AGUA* 73

TABLA 46: PÉRDIDAS DE CARGA EN TUBERÍAS DE POLIETILENO POR ROZAMIENTO DEL AGUA, EXPRESADA EN METROS POR CADA 100 M DE TUBERÍA RECTA. 74

TABLA 47: DIÁMETROS DE LAS CURVAS Y LONGITUD. 74

TABLA 48: DIMENSIONES DE LA VÁLVULA PVC SERIE UNIBLOCK DE CEPEX. 75

TABLA 49: RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS NUDOS EN LA PRIMERA SIMULACIÓN DE EPANET 88

TABLA 50: RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS LÍNEAS EN LA PRIMERA SIMULACIÓN DE EPANET. 88

TABLA 51: RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS NUDOS EN LA SEGUNDA SIMULACIÓN DE EPANET CON UN AUMENTO DE CAUDAL DE DISEÑO EN 4 PUNTOS DE DEMANDA 89

TABLA 52: RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS LÍNEAS EN LA SEGUNDA SIMULACIÓN DE EPANET CON UN AUMENTO DE CAUDAL DE DISEÑO EN 4 PUNTOS DE DEMANDA 89

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: INSTALACIÓN DE BOMBA CON FILTRO Y PANELES SOLARES PARA EL RIEGO DE LOS CULTIVOS. FUENTE: ESIL WATER PROJECT REPORT, SKYVIEW ENERGY NOVEMBER 2018 (P. NHERERA). 23

FIGURA 2: CIRCUITO DE AUTOMATIZACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE. 38

FIGURA 3: CIRCUITO DE AUTOMATIZACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA PARA EL RIEGO. 38

FIGURA 4: RED HIDRÁULICA DE ESIL (EPANET). 41

FIGURA 5: DIAGRAMA DE FLUJO DE LA PLANTA DE DEPURACIÓN DISEÑADA PARA ESIL. FUENTE: "MANUAL PARA LA IMPLANTACIÓN DE SISTEMAS DE DEPURACIÓN EN PEQUEÑAS POBLACIONES" COL. CEDEX Y CENTA, ED. 2010. 48

FIGURA 6: *IRRADIACIÓN GLOBAL HORIZONTAL ANUAL MEDIA. FUENTE: FUNAE - FUNDO DE ENERGÍA.* 71

FIGURA 7: PRECIPITACIÓN ANUAL MEDIA EN LAS DISTINTAS REGIONES DE MOZAMBIQUE.FUENTE: FUNAE - FUNDO DE ENERGIA. 72

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación del proyecto

Este proyecto, surge con motivo de las Prácticas Internacionales Solidarias cursadas dentro del programa de estudios de 2º MII en ICAI. Las prácticas se desarrollaron en Mozambique, en la Escola Secundária Inácio de Loyola (ESIL), gracias a la colaboración de la Fundación Ingenieros ICAI y durante cuatro meses.

En su día, el proyecto asignado, consistía en redimensionar la instalación de bombeo para el abastecimiento de agua de las instalaciones de ESIL e investigar qué sistema se podría implementar para el riego de los cultivos de la zona. Sin embargo, tras analizar la situación in situ, se detectaron otras problemáticas existentes, entre ellas, la contaminación del terreno debida a una mala gestión de las aguas residuales.

1.2. ESIL

ESIL es el primer y único colegio de la Compañía de Jesús en Mozambique tras la independencia colonial en 1975. Fue fundado en el año 2015 con el objetivo principal de llevar la enseñanza a aquellas familias que, por falta de recursos económicos y por vivir en zonas alejadas de las ciudades donde hay escuelas, les era imposible tener acceso a una educación secundaria y a una formación agrícola. Por ello, el hecho de que la escuela se encuentre en una zona rural aislada supone una ubicación estratégica. No obstante, para los alumnos que viven lejos de la escuela (pueden ser unos 20 km de distancia) y sin medios de transporte, ESIL ofrece alojamiento en su internado. Por otro lado, se ha demostrado que el impacto educacional es mayor en los alumnos internos, gracias a una programación con horas de estudio obligatorio y condiciones de trabajo mucho más favorables que las de aquellos alumnos que viven en sus casas. Estos no tienen ni mesa ni luz y además, no pueden estudiar por las tardes puesto que oscurece pronto. Desafortunadamente, aunque todos quisiesen vivir en el internado, no todos pueden permitírselo porque supone un esfuerzo económico muy grande no al alcance de todos. En consecuencia, algunas familias que viven lejos alquilan una habitación en alguna choza de las aldeas de alrededor y así sus hijos pueden ir a la escuela.

ESIL ofrece una educación de calidad, corroborada tanto por los alumnos como por sus padres, los cuales notan una diferencia notable en el aprendizaje frente a otras escuelas. Esto lo consiguen llevando a cabo una serie de prácticas que ayudan a los alumnos a ser constantes en sus estudios y en la concienciación de la importancia que tiene una buena educación para forjar un futuro dentro de las posibilidades de cada uno. Por ejemplo, en el periodo de la tarde, los alumnos han de asistir al estudio obligatorio en la escuela con un profesor que los acompaña. Además, como se ha comentado anteriormente, los alumnos internos también tienen un estudio obligatorio en el internado después de la cena, de 19.30 a 21.30. Además, se enfatiza en la importancia de los estudios para disminuir la pobreza y el círculo de miserias encadenadas, así como, las ventajas que tiene una buena educación para ser libres en la elección del estilo de

vidas que quieran llevar en un futuro. Se ofrece una conciliación moral y cívica educando y concienciando del mal que ocasiona el consumo de bebidas alcohólicas y drogas, ya que muchos niños con 14 años son adictos a este tipo de sustancias como, por ejemplo, la marihuana.

La escuela cuenta con un aforo de 700 alumnos y de esos alumnos 300 podrían alojarse en el internado. Actualmente, en el internado hay 227 alumnos y en el colegio un total de 600 personas. Existen tres casas más, una donde viven los jesuitas y dos casas para los profesores del colegio.

1.3. Agua potable y saneamiento en zonas rurales de Mozambique

Según el informe de actualización de 2014 de "Progresos en materia de agua potable y saneamiento", Mozambique fue uno de los tres países que no consiguió mejorar la situación de acceso a agua potable durante el periodo de 1990-2012. La meta de los ODM relativa al agua potable consistía en reducir a la mitad la proporción de la población que carece de acceso sostenible al agua potable, sin embargo, concluido este periodo menos del 50% de la población tenía acceso a una fuente mejorada. A su vez, Mozambique es uno de los países que no progresan hacia la meta de los ODM relativa a al agua potable. En cuanto a la cobertura de saneamiento, Mozambique es uno de los países con los menores niveles. Se han elaborado unas tablas donde se muestra la evolución sobre la situación del acceso a agua potable y la situación del saneamiento del año 2000 a 2015 en áreas rurales. En 2000, el 71% de la población total de Mozambique era rural y en 2015 el 68% vivía en zonas rurales.

Se define consumo de agua "básico" al poder conseguir agua de una fuente cuando el tiempo de ida, vuelta y espera para obtenerla no supere los 30 minutos. Si se superan los 30 minutos se trataría de un servicio "limitado". El servicio de agua "no mejorado" supone que el manantial o pozo del que se obtiene el agua no está protegido. Desgraciadamente, muchas personas en las áreas rurales tienen que andar largas distancias hasta conseguir agua, lo cual se ve reflejado en la proporción de los niveles de servicio no mejorados y limitados.

Tabla 1: *Estimaciones de agua potable para consumo (%).*

	2000	2015
Por lo menos básico	7	32
Limitado (>30 minutos)	4	17
No mejorado	68	32
Agua de superficie	21	19
Tasa anual de cambio en básico	1.68	

Las celdas de la Tabla 2 que tienen un guion (-) indican la falta de datos. En 2000, aún no se había mejorado la accesibilidad de agua en las casas, por otro lado, después de 15 años, solo el 4% de la población tenía accesibilidad del agua en sus casas.

Tabla 2: *Proporción de la población rural que utiliza suministros de agua mejorados (%).*

	2000	2015
Gestionados de manera segura	-	-
Accesibles en la vivienda	0	4
Disponibles cuando se necesitan	-	-
Libres de contaminación	-	-
Canalizados	6	13
No canalizados	5	36

En el objetivo 6.2 de los ODS se persigue poner fin a la defecación al aire libre para 2030, sin embargo, según la evolución que Mozambique tuvo en el periodo del año 2000 a 2015 no parece que pueda lograrlo, teniendo en cuenta que la gran mayoría de la población es rural y sin recursos para poner solución. En 2015, según los datos del informe de actualización de 2014 antes mencionado, aún el 47% de la población rural practicaba la defecación al aire libre, con un ritmo de cambio de esta situación de -1,54%. En 2000, solo el 3% disponía del uso de instalaciones mejoradas en sus propios hogares, es decir, sin compartir las instalaciones con otras viviendas de otras familias. Que las instalaciones sean mejoradas implica que los inodoros sean de sifón conectadas a la red de alcantarillado, fosas sépticas o letrinas de fosa, letrinas mejoradas ventiladas, letrinas de compostaje o letrinas de fosa simple con losa, todo esto dependiendo de la situación y lugar donde se encuentren.

Tabla 3: *Estimaciones nacionales de saneamiento en zonas rurales (%).*

	2000	2015
Por lo menos básico	3	12
Limitado (compartido)	1	3
No mejorado	26	38
Defecación libre	70	47
Tasa de cambio básico	0.62	
Tasa anual de cambio en la defecación al aire libre	-1.54	

Uno de los grandes problemas que existe en las áreas rurales en Mozambique es el desconocimiento y la despreocupación del mantenimiento de las instalaciones construidas para el tratamiento de las aguas residuales. En la Tabla 4, se corrobora que no se tienen prácticas de mantenimiento en la mayoría de tecnologías implementadas, como el mantenimiento de los tanques sépticos, la extracción de lodos o la inspección del tratamiento al que están sometidos las aguas residuales asegurando que cumplen con los límites de emisión exigidos por ley. En 2015, la eliminación de excrementos de manera segura in situ mejoró un 12%.

Tabla 4: *Proporción (%) de la población que utiliza instalaciones mejoradas de saneamiento (excluidas las compartidas).*

	2000	2015
Gestionadas de manera segura	3	12
Eliminadas in situ	3	12
Vaciadas y tratadas	0	0
Aguas residuales tratadas	0	0
Letrinas y otros	3	12
Tanques sépticos	0	0
Conexiones a alcantarillado	0	0

1.4. Problemática existente

En este apartado, se especifican los problemas existentes en ESIL, así como específicamente, tanto en el sistema de abastecimiento de agua como en el tratamiento de aguas residuales.

1.4.1. Abastecimiento de agua insuficiente y en malas condiciones

Actualmente, las instalaciones de ESIL disponen de un sistema de abastecimiento de agua precario por varios motivos:

- El agua no llega a todos los puntos de distribución. Se construyeron baños en el colegio que están inutilizados por falta de suministro de agua en los retretes y lavabos.
- El agua que sale de los grifos no es potable y tiene una elevada turbidez.
- El agua que se bebe se obtiene de una bomba manual cuya agua no ha sido nunca analizada.
- Del agua que se obtiene de uno de los pozos manuales se percibe un olor desagradable. El acuífero del que se obtiene el agua está contaminado debido a las filtraciones de una fosa séptica situada a menos de 30 m.
- En la época seca, no hay suficientemente agua debido a que los ríos que bordean el colegio son estacionales y prácticamente se quedan sin agua. Esto supone un problema tanto para el propio consumo humano como para el regadío de los cultivos de la zona.

1.4.2. Gestión y tratamiento de aguas residuales deficiente

En cuanto a la gestión de aguas residuales, ESIL presenta los siguientes problemas:

- Contaminación de uno de los acuíferos de donde se obtiene el agua y de unos cultivos debido a las filtraciones ocasionadas en una de las fosas sépticas.
- Las fosas sépticas existentes son muy numerosas y están muy dispersas.

- Los efluentes que salen de las fosas sépticas son esparcidos directamente en la tierra a menos de 3 metros de estas, presentando un color grisáceo y mal olor, siendo esto síntoma de que el tratamiento de estas aguas es deficiente.

1.5. Alcance y objetivos del proyecto

Los objetivos que se persiguen en este proyecto son, por un lado, cubrir las necesidades de agua de consumo humano y riego de los cultivos y, por otro lado, evitar la contaminación biológica del terreno y acuíferos mediante el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales seguro.

- **Agua potable y riego**
  - Estudio de las necesidades de agua de los habitantes de ESIL y de los cultivos.
  - Diseño de la red hidráulica de distribución de agua potable a los distintos edificios de ESIL. Selección del sistema de bombeo.
  - Según el plano topográfico de ESIL, se ha buscado la mejor ubicación de los distintos elementos del sistema.
  - Estudio de varias alternativas para decidir la mejor solución técnica y económica.
  - Búsqueda de una solución viable para el riego de los cultivos proponiendo qué cultivos se han de regar por goteo y la cantidad de hectáreas a cultivar de forma viable, según las limitaciones técnicas y económicas que se tienen.
- **Gestión de aguas residuales**
  - Estimación del grado de concentración de contaminantes de las aguas de ESIL.
  - Búsqueda de la mejor solución mediante el empleo de tecnologías no convencionales extensivas.
  - Diseño de la línea de tratamiento y cada uno de los equipos.

2. DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE ESIL

2.1. Localización

ESIL se sitúa en el centro-norte de Mozambique en el distrito de Tsangano, provincia de Tete. Las coordenadas exactas del colegio son: **14°54'50.5"S 34°20'57.7"E** (Latitud: -14.9140155, Longitud: 34.3493586). La ciudad más cercana es Ulongué, capital del distrito de Angonia, a unos 25 km de distancia aproximadamente.

2.2. Climatología

La región donde se encuentra ESIL se caracteriza por un *Clima Tropical Húmedo Modificado por la Altura*. El clima tropical húmedo se da principalmente en la región norte de la provincia de Tete de este a oeste y el clima modificado por la altura predomina desde el río Aruânga (Zumbo) al distrito de Tsangano causado por las mesetas de Marávia y Angonia con temperaturas máximas medias anuales del orden de los 26 °C y con una precipitación máxima de aproximadamente 360 mm. La temperatura media mensual en los meses más cálidos es de unos 28 °C y en los meses más fríos de 22 °C.

Como se ha comentado en el apartado anterior, ESIL pertenece al distrito de Tsangano pero está en el límite fronterizo con el distrito de Angonia por lo que las precipitaciones y las temperaturas son prácticamente las mismas que en Ulongué. En la Tabla 5 se muestran los datos meteorológicos más recientes de Ulongué.

Tabla 5: *Datos climatológicos de Vila Ulongué,* Fuente: *CLIMATE-DATA.ORG.*

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maio	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Temperatura média (°C)	21.1	20.8	20.4	19.6	17.1	15.4	15	16.6	19.1	22.1	22	21.3
Temperatura mínima (°C)	16.7	16.4	15.6	14.3	11.1	9	8.6	10	12.6	15.8	16.7	16.8
Temperatura máxima (°C)	25.5	25.2	25.3	25	23.2	21.9	21.5	23.2	25.7	28.4	27.4	25.9
Chuva (mm)	239	231	152	43	12	4	3	3	3	14	75	195

O mês mais seco tem uma diferença de precipitação 236 mm em relação ao mês mais chuvoso. As temperaturas médias variam 7.1 °C durante o ano.

Es importante destacar que se distinguen dos estaciones a lo largo del año: la húmeda en verano y la seca en invierno. La estación húmeda tiene su inicio en el mes de noviembre hasta marzo inclusive y se caracteriza por abundantes lluvias, lo cual se puede apreciar en la Tabla 5. Por otro lado, la época seca comienza a mediados del mes de abril hasta el mes de octubre, generalmente, es una estación fresca y con pocas lluvias ocasionando que los ríos estacionales de la zona, que presentan un abundante caudal en la época húmeda, se sequen. Es en esta época seca y especialmente en los meses de agosto y septiembre, cuando surgen problemas para abastecer de agua al colegio y a los cultivos.

2.3. Radiación solar

La radiación solar a escala global varía esencialmente en función de la atmósfera, la geometría y el movimiento de la Tierra con respecto al sol. A escala local, la variación de la radiación solar se asocia, principalmente, con la morfología del terreno, es decir, las distintas pendientes, la exposición y el sombreado.

Mozambique, tiene un buen recurso solar consistente en todo el territorio y estable durante todo el año. La irradiación horizontal varía entre los 1.785 y los 2.206 kWh/m^2/año. Basado en la radiación global en el plano inclinado y en el análisis de la pendiente del terreno, la densidad de los bosques y las áreas inundadas, el potencial solar de Mozambique es de 23 TWp. En el Anexo II en el punto 1. Atlas del potencial solar de Mozambique, se puede encontrar un mapa de Mozambique con la irradiación global horizontal media a lo largo de todo el país.

En cuanto a las horas de sol que tiene un día, el registro del promedio de horas de sol del año 2018, en la ciudad de Tete, es de 12 horas y 5 minutos, un mínimo de 11 horas y 9 minutos y un máximo de 13 horas y 5 minutos. A partir de la Figura 6 del Anexo II se deduce que en ESIL hay una media de radiación solar anual de 2.075 kW/m^2 por lo que considerando 365 días al año se obtienen 5,7 kWh/m^2 que es igual a la HSP.

2.4. Hidrología

La precipitación promedio anual en Mozambique es de 940 mm, con una fuerte incidencia en los meses de diciembre a marzo. La concentración en solo unos pocos meses de precipitación conlleva a que los ríos sean muy caudalosos durante estos meses, dándose incluso inundaciones en las regiones y, por el contrario, los ríos están relativamente secos durante los meses restantes del año. Las precipitaciones no se distribuyen de manera uniforme a lo largo del país, en el Norte y en particular en las provincias de Nampula, Niassa y Zambézia las precipitaciones anuales llegan a un promedio entre los 1.030 y 1.225 mm de agua, mientras que, en las provincias del sur como Gaza y Maputo, presentan bajas precipitaciones con valores promedios anuales de 595 mm y 685 mm de agua, respectivamente. En el Anexo II, se puede encontrar un mapa de Mozambique con las precipitaciones medias anuales a lo largo de todo el país.

Para la selección de la toma de agua, se ha de tener en cuenta la disponibilidad y garantía de los recursos hídricos de la zona. Tras la inspección del territorio de ESIL se visualizaron dos cauces de ríos estacionales que lo bordeaban: el río Nsaladzi, muy caudaloso durante la época húmeda, y un arroyo pequeño. ESIL cuenta con un pequeño embalse del río Nsaladzi con una altura de tan solo 2 m. Más adelante, se especificará con más en detalle, pero esta pequeña represa fue descartada como una de las soluciones para el riego de los cultivos por la fuerte probabilidad de que, durante la época seca, no hubiese agua, surgiendo así la necesidad de tener un pozo de apoyo para la extracción de agua. Por otro lado, los ingenieros de la *Direcçao Provincial das Obras-Publicas Habitacao e Recursos Hídricos* de Tete, tras una reunión en marzo, garantizaron que la zona donde se encuentra ESIL es rica en agua, por lo que los pozos tendrían una buena productividad.

2.5. Topografía

Se ha realizado un estudio topográfico de ESIL y sus alrededores, para conocer el nivel del terreno en cada punto y poder estudiar las ubicaciones de posibles depósitos de agua, pozos, sistema de tratamiento de aguas residuales y diseño de las redes hidráulicas. En base a este plano topográfico se han realizado ambas partes.

2.6. Tipo de suelo

El norte de la provincia de Tete se caracteriza por tener suelos francos, arcillosos y arenosos favorables a la agricultura. En la región de ESIL, destacan suelos arcillosos rojos y profundos, bien drenados.

2.7. Agricultura

Tete es la provincia con mayor cobertura vegetal en Mozambique. Bosques abiertos, cerrados y sabanas que incluyen la Chanfuta, Umbila, Umbáua, Mopane (Ntsanha), Pau-preto (N'khomodua), Ntumbui, Micaias y Ntondo. En la provincia predomina la agricultura debido a sus tierras fértiles, siendo los productos más cultivados: el tabaco, la patata, el algodón, los frijoles, el maíz, el maní y la soja, entre otros.

Actualmente en ESIL se cultiva principalmente maíz, aunque también hay pequeñas zanjas de otros cultivos como cebollas, repollo y cañas de azúcar. En un futuro próximo, se pretende cubrir 15 hectáreas de diferentes cultivos para que ESIL produzca su propia comida para evitar la dependencia de comprar en el mercado más cercano. De esta manera, no solo se ahorrarían dinero en combustible y compra de alimentos, sino que favorecerían a los alumnos en su aprendizaje práctico de la asignatura agropecuaria. Para dimensionar la estación de regadío habrá que considerar los siguientes cultivos: maíz, patatas, tomates, repollos, soja, frijoles, maní, cebollas y plátanos.

2.8. Población

La Provincia de Tete, posee una población total de 2.137.700 habitantes, de los cuales 1.043.590 son hombres y 1.094.110 son mujeres, encontrándose distribuida de forma irregular por los diferentes distritos, verificándose una mayor concentración en la región norte, con cerca del 71% del total de la población de la provincia. Por distritos, se registran mayores concentraciones de población en los distritos de Angónia, representando cerca del 16,8%, seguido de Moatize 12,1%, Mutarrara con el 11,6%, y Tsangano con un 9.5%. Los distritos menos poblados son Zumbo 3,2% y Mágoè con apenas un 3.9% y Chiúta con un 4.2%.

La población de ESIL está formada por la comunidad Jesuita, los alumnos que viven en el internado y los profesores que viven en las dos casas construidas para ellos. Para el proyecto se va a considerar una población de 754 habitantes. De estos 754 habitantes, 400 son alumnos externos y 300 los que viven en el internado. En un futuro, se quiere construir viviendas

unifamiliares para los profesores, por ello se han considerado unas 6 futuras viviendas con una media de 5,5 miembros en la familia. Este último grupo va incluido en los 754 habitantes.

2.9. Infraestructuras y recursos existentes

2.9.1. Suministro de agua

Actualmente, ESIL dispone de tres puntos de agua: dos bombas manuales de émbolo y un pozo que dispone de una bomba sumergible que, para ponerse en marcha, necesita de una persona para que la accione manualmente. Además, existe una segunda bomba de apoyo en un punto intermedio de la red de distribución para poder llegar a puntos más alejados como a un tanque situado al lado del colegio, pero, desafortunadamente carece de la potencia suficiente para lograrlo con éxito.

Existen tanques de almacenamiento de agua ubicados en puntos elevados por la propiedad para distribuir por gravedad el agua a los distintos edificios. Los tanques son de material pástico y tienen un volumen de 5.000, 2.500 y 1.000 l.

Todas las viviendas de ESIL, incluyendo el internado y el nuevo edificio, están dotados de baños con retretes, duchas y lavabos. Los únicos de estos edificios que no tienen cocinas y, por tanto, no tienen fregaderos, son la casa de profesoras y el internado. A pesar de todas estas instalaciones, se ha estimado que el consumo medio al día por persona es de 30 l. Esto se debe principalmente a dos motivos: en primer lugar, aunque se dispone de infraestructuras, la falta de mantenimiento y el suministro de agua insuficiente y con elevada turbidez conlleva a que los estudiantes prefieran seguir sus prácticas y costumbres habituales, como por ejemplo, ducharse con cubos de agua que se llenan utilizando la bomba manual y, entre otros, la defecación al aire libre, quedando inutilizados los retretes. En segundo lugar, hay que añadir que el lavado de ropa y utensilios de cocina se realiza también en cubos.

Como se ha descrito anteriormente, existe una pequeña represa en el río estacional Nsaldzi con una altura de 2 m situado a 1 km aproximadamente del edificio del colegio.

2.9.2. Aguas negras

El sistema de tratamiento de aguas residuales que disponen en ESIL consta de una única etapa como tratamiento primario con la tecnología de fosa séptica. Hay 5 fosas sépticas distribuidas en todo el territorio de ESIL:

1. Fosa séptica que recoge las aguas sucias de los baños de los profesores y las profesoras del edificio del colegio.
2. Fosa séptica localizada en los baños que están inutilizados a la entrada del edificio del colegio.
3. Fosa séptica situada al oeste del internado que recoge las aguas procedentes de los baños de los chicos del internado.

4. Fosa séptica situada al este del internado que recoge las aguas sucias de los baños de las chicas del internado.
5. Fosa séptica situada delante de la entrada de los jesuitas a menos de 20 m que recoge las aguas sucias de las dos casas de los profesores y de la vivienda de los jesuitas.

3. ABASTECIMIENTO DE AGUA

3.1. Tipo de instalación

Antes de entrar en el cálculo de los caudales es importante determinar qué tipo de instalación se va a realizar, tanto para el riego como para el abastecimiento de agua potable.

3.1.1. Alternativas posibles

Una de las opciones que se barajó, para el riego de los cultivos, fue el aprovechamiento del pequeño embalse Piazza.

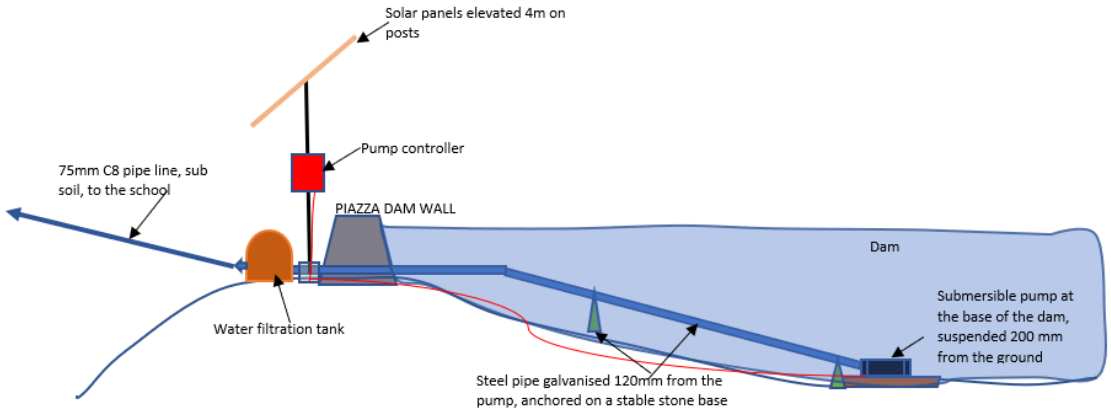


Figura 1: *Instalación de bomba con filtro y paneles solares para el riego de los cultivos. Fuente: ESIL WATER PROJECT REPORT, SKYVIEW ENERGY NOVEMBER 2018 (P. NHERERA).*

Sin embargo, pronto fue descartada porque:

- Durante la época de sequía, cuando se necesita regar los cultivos, el río estacional se seca siendo necesario perforar un pozo de apoyo para bombear el agua subterránea cuando no se dispusiese de agua en el embalse.
- Tanque de filtración del agua con un coste elevado y su correspondiente mantenimiento.

Posteriormente, se decidió que la posible solución podría ser la perforación de un único pozo en el subálveo del río Nsaladzi y bombear el agua a dos depósitos, uno destinado al regadío y a unos 700 metros del pozo y un segundo depósito para el abastecimiento de agua potable a los edificios de ESIL situado a unos 1000 metros del pozo aproximadamente. Como mejora de esta alternativa, se propuso la construcción de un único depósito y solamente para el suministro de agua potable, implementando para el regadío una válvula de tres vías en la línea de elevación al depósito programada para dar prioridad al suministro de agua potable. Esta propuesta, se descartó finalmente porque resultó ser inviable debido al elevado caudal a bombear y el empeño en realizar la extracción de agua por medio de un sistema de energía renovable. Sin embargo, es la propuesta que se presenta en el caso de estudio para justificar la solución final.

3.1.2. Caso de estudio de partida

La fuente de agua es un pozo situado en el subálveo del río Nsaldzi cerca de la represa Piazza (Latitud: -14.923220° Longitud: 34.350107°). Desde este pozo se impulsa el agua por medio de una bomba solar sumergible alimentada por un sistema fotovoltaico autónomo hacia los dos tanques. La válvula de tres vías está situada a unos 300 metros y el terreno a una altura de 1175 m sobre el nivel de mar. El segundo depósito, situado a 1 km del pozo y a 10 metros al este del colegio sobre un nivel de terreno de 1168 m sobre el nivel del mar. Se dispondrá al depósito de una boya para determinar el nivel del agua en el tanque.

3.2. Estimación de la demanda de agua

La demanda de agua de este proyecto se obtiene a partir de la población a abastecer, la dotación de agua, asignada por persona y día y según el nivel de servicio previsto y la cantidad de agua que requiere cada uno de los cultivos para su riego.

3.2.1. Dotación de agua de los habitantes de ESIL

Se diferenciará entre el número de personas que sólo hacen uso de puntos de agua comunales, es decir, los alumnos y profesores que solo asisten al colegio a los que se les dota de un consumo de agua diario 25 l por persona y, por otro lado, los alumnos que se alojan en el internado, así como el resto de profesorado, personal de ESIL y la comunidad de Jesuitas, cuyo sistema es domiciliario y se les asigna una dotación de agua de 60 l/persona/día.

Tabla 6: *Estimación de dotación de agua de la población de ESIL.*

	N.º de personas	**l/persona/d**	**l/d**
Alumnos internos	300	60	18.000
Alumnos externos	400	25	10.000
Jesuitas	8	60	480
Profesores	13	60	780
Viviendas familiares (1)	33	60	1.980
Total	**754**	-	**31.240**

3.2.2. Requerimientos hídricos de los cultivos

El cálculo del agua que necesita un cultivo se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$ET_c = k_c \times ET_o$$

Donde:

ET_c = Agua que requiere un determinado cultivo en mm por unidad de tiempo (mm/da, mm/mes, o mm/temporada).

k_c = Coeficiente de cultivo.

ET_o = Evapotranspiración del cultivo tiempo (mm/da, mm/mes, o mm/temporada).

El ET_o se define como la tasa de evapotranspiración de un área grande cubierta de pasto verde que crece de forma activa cubriendo completamente el terreno sin que carezca de agua. La tasa de evapotranspiración depende del clima, el valor más alto de ET_o se encuentra en áreas cálidas, secas, ventosas y soleadas, siendo las áreas donde menor valor presenta, las de climas húmedos, secos y nublados con poco o nada de viento. Según esta definición, y la climatología que predomina en esta área de Mozambique, vista en el apartado 2.2. Climatología, el valor característico del ET_o en ESIL será medio-alto y dependerá de la estación del año ya que en los meses de junio a octubre son los meses secos y el resto de los meses abundan las lluvias. Este valor se ha estimado a través del método de *Blaney-Criddle* que es un método sencillo y que solo requiere de datos sobre las temperaturas medias diarias. No obstante, con este método se obtienen aproximaciones del ET_o que pueden ser inexactas en condiciones extremas. Sin embargo, a falta de fuentes meteorológicas que indiquen el valor de la tasa de evapotranspiración de esta región, se considera una buena metodología para realizar una estimación:

$$ET_o = p(0{,}46T_{media} + 8)$$

Donde:

ET_o (mm/d).

T_{media} = Temperatura media diaria (°C).

p = Porcentaje de la media de horas de sol que tiene un día.

Para determinar el valor de *p*, se utiliza la Tabla 7 por medio de la latitud aproximada de la región, es decir, el número de grados norte o sur desde el Ecuador. Del apartado 2.1. Localización, se sabe que la latitud de ESIL es 14°54'50.5"S, por lo que el valor de *p* se aproxima a los 15° que aparecen en la Tabla 7. Por otro lado, interesa la tasa de evapotranspiración únicamente en la época seca que es en la que se va a recurrir al regadío de los cultivos, es decir, en los meses de mayo a octubre.

Tabla 7: *Valor de p para diferentes latitudes.* Fuente: *FAO "Water Harvesting", 1991 - A Manual for the Design and Construction of Water Harvesting Schemes for Plant Production"*

Latitude:												
North	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	July	Aug	Sept	Oct	Nov	Dec
South	July	Aug	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Feb	Mar	Apr	May	June
60°	.15	.20	.26	.32	.38	.41	.40	.34	.28	.22	.17	.13
55	.17	.21	.26	.32	.36	.39	.38	.33	.28	.23	.18	.16
50	.19	.23	.27	.31	.34	.36	.35	.32	.28	.24	.20	.18
45	.20	.23	.27	.30	.34	.35	.34	.32	.28	.24	.21	.20
40	.22	.24	.27	.30	.32	.34	.33	.31	.28	.25	.22	.21
35	.23	.25	.27	.29	.31	.32	.32	.30	.28	.25	.23	.22
30	.24	.25	.27	.29	.31	.32	.31	.30	.28	.26	.24	.23
25	.24	.26	.27	.29	.30	.31	.31	.29	.28	.26	.25	.24
20	.25	.26	.27	.28	.29	.30	.30	.29	.28	.26	.25	.25
15	.26	.26	.27	.28	.29	.29	.29	.28	.28	.27	.26	.25
10	.26	.27	.27	.28	.28	.29	.29	.28	.28	.27	.26	.26
5	.27	.27	.27	.28	.28	.28	.28	.28	.28	.27	.27	.27
0	.27	.27	.27	.27	.27	.27	.27	.27	.27	.27	.27	.27

El coeficiente de cultivo k_c varía según la etapa de crecimiento del cultivo, las cuales están asociadas una cantidad demandada por la planta. Se distinguen cuatro etapas:

- **Etapa inicial:** El cultivo necesita poca agua.
- **Etapa de desarrollo del cultivo:** Aumenta el consumo de agua demandado por la planta.
- **Etapa de la mitad de la temporada**: El consumo de agua alcanza el pico.
- **Etapa final de la temporada:** Es la etapa de maduración el cultivo vuelve a requerir menos agua.

Tabla 8: *Valores del coeficiente de cultivo kc.* Fuente: *Adaptación FAO: "Water Harvesting", 1991 - A Manual for the Design and Construction of Water Harvesting Schemes for Plant Production" y "Parte B- Evapotranspiración del cultivo en condiciones estándar".*

Cultivo	$K_{c\ ini}$	d_{ini}	$K_{c\ des}$	d_{des}	$K_{c\ med}$	d_{med}	$K_{c\ fin}$	d_{fin}	$d_{totales}$	$K_{c\ medio}$
Repollo	0,7	40	0,93	60	1,05	50	0,95	15	165	0,91
Cebolla	0,7	15	0,90	25	1	70	0,95	40	150	0,94
Tomate	0,6	30	0,93	40	1,15	45	0,8	30	145	0,90
Patata	0,5	25	0,88	30	1,15	45	0,75	30	130	0,87
Frijoles	0,4	20	0,83	30	1,15	40	0,35	20	110	0,78
Maní	0,4	35	0,83	45	1,15	35	0,6	25	140	0,76
Soya	0,4	15	0,83	15	1,15	40	0,5	15	85	0,85
Maíz	0,4	30	0,83	50	1,15	60	0,75	40	180	0,85
Banana	0,5	120	0,85	90	1,1	120	1	60	390	0,84

Tabla 9: *Resultado cálculo del Et_o (mm/mes).*

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
T_{media} (°C)	17,1	15,4	15	16,6	19,1	22,1	22	21,3	21,1	20,8	20,4	19,6
p	0,26	0,25	0,26	0,26	0,27	0,28	0,29	0,29	0,29	0,28	0,28	0,27
Et_o (mm/mes)	4,13	3,77	3,87	4,07	4,53	5,09	5,25	5,16	5,13	4,92	4,87	4,59

Para calcular el agua necesaria para la época de sequía lo que interesa conocer cuáles son los meses de la temporada de crecimiento de cada uno de los cultivos y el número de plantas de cada cultivo por metro cuadrado.

Durante la estancia en Mozambique, los agricultores de ESIL comunicaron sus hábitos de siembra y recolecta de los diferentes cultivos: El maíz, la soya, el frijol y el maní se planta a finales de noviembre y diciembre. El frijol y el maní se recolecta a partir de abril, y el maíz y la soya a partir de finales de mayo y junio. El repollo y el tomate no tienen su época específica, pero requieren de un mínimo de tres meses para que estén listos para su recolecta.

Tabla 10: *Agua que consume cada planta al día en mm/d.*

	ET_c (mm/d)											
	May	**Jun**	**Jul**	**Ago**	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dic**	**Ene**	**Feb**	**Mar**	**Abr**
Maíz	3,09	2,83	-	-	-	-	2,10	2,06	4,24	4,06	5,60	5,28
Soya	2,06	1,89	-	-	-	-	2,10	2,06	4,24	4,06	5,60	5,28
Frijoles	-	-	-	-	-	-	2,10	2,06	4,24	5,66	5,60	1,61
Maní	-	-	-	-	-	-	2,10	2,06	4,24	5,66	5,60	2,76
Banana	4,54	4,15	4,26	4,07	4,53	2,54	2,63	2,58	4,36	4,18	4,14	5,05
Repollo	3,82	3,49	4,07	4,27	4,31	-	-	-	-	-	3,41	4,25
Tomate	-	-	-	-	-	-	3,15	4,77	5,90	5,66	3,89	-
Patata	-	-	-	-	-	-	2,63	4,52	5,90	5,66	3,65	-
Cebolla	-	-	-	-	-	-	3,68	4,65	5,13	4,92	4,62	-

Tabla 11: *Estimación del número de plantas de cada cultivo por hectárea.* Fuente*: Adaptación de varias fuentes, entre ellas: IOWA State University "Integrated Crop Management".*

Cultivo	**N° plantas/ha**
Repollo	40.000 - 45.000
Cebolla	700.000 - 800.000
Tomate	20.000 - 40.000
Patata	25.000 - 60.000
Frijoles	22.000 - 33.000
Maní	15.000 - 30.000
Soya	190.000 - 400.000
Maíz	36.000 - 60.000
Banana	1.600 - 2.222

En la **Tabla 12**, se muestran lo metros cúbicos de agua que requieren las hectáreas cultivadas. Se han de destacar dos puntos:

- En primer lugar, se desea dimensionar la estación de bombeo y las líneas de distribución de regadío con la suposición de que únicamente se hace uso de esta nueva instalación en la época seca, ya que, durante la época húmeda se considera que el agua de las abundantes lluvias es suficiente, como se ha estado observando en los años atrás. Por ello se ha sombreado en gris los meses de la época húmeda, puesto que no son útiles para los cálculos.
- En segundo lugar, para la obtención del **caudal máximo** diario se observa cuál es el valor más elevado en cada uno de los meses. Se ha marcado en azul y tiene un valor de **124,86 m^3 al día**. Y el **promedio** durante los meses que se pretende regar es de **92,12 m^3 al día**.

Tabla 12: *Cantidad de agua para regar los cultivos al día.*

		Cantidad de agua m^3 al día											
Cultivo	**ha**	**May**	**Jun**	**Jul**	**Ago**	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dic**	**Ene**	**Feb**	**Mar**	**Abr**
Maíz	1	30,94	28,28	0,00	0,00	0,00	0,00	21,02	20,65	42,36	40,58	55,98	52,83
Soya	1	20,63	18,86	0,00	0,00	0,00	0,00	21,02	20,65	42,36	40,58	55,98	52,83
Frijoles	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	63,06	61,94	127,08	169,71	167,93	48,24
Maní	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	21,02	20,65	42,36	56,57	55,98	27,57
Banana	0,5	22,69	20,74	21,31	20,33	22,66	12,72	13,14	12,90	21,82	20,91	20,69	25,27
Repollo	0,5	19,08	17,44	20,34	21,34	21,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	17,04	21,25
Tomate	1	31,53	47,74	59,05	56,57	38,94	0,00	31,53	47,74	59,05	56,57	38,94	0,00
Patata	1,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	39,41	67,74	88,57	84,85	54,76	0,00
Cebolla	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,20	11,61	12,84	12,30	11,56	0,00
	Total	**124,86**	133,06	100,70	98,24	83,13	12,72	219,39	263,88	436,45	482,07	478,84	227,99

(1) Es el valor que necesita cada cultivo al día dependiendo del mes, es decir, del momento en el que se encuentre su etapa de desarrollo.

3.3. Cálculo de caudales

El caudal de diseño es el que se ha de transportar en la tubería de conducción a los tanques y a la red de distribución para el riego y las instalaciones de ESIL.

3.3.1. Caudal medio diario

Como no se tienen registros del consumo anual de agua en ESIL, se estima mediante la dotación de agua y el número de habitantes indicados en el punto 3.2.1. Dotación de agua.

$$Q_m = \frac{P \times D}{24.000}$$

Siendo:

P: Población (hab).

D: Dotación de agua (L/hab/día).

Se distingue entre población P1 con 354 habitantes y con una dotación D1 de 60 L/hab/día y, por otro lado, una población P2 de 400 habitantes y una dotación D2 de 25 L/hab/día. Por tanto:

$$Q_{m_{dot}} = \frac{P1 \times D1 + P2 \times D2}{24.000} = \frac{354\ hab \times 60\ \frac{L}{hab \cdot dia} + 400\ hab \times 25\ \frac{L}{hab \cdot dia}}{24.000} = 1{,}30\ \frac{m^3}{h}$$

Como se trata de una pequeña población y con horarios definidos en el uso del agua, se precisa el uso del término de caudal medio diurno (Q_d) para una mejor estimación del caudal.

$$Q_d = Q_{m_{dot}} \times \frac{24\ h}{1\ día} = 1{,}84\ \frac{m^3}{h} \times \frac{24\ h}{1\ día} = 31{,}24\ \frac{m^3}{día}$$

Considerando un periodo medio de uso de 16 horas:

$$Q_{diurno} = \frac{Q_d}{16} = 1{,}95 \frac{m^3}{h}$$

Para el cálculo del caudal medio diario de regadío es necesario precisar durante qué horas se van a regar los cultivos ya que cuanto menor sea el tiempo de regadío a lo largo de un día, mayor será el caudal medio. Las ventajas de regar cuando no hay luz del día, es que el agua se evapora menos y filtra más en el cultivo, sin embargo, con los bajos recursos que tiene ESIL no se puede permitir el bombeo de agua para el riego durante la noche porque supondría invertir en una batería muy grande y, además, en el caso inicial en el que se quería construir un depósito, este tendría unas dimensiones muy grandes. No obstante, se puede considerar que mediante el riego por goteo no se evapora prácticamente agua debido a que el agua se infiltra directamente en el terreno. Por consiguiente, se bombeará durante el día por medio de las placas fotovoltaicas que se instalen. Aunque, el valor mínimo de horas de luz registradas en el año 2018 fue 11 horas,

se calcula el caudal medio de regadío considerando la media anual de Horas Solar Pico que es igual a 5,7 horas (ver apartado 2.3. Radiación solar).

$$Q_{m_{regadío}} = \frac{92{,}12\ \frac{m^3}{d}}{5{,}7\frac{h}{d}} = 16{,}16\ \frac{m^3}{h}$$

3.3.2. Caudal máximo diario

Permite calcular el caudal de diseño para el cálculo hidráulico de la línea de impulsión. Según el artículo 21- 4.b) del Decreto N.º 30/2003 de Mozambique, se establece que a falta de elementos que permitan establecer los factores de punta horarios, se deben usar los valores resultantes de la siguiente expresión para los consumos domésticos en los que el abastecimiento de agua no es en régimen continuo. Como existen horarios para el consumo de agua en los baños, los alumnos externos solo hacen uso del baño en horario escolar, etc., se ha decidido emplear esta expresión y no la indicada en el punto 4.a) de este reglamento porque la alimentación se considera en régimen permanente.

$$f = \frac{24}{t} \times 1{,}5$$

Siendo t el tiempo medio de abastecimiento diario, expresado en horas, en los conductos a dimensionar. Se considera un tiempo medio de 16 horas, se obtendría un valor de f igual a 2,25. Sin embargo, no se va a considerar dicho factor en el cálculo de caudal máximo diario para determinar el caudal de bombeo y tubería de impulsión porque el sistema diseñado se da prioridad al abastecimiento de agua antes que al regadío. Sin embargo, si se ha utilizado para el cálculo de la red hidráulica de distribución a los distintos edificios de ESIL.

El caudal máximo diario de regadío se obtiene de la Tabla 12: 124,86 m^3/d.

Por tanto, el caudal máximo diario se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\mathrm{Q_{MD}} = 31{,}24\ + 124{,}86 = 156{,}10\frac{m^3}{día}$$

3.3.3. Caudal de bombeo

Se calcula el Q_{bombeo} para las 5,7 HSP.

$$\mathrm{Q_{bombeo}} = 156{,}10\frac{m^3}{día} \times \frac{día}{5{,}7\ h} = 27{,}39\ \frac{m^3}{h} \times \frac{1.000l}{m^3} \times \frac{h}{3.600s} = 7{,}61\ l/s$$

3.4. Selección de la bomba

La bomba instalada en el pozo es sumergible y alimentada a través de placas fotovoltaicas. Para seleccionar la bomba, es necesario en primer lugar calcular el caudal y la presión.

$$P_b = \frac{\rho \times g \times H \times Q_b}{\eta}$$

Donde:

ρ = Densidad del agua (kg/m^3).

g = Aceleración debida a la gravedad (9,81 m/s^2).

H = altura de elevación (m)

Q_b = Caudal de bombeo (m^3/s).

η = Rendimiento de la bomba.

Para determinar la presión de bombeo se calcula la altura efectiva, que es igual a la suma del nivel freático dinámico, la elevación sobre el suelo, la presión de descarga, y las pérdidas en las tuberías, válvulas y codos.

$$H = H_{ea} + H_r + H_{ei} + H_d$$

Donde:

H_{ea} = Un nivel freático dinámico de 15 m (Datos del pozo de agua: Profundidad del pozo,

40 m; Nivel estático del agua, 10 m; Nivel dinámico del agua, 15 m).

H_{ei} = El depósito se encuentra a una altura de 28 m sobre el edificio más alto de ESIL, más la altura del tanque que será de unos 3 m aproximadamente. Considerando el nivel del suelo el terreno donde se sitúa la estación de bombeo, 1168 m sobre el nivel del mar y, los 1178 m de altura sobre el nivel del mar donde será vertida el agua en el depósito:

$$H_{ei} = (1178 - 1168) = 10\ m.$$

H_d = La presión de descarga se considera 0 ya que el agua es vertida a presión atmosférica.

Para el cálculo de H_r, se calculan las pérdidas de carga primaria en la tubería de impulsión y en la tubería de aducción que va hasta el depósito de abastecimiento de agua potable, así como las pérdidas secundarias debidas a los codos y accesorios en las tuberías.

La fórmula de *Darcy-Weisbach* para el cálculo de la pérdida de carga en un conducto recto de sección circular:

$$h = \frac{f \times L \times v^2}{2 \times D \times g}$$

Donde:

h = Perdida de carga (m).

f = Es el factor de fricción (-).

L = Longitud del conducto (m).

E = Rugosidad absoluta del material de la tubería (m).

D = Diámetro interno de la tubería (m).

v = Velocidad de conducción del fluido (m/s).

Re = Número de Reynolds (adimensional) y se determina para conocer el estado del flujo del fluido, laminar o turbulento, para posteriormente calcular el valor de f:

$$Re = \frac{\rho \times v \times D}{\mu}$$

Donde:

ρ = Densidad del fluido (1000 kg/m^3).

μ = Viscosidad dinámica del agua (10^{-3} kg/m·s).

Directamente se recurre a las tablas que facilita el fabricante donde según el diámetro, el caudal y la velocidad se indican las pérdidas de carga que se producen. En el Anexo II, se encuentra la tabla donde se ha interpolado para obtener estos valores. En primer lugar, para conocer estas pérdidas de carga, se calcula el diámetro de la tubería de impulsión. La línea de impulsión es aquella que va desde la estación de bombeo hasta el punto de descarga o almacenamiento que, en el caso de este proyecto es un depósito elevado. Para su diseño, se recurre al método de diámetro económico de la tubería. La potencia de la bomba que se instale estará muy relacionada con este diámetro ya que cuanto menor sea el diámetro mayor será el coste de bombeo porque se necesitará una potencia mayor para suministrar el caudal al ritmo exigido en su diseño. Cuanto mayor sea el diámetro menor coste en la bomba, pero mayor coste en la tubería y cuanto menor el diámetro menor el coste de la tubería, pero mayor potencia de la bomba y consiguientemente su coste. Por lo que se ha de encontrar un punto intermedio en el que se minimice el coste total de la instalación.

La siguiente ecuación de Bresse, permite conocer un diámetro orientativo del diámetro requerido, donde Q_{bombeo} está en l/s y el resultado se obtiene en pulgadas.

$$D_e = 1{,}5 \times \sqrt{Q_{bombeo}} = 4{,}14\ pulg = 101{,}36\ mm$$

Para las tuberías de impulsión y elevación a los tanques se emplean tuberías de polietileno que permiten una mejor flexibilidad a la hora de implementarlo en el terreno, teniendo en cuanta la distancia a recorren entre el pozo y los tanques, de esta manera se evita tener que incluir accesorios extra a la tubería. El diámetro más próximo que se comercializa al diámetro óptimo obtenido es el de 75 mm de diámetro exterior, eligiendo una tubería de ese diámetro PE-80 de 10 bar de presión con un espesor de 5,6 mm. Tanto el caudal de impulsión como la ramificación a los distintos depósitos se va a implementar de mismo diámetro, ya que cuando la válvula del depósito de regadío esté cerrada, todo el caudal bombeado irá hacía el depósito de abastecimiento y se evitarán perdidas de carga elevadas. En la Tabla 13, se presentan los cálculos obtenidos de las pérdidas de carga y velocidad de la tubería para dos valores de diámetro de la tubería.

Tabla 13*: Cálculo de las pérdidas de carga de los tramos rectos en la impulsión y elevación a los tanques.*

Q (L/s)	$Ø_{ext}$(mm)	e (mm)	$Ø_{int}$(mm)	υ (m/s)	mca/100 m	L_{tramo} (m)	mca total
7,61	110	8,1	101,9	0,93	0,802	1000	8,02
	125	9,2	115,8	0,72	0,500		5,00

(1) Pérdida de carga medida en metros de columna de agua (mca) por cada 100 metros de tramo recto

A la vista de los resultados, se opta por instalar una tubería PE-80 (10 bar) de 125 mm de diámetro buscando una optimización de coste entre tubería y número de placas solares para suministrar la energía necesaria para accionar la bomba. En la línea de agua, se dispondrán válvulas de bola de rosca de polietileno a la salida de la bomba de impulsión y a la entrada del depósito, codo de 90° tanto a los pies del depósito como en la entrada superior de la tubería en el depósito, la ramificación de las tuberías que se dirigen hacia el depósito y los cultivos se realizara mediante una válvula de tres vías. Las pérdidas de carga que ocasionan, aunque sean muy pequeñas respecto a los tramos rectos se reflejan en la Tabla 14.

Tabla 14: *Pérdidas de carga en accesorios en mca.*

Accesorios	$Ø_{ext}$(mm)	$L_{equivalente}$ (m)	mca total
Codo 90°	90	4	0,03
Válvula de bola	90	2	0,01
Válvula 3 vías	-	-	1,5

El sumatorio del tramo recto más tres codos a 90°, dos válvulas de bola y una de tres vías da una H_r igual a 6,61 mca. La altura efectiva de la bomba es igual a 31,61 mca, por lo que, considerando un rendimiento del 0,6, se obtienen una potencia de 3,93 kW. Los requisitos principales que ha de cumplir la bomba que se busca es:

- Bomba sumergible solar.
- Supere una altura efectiva de 31,61 mca.
- Caudal de bombeo de 156,10 m^3/día.
- Potencia orientativa de unos 4 kW
- Condiciones climatológicas de esta región en Mozambique.

Sin embargo, tras ver distintos catálogos de bombas solares sumergibles, no existe una bomba solar que en CC sea capaz de suministrar dicho caudal, por lo que se han buscado una solución alternativa. En todo momento se ha descartado la posibilidad de instalar una bomba trifásica por la inversión de capital que supone y el peor rendimiento que se consigue.

3.5. Diseño final del sistema de abastecimiento y riego

3.5.1. Dotación de agua final

Como es de esperar, la prioridad que se da en este proyecto es el suministro de agua potable a la población de ESIL. Por ello, el caudal de diseño se mantiene el mismo que en el caso de estudio anterior.

$$Dotación \ = \ 31{,}24 \ m^3 \ /día$$

Como se ha podido comprobar en el caso de estudio, se presenta insostenible un sistema de regadío mediante el sistema de bombeo solar de un único pozo para una plantación de tales dimensiones. Por consiguiente, se sugiere que únicamente el regadío de los cultivos se haga para cultivos vegetales y frutales en la temporada de secano, esto es, repollos, bananas y tomates mediante el sistema de regadío por goteo. Para los cultivos de maíz y soya, el sistema de regadío que se propondría sería mediante bombeo de agua en mangueras, pero para ello sería necesario construir un depósito, aunque fuese a nivel del suelo. Por otro lado, estos cultivos únicamente requerirían agua en los dos primeros meses de secano por lo que, no se van a incorporar en la solución final ya que durante todos estos años atrás no ha supuesto un problema el no disponer de riego para estos dos cultivos en concreto. En cuanto al número de hectáreas previstas para la cultivación se ha reducido entre un 50% y 75% por lo que se tendrá unas 0,25 hectáreas de cada uno de los tres cultivos.

Tabla 15: *Agua necesaria para la nueva estructura de plantación.*

			m^3 de agua al día					
Cultivo	**N.º Plantas**	**ha**	**May**	**Jun**	**Jul**	**Ago**	**Sep**	**Oct**
Banana	475	0,25	11,34	10,37	10,65	10,16	11,33	6,36
Repollo	10.000	0,25	9,54	8,72	10,17	10,67	10,76	0,00
Tomate	5.000	0,25	7,88	11,94	14,76	14,14	9,74	0,00
Total		1,5	28,77	31,03	**35,59**	34,98	31,83	6,36

$$Dotación \ máxima \ de \ agua \ para \ los \ cultivos \ = \ 35{,}59 \ m^3 \ /día$$

3.5.2. Tipo de instalación final

No obstante, con la dotación de agua fijada en el apartado 3.5.1. Dotación de agua final sigue siendo inviable la opción de conseguir un caudal de bombeo tan elevado con un solo pozo y una única bomba solar. La nueva instalación que se propone son dos sistemas independientes, uno para el agua potable y otro para el riego. A continuación, se comenta el tipo de instalación para cada objetivo.

- **Suministro de agua potable**

  Se decide automatizar la bomba manual situada a los pies del internado. Al inicio de este proyecto, se descartaba esta posibilidad por motivos culturales,

tradicionales y por la seguridad que transmitía el tener un pozo de agua buena y con un buen funcionamiento, según palabras del director de la escuela. Sin embargo, tras ver las distintas posibilidades se presenta como la mejor opción, por ello, tras hablar con los habitantes de ESIL se decide proceder a su proyección.

Los datos de la instalación son los siguientes:

- El pozo de 25 metros de profundidad, nivel dinámico del agua a 10 m.
- La caseta de la bomba se sitúa a 1145,5 metros sobre el nivel del mar.
- Sistema de almacenamiento de agua en un depósito situado a 71,20 m al suroeste de la actual caseta de la bomba manual, estando el suelo a una altura de 1150 m sobre el nivel del mar.
- Se opta por un tanque circular que ofrece una mejor resistencia que uno cuadrado, con un diámetro interior de 3,7 m y una altura de 3,20. El depósito será de hormigón armado impermeabilizado.
- Bombeo mediante bomba solar sumergible alimentada por módulos fotovoltaicos sin baterías.
- Sistema de automatización para detectar el nivel del agua en el depósito. Interruptor de paro y elección de modo automático o manual.

- **Suministro de agua para el riego**

El sistema de riego será muy sencillo, mediante bomba solar sumergible que bombea y distribuye el agua a través de las tuberías de riego por goteo. El sistema estará dotado de un interruptor de encendido o apagado. Se prescindirá de un depósito. Los datos del pozo son los mismos que el caso de estudio expuesto previamente.

Los datos de la instalación son los siguientes:

- Ubicación del pozo: Latitud: -14.923220° y Longitud: 34.350107°. Altura sobre el nivel del mar de 1167.
- Datos del pozo: Profundidad del pozo: 40 m; Nivel estático del agua: 10 m; Nivel dinámico del agua: 15 m.
- Toma de agua de riego situada a una distancia de 300 metros hacia el norte, estando el suelo a una altura de 1170 m.

3.5.3. Elección de las bombas

En este apartado, en primer lugar, se exponen los datos y los cálculos necesarios de pérdidas de carga para la elección de las bombas de cada uno de los sistemas. Posteriormente se muestra una tabla comparativa de las posibles bombas a instalar en cada uno de los casos y una breve explicación para justificar la elección optada.

- **Agua potable**

  El diámetro óptimo que se obtiene a partir de la fórmula de Bresse es de 45,82 mm.

Tabla 16*: Posibles diámetros para la línea de impulsión de agua potable.*

Q (L/s)	$Ø_{ext}$(mm)	e (mm	$Ø_{int}$(mm)	v (m/s)	mca/100m	L_{tramo} (m	mca total
1,45	40	3	37	1,35	4,572	71,2	3,26
1,45	**50**	3,7	46,3	0,86	2,16	71,2	1,54
1,45	63	4,7	58,3	0,54	0,71	71,2	0,51

Tabla 17: *Altura de elevación para bomba de suministro de agua potable en mca.*

H_{ea}	H_{ei}	H_r^*	H
10	7,5	1,54	**19,04**

**En las pérdidas de accesorios no se han considerado dos válvulas de bola y tres codos a 90°.*

- **Riego**

  Considerando el caudal que se precisa en Julio, las 5,7 HSP, se obtiene un caudal de bombeo de 6,24 m^3/h. El diámetro óptimo que se obtiene a partir de la fórmula de Bresse es de 50,17 mm.

Tabla 18*: Posibles diámetros para la línea de impulsión de regadío.*

Q (L/s)	$Ø_{ext}$(mm)	e (mm)	$Ø_{int}$(mm)	v (m/s)	mca/100 m	L_{tramo} (m)	mca total
1,73	50	3,7	46,3	1,03	3,19	700	22,35
	63	4,7	58,3	0,65	0,98		6,87

Tabla 19: *Altura de elevación para bomba de regadío en mca.*

H_{ea}	H_{ei}	H_r^*	H
15	3	6,99	**24,87**

**En las pérdidas de accesorios no se han considerado dos válvulas de bola y dos codos a 90°.*

Se comparan 3 modelos obtenidos en la herramienta de Grundfoss para sistemas de bombeo con energía renovable, su gama de bombas solares sumergibles es la SQFlex. Estos 3 modelos son los que mejores características presentan para los dos sistemas que se tienen. Se intenta buscar un mismo modelo para los dos casos para que en el caso de que una de ellas se estropease o tuviese alguna avería pudiese sustituirse por la otra mientras se arregla la bomba en cuestión sin que se viese afectada el normal funcionamiento del abastecimiento de agua

potable. Para la elección de la bomba, se ha prestado atención al número de paneles solares a instalar, el rendimiento bomba-motor y la potencia de la bomba.

Tabla 20: *Comparativa de bombas solares sumergibles Grundfoss SQFlex*

Modelo	Sist. Agua potable	Sist. Agua riego
SQF 5A-7	· $\eta_{b-m} = 40{,}4\%$ · 0,681 kW	· $\eta_{b-m} = 39{,}6\%$ · 1,081 kW
SQF 7-4	· $\boldsymbol{\eta_{b-m} = 52{,}6\%}$ · **0,403 kW**	· $\boldsymbol{\eta_{b-m} = 52{,}8\%}$ · **0,834 kW**
SQF 9-3	· $\eta_{b-m} = 50{,}7\%$ · 0,559 kW	· $\eta_{b-m} = 48{,}5\%$ · 0,887 kW

Se elige el modelo SQF 7-4 puesto que se consigue un mejor rendimiento en ambos casos y con un menor consumo de potencia, lo que implica una menor potencia instalada de módulos fotovoltaicos. En el Anexo II se pueden encontrar las características técnicas de la bomba seleccionada.

3.6. Instalación fotovoltaica

La imposibilidad de acceso a la red eléctrica incitó a buscar otras alternativas que permitiesen suministrar corriente eléctrica a la bomba sumergible. Por ello, la solución optada fue el uso de bombas sumergibles específicas para aplicaciones con energía fotovoltaica.

3.6.1. Componentes de la instalación fotovoltaica

Los paneles o módulos solares: Captan la radiación solar y la transforman en electricidad en CC para alimentar a la bomba. Se dimensionan según la potencia de la bomba. La disposición en serie o en paralelo es función de la tensión nominal y la corriente necesaria de la bomba. Los módulos solares que se instalarán serán el modelo **GF 270** de policristalino: 4 para el bombeo de agua potable y 5 para el regadío, según las recomendaciones del fabricante.

Regulador o controlador de carga: Permite maximizar el rendimiento energético de los paneles solares permitiendo que la bomba funcione durante las horas de menor radiación solar. El modelo que se implementará es el **CU 200 de Grundfoss**.

3.6.2. Automatización del sistema

- **Agua potable**

  Interruptor de 3 posiciones alimentado a 24 V DC. En modo automático se conecta a la boya que se asemeja a un pulsador abierto cuando el nivel de agua está al máximo y cuando está por debajo cierra el circuito alimentando, por tanto, a la bobina del relé de continua que acciona el motor de corriente continua poniéndose en marcha la bomba.

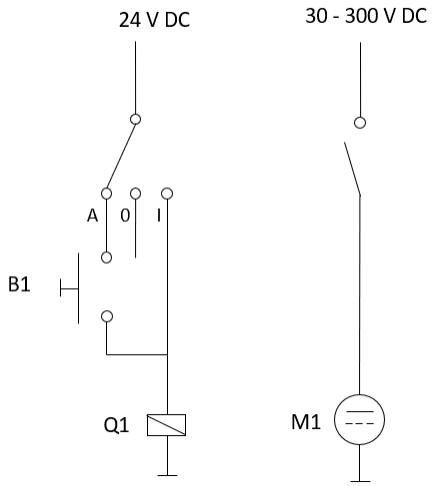


Figura 2: *Circuito de automatización del sistema de agua potable.*

- **Riego**

  Se dispone de un interruptor de dos posiciones, encendido y apagado.

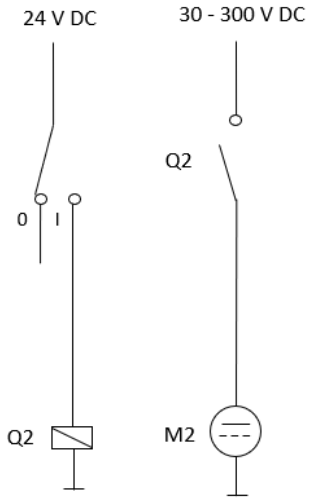
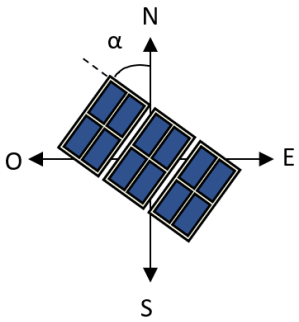


Figura 3: *Circuito de automatización del sistema de agua para el riego.*

3.6.3. Disposición de los módulos fotovoltaicos

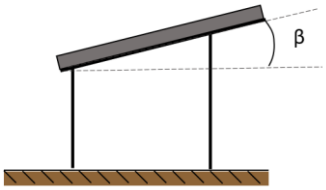
Se instalarán módulos solares fijos sobre una estructura metálica puesto que son más económicos y simples de instalar. Las estructuras metálicas donde se colocan los paneles tendrán cierta altura para evitar que se proyecten sombras ocasionadas por los árboles de alrededor. Los paneles se instalan siempre mirando hacia el Ecuador terrestre, por lo que, en este caso estarán orientados un cierto ángulo con respecto al norte geográfico y una cierta inclinación respecto a la horizontal. Se definen los dos ángulos descritos anteriores:

- **Ángulo azimut (α):** Por estar en el hemisferio sur, el azimut solar se define como el ángulo que forma con el norte la proyección sobre el plano horizontal la línea recta que une la posición del sol con el punto de observación, es decir, el panel solar en este caso, medido en sentido contrario a las agujas del reloj.



Desviaciones del ±20° son admisibles sin perder rendimiento, pero para el caso de diseño se elige un α = 0°.

- **Inclinación (β):** La inclinación de los módulos fotovoltaicos con respecto a la horizontal del suelo será igual a la latitud del lugar, es decir, a 14.91°.



3.7. Diseño de la línea de distribución

3.7.1. Parámetros de diseño

Para el dimensionamiento hidráulico de la red de distribución se ha de seguir la ley de Mozambique establecida en el Decreto N.º 30/2003.

En el *artículo 24* se establece que:

- La velocidad del flujo de agua a caudal máximo:
  - No debe exceder, por razones de estabilidad, de fluctuaciones de consumo y de regímenes transitorios el valor calculado mediante la siguiente expresión:

$$v = 0{,}127D^{0{,}4}$$

Siendo v la velocidad límite en m/s y D el diámetro interno de la tubería en mm.

  - No debe ser inferior a 0,3 m/s en el primer año de explotación por razones de sanidad.

- La **presión estática máxima** de servicio en cualquier punto no debe sobrepasar los 600 kPa medida sobre el nivel del suelo.
- No es aceptable que la fluctuación de presiones a lo largo del día, en cualquier local de consumo, exceda los 300 kPa.

- En el *artículo 26* se establece que el **diámetro nominal mínimo interior (DN/DI)** en los conductos ha de ser de **50 mm** para aglomeraciones de una población inferior a 2.000 habitantes.

- En el *artículo 27* se establece que:
  - Las tuberías deben de estar, al menos, a una distancia de 0,5 m de otras infraestructuras.
  - Las tuberías de abastecimiento de agua doméstica deben situarse en un plano superior a las tuberías de aguas residuales y a una distancia no inferior a 1 m para garantizar la protección eficaz ante posibles contaminaciones.
  - La **pendiente mínima de ±0,3%** a fin de permitir su vaciado y llenado cuando sea necesario, mientras se asegura la posibilidad de una purga de aire adecuada.

- En el *artículo 27* se establece que:
  - La profundidad mínima a la que se deben disponer las tuberías son 1 m ó 0,6 m, medida desde la generatriz exterior superior de la tubería. Este valor mínimo se ha de superar siempre que las condiciones del lugar lo establezcan. Se puede aceptar un recubrimiento inferior al mínimo indicado siempre que se garantice una resistencia estructural adecuada.
  - En situaciones excepcionales y bien justificadas las tuberías podrán ir fuera del pavimento.

3.7.2. Cálculos red hidráulica

En primer lugar, es necesario calcular los caudales máximos en cada tramo. Para ello, se aplica el factor de caudal máximo diario de 2,25 al caudal medio diario calculado a partir de la dotación diaria y el número de habitantes en cada edificio de ESIL.

Tabla 21: *Demanda máxima en cada punto de la red hidráulica de ESIL.*

Edificios	Nombre en el plano	l/h	l/s
Jesuitas	C2	45,00	0,013
Profesores	C4	22,50	0,006
Profesoras/res	C3	50,63	0,014
Internado	C9	843,75	0,234
Edificio nuevo (Baños, cocina y lavandería)	C11	843,75	0,234
Baños colegio - alumnos	C13	937,50	0,260
Baños colegio - profesores	C14	30,47	0,008

Como la distribución del agua carece de un sistema de bombeo y se hace por gravedad, se establece una pérdida de carga total de 2 mca en el punto más alejado de la red. Este punto es el edificio del colegio, el cual está a una distancia de 323 metros del depósito. Por consiguiente, para el diseño de la red, la perdida de carga que se admitirá por cada 100 m de tramo será del orden de 0,62 mca. A continuación, se procede al cálculo de los diámetros siguiendo dicho criterio y teniendo en cuenta los artículos anteriores del Decreto N.º 30/2003.

Tabla 22: *Diámetros de la red de distribución de agua potable.*

Tubería	Q_{max} (/h)	$Ø_{ext}$ (mm)	v (m/s)	$L_{tubería}$ (m)	Δp (mca)
T1 y T2 (salida depósito)	2774	50	0,5	130	1,04
T4	2625	50	0,4	35,64	0,26
T6	1781,25	50	0,3	11,26	0,03
T8	937,5	40	0,2	146,26	0,71
				323	**2,03**

Para la tubería que se dirige a las casas de los profesores y jesuitas, al tener un caudal máximo de 231 l/h será de 25 mm de diámetro exterior. Para las ramificaciones a los edificios, los diámetros nominales exteriores serán de 25 mm. Todos ellos de PE-80 10 bar.

Las justificaciones de los cálculos se encuentran en el Anexo II.

Posteriormente, se ha procedido a simular en el programa *Epanet* la red diseña para conocer realmente las pérdidas y si se cumplen las condiciones establecidas por la ley mozambiqueña en cuanto a velocidad y la presión en los puntos de demanda. En su diseño, se ha considerado una inclinación de las tuberías del - 0,5 %.

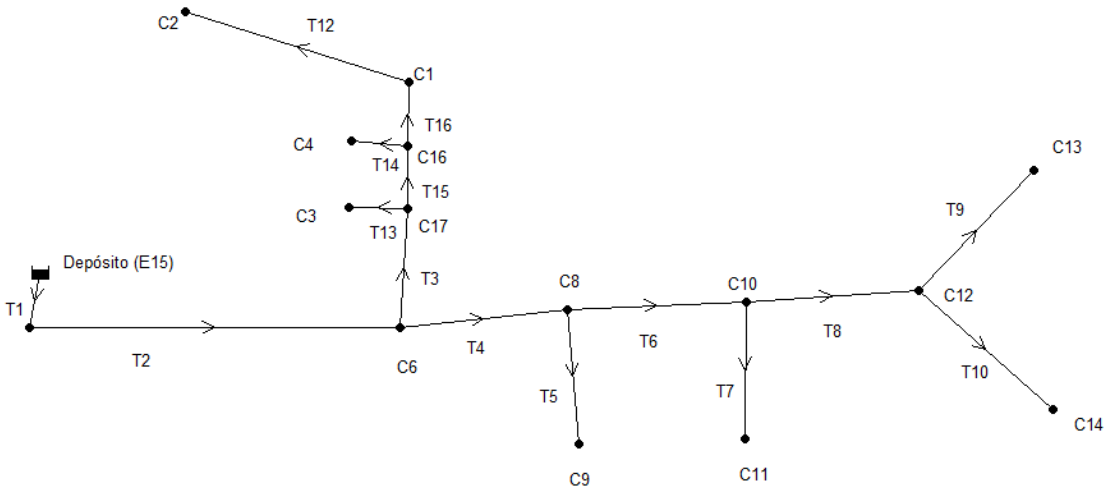


Figura 4: *Red hidráulica de ESIL (EPANET).*

Los datos de partida para la red han sido: el caudal en los puntos de demanda en l/s (Tabla 21), la longitud de las tuberías en cada tramo, las cotas de cada punto de conexión entre las

distintas tuberías, la rugosidad de las tuberías de polietileno, la densidad y viscosidad del agua y los diámetros de las tuberías calculadas anteriormente. Los resultados obtenidos en la primera simulación se encuentran en el Anexo II. En estos resultados, se observa que, en las tuberías 3, 10, 12, 13, 14, 15 y 16 inferiores a 0,3 m/s, siendo la velocidad más baja de 0,02 m/s. Para alcanzar una velocidad de 0,3 m/s en la tubería 12, por ejemplo, se requeriría un diámetro interior del orden de 7 mm lo cual es inviable porque no se producen tuberías de polietileno de dichas dimensiones y porque podrían ocasionarse problemas de tensión superficial y no hubiese flujo. Por tanto, se decide aumentar el caudal de demanda base o de diseño de estos puntos hasta 0,13 l/s para conseguir velocidades superiores a los 0,3 m/s establecidos en el Decreto N.º 30/2003. Los resultados se pueden visualizar en la Tabla 52 del Anexo II. Finalmente, se ha comprobado que no se superan los límites de presión en los nudos de la red hidráulica en los que la presión en todos ellos es inferior a los 60 mca (600 kPa) y los 30 mca (300 kPa) establecidos por la ley, siendo la presión máxima que se alcanza de 4,92 mca (Tabla 51).

4. GESTIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE ESIL

En la gestión de aguas residuales se distinguen tres elementos principales: *La recogida y conducción, el tratamiento y la evacuación.*

4.1. La recogida y conducción de las aguas residuales

Consiste en la red de tuberías y alcantarillado que recogen todas las aguas residuales (domésticas, industriales y pluviales) hasta su sistema de depuración. Según el *Boletim da República, III Serie – Número 128, Postura de Saneamento e Drenagem del 16 de agosto de 2017:*

- *Art. 10. 3*, el sistema de drenaje pluvial de las áreas no urbanizadas se realizará mediante el uso de zanjas de drenaje revestidas a cielo abierto.
- *Art. 39.6,* no está permitida la unión de las aguas pluviales con las fosas sépticas, debiéndose instalar un sistema a parte dedicado al drenaje de estas aguas pluviales.

Por tanto, en ESIL las redes de saneamiento solo han de recoger las aguas residuales procedentes de los usos domésticos por medio de tuberías y prescindiendo de redes de alcantarillado donde también se recogiesen las pluviales ya que estas han de recogerse a través de zanjas de drenaje al descubierto.

Por otro lado, gracias a la topografía que presenta el terreno de ESIL, la recogida y conducción de las aguas residuales no requiere de un sistema de bombeo puesto que se puede aprovechar el fenómeno de la gravedad por los desniveles existentes.

4.1.1. Tratamiento de las aguas residuales

ESIL, puede considerarse como una pequeña aglomeración urbana de menos de 1.000 habitantes, situada en una zona rural aislada y con una disponibilidad escasa de recursos, económicos y técnicos, para la explotación y mantenimiento de la depuración de las aguas residuales. Su localización geográfica hace imposible que la gestión de sus aguas residuales se lleve a cabo en una depuradora convencional de un área urbana, por ello, se ha de buscar una solución empleando tecnologías no convencionales (TNC). Estas TNC suponen un coste energético mínimo y un mantenimiento más simple que las tecnologías que se adoptan en las grandes urbes, garantizando una gran robustez en su funcionamiento.

4.1.2. Evacuación de las aguas residuales

El afluente tras ser tratado en la planta depuradora se transforma en un efluente depurado y lodos. Este efluente habiendo alcanzado el grado de tratamiento requerido pueden ser vertido a los cauces próximos y los lodos han de evacuarse cada cierto tiempo. En el caso de ESIL, los cauces más próximos son estacionales, es decir, en la época seca estos ríos están secos. Por

consiguiente, se han estudiado posibles alternativas como el riego agrícola. En cuanto a los lodos, podrían aprovecharse para su uso agrícola o la generación de biodiesel, aunque, este último punto se escapa del alcance de este proyecto.

4.2. Datos de partida y características de las aguas residuales

4.2.1. Calidad del efluente según la Legislación de la Republica de Mozambique

La legislación mozambiqueña, en su Decreto N.º 18/2004 del 2 de junio, regula los estándares de calidad ambiental y de emisiones de efluentes, como el objetivo de controlar los niveles admisibles de concentración de contaminantes en los componentes ambientales. El presente Decreto, en su Artículo 26, Anexo IV, presenta los patrones de emisiones de efluentes domésticos. Sin embargo, la legislación mozambiqueña no posee patrones de emisión de DBO5, por lo que recurren a la legislación portuguesa. Según establece el Decreto- Lei N.º 236/98 (Anexo XVIII), el valor límite de emisión al medio receptor es de una concentración de 40 mg O_2/L.

En la Tabla 23 se muestra la comparativa de Mozambique y España (Normativa 91/271/CEE) sobre los límites de emisión que fijan para verter las aguas una vez tratadas al medio ambiente.

Tabla 23: *Valores límite de emisión en la descarga de aguas residuales en zonas urbanas en Mozambique y España.* Fuente: *Adaptación del Decreto N.º 18/2004 de la República de Mozambique, del Decreto-Lei N.º 236/98 de Portugal y la Normativa española 91/271/CEE sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas.*

	Valores límite de emisión	
	Mozambique	**España**
SS	60 mg/L	35 – 60[(1)] mg/L
DBO_5 (20 °C)	40 mg O_2/L	25 mg O_2/L
DQO	150 mg O_2/L	125 mg O_2/L
NT	15 mg/L	10 – 15[(2)] mg/L
PT	10 mg/L	1 – 2[(3)] mg/L
$Coliformes_T$	500 NMP/100mL	0 UFC/100 mL

(1) 35 mg/L más de 10.000 h-e y 60 mg/L para poblaciones de 2.000 a 10.000 h-e.
(2) 10 mg/L más 100.000 h-e y 15 mg/L para poblaciones de 10.000 a 100.000 h-e.
(3) 1 mg/L más de 100.000 h-e y 2 mg/L de 10.000 a 100.000 h-e.

4.2.2. Características de los vertidos de ESIL

4.2.2.1. Aspectos cualitativos

Aunque no se tenga una muestra analizada del agua residual que se genera en ESIL, para conocer de forma cuantitativa las características específicas que esta posee, se pueden llegar a las siguientes conclusiones cualitativas que caracterizan los vertidos de ESIL.

A. Variabilidad de caudal y carga:

ESIL puede asemejarse a una población pequeña de menos de 1.000 habitantes por lo que las oscilaciones diarias de caudal son más acusadas que en el caso de ciudades medianas y grandes. También se ha de destacar, que en la temporada de vacaciones no hay personas alojadas ni en el internado ni en las casas de los profesores y por supuesto, los baños del colegio no se utilizan. Esto último sucede en los meses de diciembre y enero.

Como el número de habitantes cambia drásticamente en la época de vacaciones, es decir, de 754 habitantes pasa a solo 8 habitantes durante dos meses, se ha considerado únicamente la temporada escolar para el dimensionamiento de la planta.

B. Calidad del afluente:

El volumen de aguas residuales que se genera puede considerarse pequeño (dotación de agua por habitante es de entre 25 y 60 litros al día), pero fuertemente contaminado. Además, las aguas residuales de ESIL no se encuentran muy diluidas debido a que no existe una red de alcantarillado donde se mezclen con las aguas pluviales.

Para medir la contaminación de las aguas residuales de ESIL se va a utilizar un término denominado **habitante-equivalente (h-e)**, una unidad de medida para cuantificar la contaminación biodegradable presente en las aguas residuales que relaciona los caudales con sus calidades. Según indica el Real Decreto-ley 11/1995, la definición oficial de habitante-equivalente es: *La carga orgánica biodegradable con una demanda bioquímica de oxígeno de cinco días (DBO_5), de 60 gramos de oxígeno por día.*

Se ha considerado como dato de partida, una población de 754 habitantes. Por consiguiente, teniendo en cuenta el aporte de agua residual al que contribuye cada habitante, se obtienen 156,2 h-e.

C. Impacto ambiental:

Actualmente los vertidos de estas aguas residuales están teniendo un impacto negativo en las zonas donde están situadas las fosas sépticas, ocasionando los siguientes daños:

- Acuífero y cultivos contaminados
- Vertido directo del efluente al río estacional o al terreno. Se percibe que el efluente no alcanza unos niveles de tratamiento adecuados por el aspecto del agua y los olores.

4.2.2.2. Aspectos cuantitativos

A. Caudales

Solamente entre el 70% y el 80% de la dotación de agua llega a la planta depuradora ya sea por su uso como por las pérdidas a través de los colectores. Sin embargo, a efectos de cálculos y margen de seguridad, se dimensiona a partir del caudal de agua suministrada [SAIN05].

En el caso de este proyecto, podría asumirse que el 30% del agua suministrada no acaba en el proceso de depuración debido a su consumo como bebida y en la preparación y consumo de alimentos, así como, en la práctica hábitos tradicionales como es el lavado de las ropas en cubos

de agua que posteriormente es vertida al terreno. Por otro lado, al no haber red de alcantarillado el caudal no se ve incrementado hasta la llegada a la planta depuradora. No obstante, tal y como se detalla en el párrafo anterior, no se ha aplicado ningún factor de corrección ni margen de seguridad porque al dimensionar con el caudal de dotación ya se están asumiendo estos márgenes.

El término caudal medio diurno se emplea en el diseño de plantas depuradoras de pequeños núcleos de población suponiendo que este se produce solamente en 16 horas [SAIN05]. Como los alumnos del internado de ESIL, se levantan a las 5:30 am y se van a dormir a las 21:30 pm, se considera para el diseño de los equipos y la red de saneamiento el caudal medio diurno.

Tabla 24: *Datos de los caudales.*

Caudales	
Dotación de agua internos (354 hab)	60 l/hab/día
Dotación de agua externos (400 hab)	25 l/hab/día
Q_m	1,30 m^3/h
Q_d	31,24 m^3/día
Q_{diurno}	1,95 m^3/h
$Q_{máx}$	9,36 m^3/h

B. Calidad del afluente

Aunque no se tengan datos reales de la concentración de contaminación biodegradable de las aguas residuales de ESIL, se entiende que presenta un patrón similar al típico en una pequeña aglomeración urbana de España (Tabla 25), aunque con algunas particularidades que permitirán definir las características de partida de los vertidos para el diseño de los equipos de tratamiento.

Tabla 25: Concentración promedio de aguas residuales domésticas en pequeñas aglomeraciones. Fuente: *Adaptación de la "Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones", Col. CHD Y OMICRON-AMEPRO.*

Parámetro	**Concentración**
DQO	400 - 600 mg O_2/l
DBO_5	250 - 300 mg O_2/l
SS	300 - 450 mg/l
NT	40 - 60 mg/l
PT	10 - 15 mg/l

Las particularidades son las siguientes:

- El uso de detergentes y jabones es muy reducido ya que muchos de los alumnos no tienen recursos para permitírselo y el lavado de las ropas se hace a través de cubos que se vierten al terreno. Esto implica que la concentración de fósforo total en las aguas sea muy baja.

- La concentración de nitrógeno total en las aguas residuales también es pequeña. Aunque se lleve a cabo actividad agrícola en la zona, las aguas residuales no contendrán compuestos orgánicos ni pesticidas relacionados con esta actividad debido a que no existe red de alcantarillado donde se puedan mezclar con estas.
- Los sólidos en suspensión, también reducidos, estarán formados principalmente por papel que se haya arrojado en el inodoro, tierra y arenas del suelo de la zona, que acaban en las duchas y lavabos.
- Por otro lado, los valores de la Tabla 25, son típicos para países desarrollados donde las concentraciones no son tan fuertes como en países subdesarrollados donde la cantidad de agua por habitante es mucho más reducida.

En consecuencia, de las particulares citadas, se decide establecer para el NT y el FT el valor mínimo del rango de concentración de la Tabla 25, un valor intermedio para los sólidos en suspensión y el valor máximo de los rangos de concentración para el resto de los parámetros.

Tabla 26: *Características de las aguas residuales de ESIL*

Parámetro	Concentración
SS	400 mg/l
DBO_5	300 mg O_2/l
DQO	600 mg O_2/l
NT	40 mg/l
PT	10 mg/l
$Coliformes_T$	3.000 NMP/100ml [(1)]

[(1)] Parámetro adaptado de "Eficiência da estacão de tratamento de águas residuais do Songo" Dirceu Feijão, 2017.

4.3. Diseño de la planta depuradora de ESIL

En este apartado se presentan las tecnologías no convencionales como la solución más llamativa a implementar en núcleos pequeños urbanos en su gestión de las aguas residuales. Se detalla cómo es la línea de flujo diseñada y se justifica por qué se ha optado por estas etapas de tratamiento frente a otras alternativas.

4.3.1. Plan de acción

En cuanto al actual sistema de depuración de las aguas residuales de ESIL se ha decidido inhabilitar las fosas sépticas que hay construidas por varios motivos:

Parece evidente, por las filtraciones que se están produciendo en el terreno, que las paredes de las fosas sépticas no están bien permeabilizadas. Los sólidos flotantes y sedimentados no han sido extraídos desde 2015, año en el que se construyeron las fosas. Además, al prescindir de planos, no se tiene conocimiento de cómo se construyeron. Finalmente, el número de fosas existente es elevado y muy dispersas siendo los efluentes emitidos directamente al suelo.

En la propuesta del nuevo diseño, se plantea la construcción de una nueva y única fosa séptica que recoja las aguas sucias procedentes de todos los edificios de ESIL. La mala gestión de las aguas residuales que existe actualmente no se atribuye a que la tecnología no sea la adecuada, sino a la falta de mantenimiento y tal vez, a un diseño inapropiado, aunque este último punto no se puede confirmar. De hecho, la fosa séptica lleva un tratamiento bastante completo ya que se dan tanto procesos físicos como biológicos, en las que se produce la separación de los sólidos y procesos anaerobios que transforman la materia orgánica en lodos y biogás.

Se decidió diseñar un sistema de tratamiento que incluyese un pretratamiento de desbaste y desarenado previo a las fosas. Por la ley mozambiqueña, se exige que tras el tratamiento de fosas sépticas se incluya un suelo filtrante, el cual no existe en la actual configuración de fosas en ESIL. Además, es necesario añadir un tratamiento secundario que redujese la concentración de demanda bioquímica química de oxígeno, el fósforo, nitrógeno total y la de coliformes totales hasta el nivel de exigido por la ley mozambiqueña. Tras contemplar varias tecnologías no convencionales extensivas, la implementación de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical se presentó como la mejor opción, como tratamiento secundario, tras pasar por las cámaras sépticas.

Los tratamientos que se contemplaron en su inicio y los motivos por los que se descartaron son los siguientes:

- *Infiltración-percolación:* No se recomienda en lugares donde haya mucha pluviometría.
- *Filtros de arena*: No se alcanza la reducción de nitrógeno exigida.
- *Lagunaje*: El lagunaje que se tendría que implementar sería una o varias lagunas de maduración. El problema es que requieren de mucho espacio y la colocación de estas en cadena serie.
- *Otro tipo de humedal artificial*: El único humedal que permitía reducir el contenido de nitrógeno total era el de flujo subsuperficial vertical.

Hoy día, existen fosas sépticas prefabricadas, sin embargo, debido a la geolocalización de ESIL y a la falta de especialistas y proveedores en la zona, se diseñan las fosas de hormigón armado que es el material recomendado en el Decreto N.º. 15/2004.

En la Figura 5, se muestra el diagrama de flujo de la nueva planta de depuración propuesta.

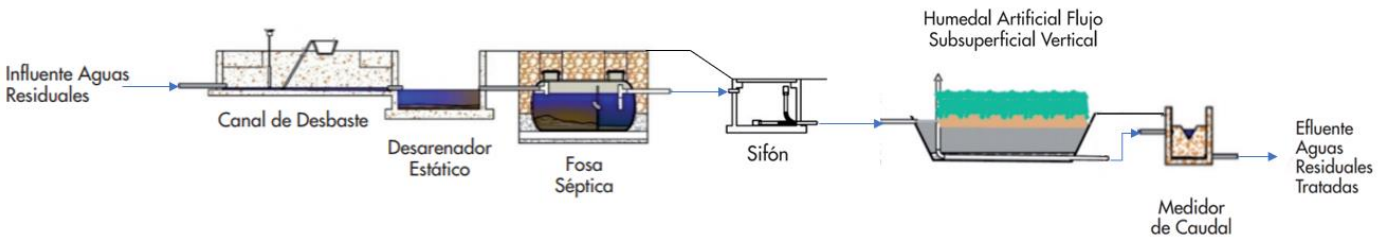


Figura 5: *Diagrama de flujo de la planta de depuración diseñada para ESIL*. Fuente: *"Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" Col. CEDEX y CENTA, Ed. 2010.*

Con frecuencia, las plantas depuradoras para el tratamiento de los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones urbanas se han concebido y diseñado como meros modelos a escala reducida de las grandes instalaciones de depuración. Como consecuencia directa de esta forma de actuar, las estaciones de depuración de los pequeños núcleos de población (en España) presentan unos costes de explotación y mantenimiento difícilmente asumibles por las administraciones locales en las que, en general, los recursos técnicos y económicos son muy limitados. Además, las aguas residuales procedentes de pequeñas aglomeraciones presentan características propias que deben tenerse en cuenta en el diseño de sus soluciones de tratamiento [CENT08].

4.3.2. Ubicación

Para la ubicación del sistema de tratamiento se ha tenido en cuenta que estuviese situado aguas abajo de las instalaciones de ESIL, dentro de la propiedad y que, en la medida de lo posible, estuviese lo más alejado posible de los cauces de los ríos para evitar la contaminación de los acuíferos. No obstante, las etapas de los tratamientos que se van a implementar están correctamente impermeabilizadas. Sin embargo, para que sea efectivo se ha de seguir un mantenimiento adecuado, en caso contrario, se pueden producir contaminaciones en el terreno.

La superficie total que ocupa la planta depuradora es de unos 790 m^2, por tanto, teniendo en cuenta lo descrito anteriormente se ha situado aguas abajo de la casa de los Jesuitas, que es el último edificio aguas abajo de ESIL y lo más alejado posible del cauce del arroyo más cercano.

4.3.3. Justificación de la solución optada

En la Resolución N.º 68/AMM/2016 Artículo 39, se indica que las fosas sépticas es el método de tratamiento preferente en áreas no cubiertas por la red pública de saneamiento y drenaje.

Tabla 27: *Niveles de tratamiento alcanzado con las tecnologías seleccionadas. Fuente: Adaptación de "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" Col. CEDEX y CENTA, Ed. 2010, [ORTE10].*

Tecnología	Nivel de tratamiento	Características					
		SS (%)	DBO_5 (%)	DQO (%)	NT (%)	PT (%)	$Coliformes_T$ (%)
Desbaste	Pretratamiento	5	-	-	-	-	-
Desarenado	Pretratamiento	5	-	-	-	-	-
Fosa séptica	Primario	50-60	20-30	20-30	-	-	-
HFSsV	Secundario	90-95	85-90	80-90	60-70	20-30	90-99

A los niveles de tratamiento de la Tabla 27, se les han aplicado tres factores de seguridad (2%, 4%,12% y 16%) dependiendo de la diferencia entre los límites de los rangos de los niveles de reducción que se pueden alcanzar en cada tratamiento, aplicándolo al límite de reducción más alto.

Tabla 28: *Reducción alcanzada de los principales parámetros de las aguas residuales tratadas de ESIL.*

Etapa	Concentración					
	SS (mg/L)	**DBO_5 (mg/L)**	**DQO (mg/L)**	**NT (mg/L)**	**PT (mg/L)**	**$Coliformes_T$ (NMP/100 ml)**
Inicial	400	300	600	40	10	3.000
Pretratamiento	361	300	600	40	10	3.000
Primario	153	214	427	40	10	3.000
Secundario	**11**	**25**	**58**	**13**	**7**	**149**
VLE	**60**	**40**	**150**	**15**	**10**	**500**

4.3.4. Diseño de las distintas etapas

4.3.4.1. Pretratamiento: Desbaste y desarenado

Las expresiones que se tienen para dimensionar los equipos de tratamiento son útiles para el diseño de plantas depuradoras de más de 2.000 h-e, lo que ha supuesto un problema ya que al tener caudales muy pequeños de agua los resultados que se obtienen no tienen sentido físico. Por ello, tanto en el desbaste como en el desarenado se diseña en función de la tipología de los equipos y posteriormente se realizan una serie de comprobaciones.

- **Desbaste**

A caudal mínimo, la velocidad de agua en el canal ha de ser ≥ 0,4 m/s y a caudal máximo ≥ 0,9 m/s, para evitar que decanten las arenas en el fondo del canal. Normalmente, se suele adoptar una velocidad de paso del agua a través de la reja ≤ 1,0 m/s a caudal medio y ≤ 1,4 m/s a caudal máximo [ORTE10]. Sin embargo, como no es posible diseñar a partir de las condiciones hidráulicas, se diseña a partir de las condiciones mínimas siguientes:

- Anchura del canal (W) ≥0,25 m.
- Altura del agua en el canal (h) ≥ 0,25 m.
- Tiempo de retención (a caudal máximo) ≥5 minutos.

Aun teniendo en cuenta estas premisas, es muy difícil cumplir con el límite que se exige de velocidad a 0,4 m/s a caudal mínimo, consiguiéndose, en general, velocidades menores [ORTE10]. Lo cual se corrobora al obtener, incluso con el caudal máximo, una velocidad de 0,04 m/s.

Tabla 29: *Dimensiones del desbaste*

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Anchura barrotes (e)	8	mm
Luz barrotes (E)	12	mm
Anchura del canal (W)	0,25	m
Colado (h)	0,25	m
Largo (L)	12,48	m
TRH (t_r)	5	min

- **Desarenado**

La superficie del desarenador se selecciona de forma que las partículas de arena con un diámetro mayor de 0,2 mm sedimenten a unas velocidades del orden de 1m/min. Para que esto ocurra, la longitud de desarenador ha de ser tal que permita que el tiempo que tarda en recorrerlo horizontalmente sea suficiente para que las partículas lleguen al fondo. Para su diseño se supone un desarenador de longitud L, altura h y ancho W. El tiempo en que la partícula tarda en llegar al fondo (t_s) y el tiempo de residencia de la partícula en el desarenador (t_r) vienen dados por las siguientes expresiones tomadas del "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" Col. CEDEX y CENTA, Ed. 2010, [ORTE10].

La altura del calado vendrá determinada por los equipos y las formas de operación y extracción de las arenas. Por tanto, para su diseño, se van a fijar los valores mínimos que aparecen en la Tabla 30 y posteriormente, se comprobará que no se supera la carga hidráulica máxima y que las dimensiones del canal tienen las dimensiones suficientes para cuando el caudal sea máximo. La gran dificultad que se presenta es mantener la velocidad de flujo horizontal a 0,3 m/s.

Tabla 30: *Valores recomendados para las variables de diseño de los desarenadores estáticos.* Fuente: Adaptación de CEDEX, 2007a y *"Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones" Col. CEDEX y CENTA, Ed. 2010, [ORTE10]*.

Parámetro	Desarenador estático
Carga hidráulica a caudal máximo (m^3/ m^2h)	≤ 70
Velocidad horizontal (m/s)	0,30
Tiempo de retención a caudal máximo (min)	1-2
Anchura (m)	> 0,3
Profundidad (m)	0,25-0,50
Longitud/anchura	-
Suministro de aire (Nm^3/min·metro de canal)	-

Tabla 31: *Diseño del desarenado*

Parámetro	Valor	Unidad
Longitud (L)	2,50	mm
Anchura (W)	0,3	mm
Colado (h)	0,2	m
TRH (t_r)	1	min
Tiempo de sedimentación (t_s)	1,67	min
Velocidad horizontal (m/s)	0,04	m/s
Velocidad de sedimentación (m/s)	0,003	m/s

- **Conclusiones**

A la vista de los resultados obtenidos, se decide que es mejor no implementar una fase de pretratamiento. El motivo es debido a que no se alcanzan los valores mínimos de velocidad

hidráulica a caudal mínimo existiendo el riesgo de estanqueidad. Por consiguiente, la inversión en su instalación no sería rentable ya que no se asegura que el diseño tenga efectividad en el tratamiento. Se ve como mejor solución invertir esfuerzos en conseguir una buena concienciación de la población de ESIL sobre las prácticas de uso de los inodoros para que no se viertan papeles u otros elementos por los inodoros. En cuanto a la reducción del nivel de concentración de los sólidos totales en suspensión se seguiría cumpliendo su emisión mínima, aunque se prescindiese de esta etapa, de 11 a 12 mg/L (ver Tabla 32):

Tabla 32: *Nivel de tratamiento prescindiendo del pretratamiento.*

Etapa	Concentración					
	SS (mg/L)	DBO_5 (mg/L)	DQO (mg/L)	NT (mg/L)	PT (mg/L)	$Coliformes_T$ (NMP/100 mL)
Inicial	400	300	600	40	10	3.000
Primario	170	214	427	40	10	3.000
Secundario	**12**	**25**	**58**	**13**	**7**	**149**
VLE	**60**	**40**	**150**	**15**	**10**	**500**

4.3.4.2. Tratamiento Primario: Fosa séptica

- **Criterios de diseño según la ley de Mozambique**

  - **Características generales de la instalación**

Los puntos siguientes detallan las consideraciones que se han de tener en las conexiones de entrada y salida a la fosa séptica. Se encuentran en el Artículo 40 de la Resolución N.º 68/AMM/2016.

- Es obligatorio conectar un sifón hidráulico entre los dispositivos de utilización y la conexión a la fosa séptica.
- La tubería de entrada a la fosa ha de tener un **diámetro mínimo de 110 mm** al igual **que la tubería de salida**. Esta última deberá terminar en T o en curva con una prolongación mínima de 60 cm bajo el nivel del fluido para evitar la salida de espumas.
- La **inclinación** del fondo de la fosa, comentada anteriormente, ha de ser como **mínimo de 1,5%.** La intención de esta pendiente es facilitar las operaciones de limpieza.
- La fosa ha de disponer de **al menos dos cámaras**. Cada cámara ha de disponer de una apertura con dimensiones suficientes que permitan el acceso del personal para su limpieza. Se ha de disponer de al menos dos chimeneas de ventilación garantizando la ventilación de todas las cámaras.

Para el diseño e implementación de fosas sépticas en Mozambique se han de tener en cuenta una serie de puntos exigidos por la ley mozambiqueña en el Decreto N.º. 15/2004:

- **Implementación** (Articulo 189 puntos 1, 3 y 4):
  - Es obligatoria la implementación complementaria de un sistema de filtración tras la fosa.
  - Distancia mínima de 30 m a puntos de origen de agua.
  - La cubierta de la fosa no puede estar a más de 0,5 de profundidad.
- **Diseño de los compartimentos** (Artículo 192):
  - Dos o más compartimentos (cámaras).
  - Los compartimentos han de tener el fondo inclinado en dirección a las aberturas de acceso a la extracción de los lodos.
- **Naturaleza de los materiales** (Artículo 193):
  - Las fosas preferiblemente han de estar construidas de **hormigón armado** y asegurar la resistencia estructural y estanqueidad en conformidad al *artículo 88*.

Cálculo de las dimensiones de la Fosa Séptica

Para la obtención de las dimensiones de la fosa séptica se recurre a las expresiones facilitadas por la OMS y a la ley de Mozambique. En este apartado se muestra el desarrollo del cálculo de las dimensiones, así como la justificación de ciertas suposiciones.

$$V_T = A + B$$

V_T = Volumen total del tanque (m^3).

A = Volumen diario que entra en el tanque séptico (m^3).

B = Volumen de lodos y fangos (m^3).

$$A = P \times q \times t_r$$

$$B = P \times N \times F \times S$$

Siendo:

P = número de personas (hab).

q = Flujo de agua residual (l/hab/día)

t_r = tiempo de retención

Si la tasa de agua residual que llega a la fosa séptica es Q_d m^3/día, se recomienda que el tiempo de retención sea:

Tabla 33: *Tiempo de retención en la Fosa Séptica*

Caudal del efluente	t_r (h)
$Q_d < 6 m^3$/día	24
$6 < Q_d < 14$ m^3/día	33 -1,5·Q_d
$Q_d > 14$ m^3/día	12

Fuente: *Guide to the Development of on-Site Sanitation, © WHO, 1992.*

Como el Q_d es 31,24 m^3/día, el tiempo de retención en la cámara será de 12 horas.

$$A = \left(400\ hab \times 25 \frac{L}{hab \cdot día} + 354\ hab \times 60 \frac{L}{hab \cdot día}\right) \times 0{,}5\ día = 16{,}25\ m^3$$

N = extracción de lodos. Se considera que cada año se extraerán los lodos de la cámara.

f = factor que relaciona la tasa de digestión de los lodos con la temperatura y el intervalo de desalojo.

Tabla 34: *Valor del factor de dimensionamiento (f) del volumen de las cámaras para el almacenamiento de los lodos.*

Intervalo de tiempo de extracción de lodos	*f*	
	Temperatura ambiente (°C)	
	> 20	>10
1	1,3	1,5
2	1	1,5
3	1	1

Fuente: *Guide to the Development of on-Site Sanitation, © WHO, 1992.*

Para el diseño de la Fosa Séptica de ESIL se ha considerado que los lodos se van a extraer cada año (N=1).

S = Tasa de acumulación de lodos. Se consideran 0,06 m^3/año (Franceys, Pickford & Reed (1992) 'Guide to the development of on-site sanitation'. World Health Organization, Geneva.).

$$B = 754 \times 1 \times 1{,}3 \times 0{,}06 = 58{,}81\ m^3$$

La capacidad total del tanque séptico es de:

$$V_T = A + B = 75{,}06\ m^3$$

Una vez calculada la capacidad que ha de tener el tanque, es necesario determinar la profundidad, el largo y el ancho.

A continuación, se indican las siguientes pautas de la OMS para determinar las dimensiones mínimas internas de un tanque séptico rectangular [WHO_92]:

1. La altura del líquido, desde el fondo tanque al tubo de salida, no ha de ser menor de 1,2 m, siendo preferible una altura de al menos 1,5 m. El espacio entre el techo y el nivel del agua no puede ser menor de 300 mm.

2. La anchura (W) de al menos 600 mm. Algunos códigos de práctica recomiendan que el largo ha de ser unas 2 o 3 veces mayor que el ancho.

3. Si el tanque tiene un ancho de W, la primera cámara ha de tener un largo de 2W y la segunda cámara una longitud igual a W.

Sin embargo, no solo con estas pautas es suficiente para determinar las dimensiones pues se ha de tener en consideración la ley vigente en el Decreto N.º 30/2003 en el que se establece las relaciones de dimensión que han de tener las fosas diseñadas. Por ello, se han combinado en el diseño de la fosa las pautas de la OMS con lo establecido por la ley de Mozambique la cual permite una relación entre la longitud y anchura de hasta 5:1, una altura mínima del efluente de 1,20 m y una máxima de 2 m (ver Tabla 35).

Se diseñan dos compartimentos, ya que tras varios estudios la eficiencia es mejor (Laak, 1980), siendo el primer compartimento el doble que el segundo.

Tabla 35: *Relaciones de las dimensiones de una fosa según el número de compartimentos.* Fuente: *Decreto N.º 30/2003 del Boletim da República de Moçambique.*

Relações dimensionais das fossas

Número de compartimentos	Relação comprimento / largura	Altura máxima do efluente (m)	Capacidade relativa entre compartimentos		
			C1	C2	C3
1	2/1 a 3/1	≥ 1,20 e ≤ 2,00			
2	Até 5/1		C1 = 2 C2	C2 = C1/2	
3			C1 = C2+C3	C2 = C3	C3 = C2

Por consiguiente, estableciendo una altura máxima del efluente en 2 m y estableciendo una relación largo/ancho a 2:1 y conociendo el volumen total necesario:

$$75{,}06\ m^3 = W \times h \times L \rightarrow 75{,}06\ m^3 = W \times 2 \times 2W \rightarrow 4{,}33\ m$$

$$L = 8{,}6\ m$$

Se añaden 0,3 m en la altura de la fosa y se obtienen los resultados de la Tabla 36. La superficie total que ocupa la fosa es 55,5 m^2.

Tabla 36: *Dimensiones de la fosa séptica de acuerdo con la ley mozambiqueña.*

	Dimensiones (m)	
	Cámara 1	Cámara 2
Altura (h)	2,3	2,3
Ancho (W)	4,3	4,3
Largo (L)	8,6	4,3

4.3.4.3. Tratamiento Secundario: HAFSsV

Se ha diseñado el humedal artificial subsuperficial de flujo vertical (HAFSsV) con el apoyo de una serie de manuales y guías de humedales artificiales: *"Constructed Wetlands Manual"* de United Nations Human Settlements Programm, en el *"Manual de depuración de aguas residuales urbanas"* de Alianza por el Agua y la colaboración de CENTA y el *"Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones"* de la colaboración de CENTA y CEDEX.

- **Parámetros de diseño**

  - **Datos previos:**

Para el diseño de los HAFSsV hay que definir la superficie necesaria, su profundidad, el tipo de vegetación y el sustrato filtrante. Para poder determinar lo anterior son necesarios los datos previos siguientes:

- **Temperatura de operación:** En los humedales de flujo vertical se toma la temperatura media del mes más frío del año. El mes de más frío es Julio con una temperatura media de 15 °C (Tabla 5).
- **Concentración de DBO_5 que se desea alcanzar en el agua tratada:** La concentración de DBO_5 a la salida del tratamiento primario es de 214 mgO_2/L y a la salida del humedal se desea conseguir un valor menor de 40 mg O_2/L (Tabla 28).
- **Concentración de NT que se desea alcanzar en el agua tratada:** La concentración de nitrógeno es la que más se precisa eliminar, ya que, hasta el momento, en ninguna de las etapas anteriores su valor se ha modificado. Por ello, es importante conocer para el diseño del humedal el valor de entrada y salida de la concentración de N_T: 40 y 10 mg/ L respectivamente.
- **Caudal medio diario:** 31,24 m^3/d (Tabla 24).

  - **Parámetros de diseño**

- **Profundidad:** Es de 0,8m. Cuando los humedales de flujo vertical tienen un tratamiento previo este suele ser el valor de diseño.
- **Sustrato:** Se disponen tres capas, en primer lugar, una capa superficial de 15 cm compuesta por arena gruesa, seguida de una capa de 50 cm de gravilla (3 - 8mm) y finalmente, en la última capa donde se sitúan las tuberías de drenaje y las tuberías de ventilación, se dispondrá una capa de 15 cm de grava (25 - 40 mm).

Tabla 37: *Características de los medios empleados en los sistemas con flujo subsuperficial.* Fuente: *Reed et al, 1995.*

Tipo de medio	**Tamaño efectivo D_{10} (mm)**	**Porosidad n**	**Conductividad** hidráulica (ks) $m^3 / m^2 . d$
Arena gruesa	2	28-32	100-1000
Arena gravosa	8	30-3 5	500-5000
Grava fina	16	35-38	1000-10000
Grava media	32	36-40	10 000-50 000
Roca gruesa	128	38-45	50 000-250 000

Para el cálculo de la superficie del humedal se emplea un factor de porosidad del 32%.

- **Superficie:** Se ha calculado a partir de los datos previos, la porosidad del sustrato y de la profundidad del humedal. Se han calculado dos áreas, dimensionando a partir de las concentraciones de los contaminantes (DBO_5 y nitrógeno) eligiendo la de mayor valor.

- **Vegetación:** Para la elección del tipo de vegetación, se ha dado prioridad a la búsqueda de macrófitas locales. Por tanto, se plantarán de una única especie y en concreto, la Phragmites Australis. La densidad de plantación se hará de 6 unidades/m^2.

Cálculo de la superficie del HASsFV

Para calcular la superficie necesaria del humedal artificial subsuperficial de flujo vertical, es necesario realizar los cálculos teniendo en cuenta tanto la reducción de DBO_5 que se quiere conseguir, como la concentración final de nitrógeno total del efluente. Para ello, se han realizado los cálculos de la superficie por medio de la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Q_d(\ln C_i - \ln C_e)}{K_{DBO_5} \text{ó } K_{NT}}$$

Siendo:

A_s = Superficie de la base (m^2).

Q_d = Caudal medio diario (m^3/d).

C_i = Concentración del contaminante en el influente (mg/L).

C_e = Concentración del contaminante en el efluente (mg/L).

K_{NT} = Constante de degradación de nitrógeno en función de la temperatura (m/d).

K_{DBO5} = Constante de biodegradación en función de la temperatura (m/d).

K_{DBO5} o K_{NT} se obtiene a partir de la expresión $K_T$dn:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)}$$

K_{20} = Constante de degradación a una temperatura de 20°C (d^{-1}).

T = Temperatura operacional del sistema (°C).

d = Profundidad de la columna de agua (m).

n = Porosidad del sustrato medio (% expresado en fracción).

Tabla 38: *Valores de K_{20} y θ para cada tipo de contaminante para HASsFV.* Fuente: *Adaptación tabla del "Manual de depuración de aguas residuales urbanas" Alianza por el agua colaboración de Centa.*

	DBO_5	**NT**
K_{20} (d^{-1})	1,104	$0{,}01854+0{,}3922h_r^{2{,}6077}$
θ	1,06	1,048

Donde h_r es la profundidad del lecho ocupado por la rizosfera en metros, que considerando los 0,8 m de profundidad del humedal se obtiene un valor del coeficiente K_{20} de 0,23772 d^{-1}.

Según los parámetros de diseño descritos en el apartado anterior y las consideraciones de descritas para el cálculo superficial del HASsFV se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 39: *Resultados de los cálculos para la superficie del HASsFV.*

	DBO5	**NT**
K_T	0,82497 d^{-1}	0,18804 d^{-1}
K	0,19799 m/d	0,04513 m/d
As	264 m^2	**738 m^2**

A la vista de los resultados obtenidos en la Tabla 39, para que sea posible reducir el nitrógeno total hasta el valor límite de emisión establecido por la ley de Mozambique, es necesario construir un humedal con una superficie de al menos 738 m^2.

- **Criterios de construcción**

  - **Confinamiento:**

    - Configuración geométrica cuadrada (**relación longitud/ancho = 1/1**). Por tanto, con un A_s de 738 m^2 y la relación 1:1, la superficie de la base del **humedal tendrá un lado y un ancho igual a 27,2 m**.

    - Dividir la superficie del humedal en celdas permite una mejor distribución de las aguas residuales y una mayor flexibilidad de operación. Por consiguiente, se divide la superficie total en dos celdas.

- La coronación de los **taludes** del confinamiento tendrá una mayor altura que el nivel del terreno circundante. De este modo, en la época húmeda se evitará que los materiales arrastrados por las lluvias se inserten dentro del humedal. Se les dispone de una **inclinación de 45º**.
- La **inclinación del fondo** del humedal, desde la entrada del afluente a la salida, es de **1º**.
- Muy importante es el lavado de las gravas antes para evitar el filtrado de finos que bloquearían los espacios vacíos.
- Para impermeabilizar el confinado se propone lo siguiente: Aprovechando que se trata de un terreno arcilloso, se compactará el suelo por tongadas de 10 cm de espesor hasta los 30 cm para conseguir una permeabilidad inferior a 10^{-6} cm/s. Sin embargo, al no disponer de personal cualificado para su construcción y queriéndose asegurar la impermeabilidad del confinado, se decide cubrir la superficie con una lámina plástica de, al menos, 1 mm de espesor.

- **Elementos de entrada y salida**

  - La entrada de agua residual en los humedales verticales se hacía de manera intermitente. Como se desea evitar el consumo de energía, se ha decidido implementar un sifón de descarga controlada a la entrada del humedal.
  - Empleo de tuberías perforadas para distribuir el agua a tratar en la zona de entrada al humedal. Las tuberías tendrán un diámetro de 32 mm con orificios de 3 mm separados cada 0,6 m. Se dispondrán con 1 m de distancia entre ellas.
  - Las tuberías de drenaje tendrán un diámetro de 100 mm con perforaciones de 5 mm de diámetro cada 0,5 m.
  - Los tubos de ventilación se dispondrán a una distancia de 2 m entre las tuberías de drenaje, es decir, una chimenea por cada 4 metros cúbicos.
  - La velocidad de alimentación debe ser superior a la velocidad de infiltración en el sustrato con el objetivo de distribuir sobre la mayor cantidad de superficie del sustrato.
  - El efluente se recoge en el conjunto de tuberías de drenaje que están dispuestas en el fondo del humedal. El agua se conduce a la arqueta de salida. Se ha de evitar que las tuberías entren en carga para garantizar la aireación.

4.4. Diseño red hidráulica de saneamiento

- **Criterios de diseño según la ley de Mozambique**

En el Artículo 109 del Decreto N.º 30/2003 del Boletín de la República de Mozambique, se especifican los criterios que se deben de seguir en el dimensionamiento de la red de colectores de las aguas residuales. La combinación de las siguientes reglas, según este Decreto, permitirá lograr minimizar los costes globales de la instalación:

- La velocidad del caudal máximo, en aguas residuales domésticas, no debe exceder de **3 m/s**. La altura de la lámina de agua no debe exceder al **0,5 de la altura total** si el diámetro de la tubería es inferior a 500 mm y el 0,7 para diámetro superiores.
- Para colectores domésticos, **la velocidad del caudal medio** al inicio de la **explotación no debe ser inferior a 0,6 m/s**. En el caso de que conseguir este punto fuese inviable, como en colectores de cabecera, se recomienda establecer pendientes que garanticen una velocidad de al menos 0,15 m/s para una altura de lámina de agua igual o superior al 5% de la altura de la sección completa.
- Las **pendientes de inclinación** de los conectores deben estar comprendidas entre el **0,3% y el 15%.** Las excepciones han de estar justificadas.

Según el Artículo 111 de este mismo Decreto, el **diámetro nominal mínimo** admitido en los colectores es de **200 mm**.

En el Artículo 113, se establece que los colectores de agua residual han de estar lo suficientemente alejados de las tuberías de abastecimiento de agua para evitar posibles contaminaciones, siendo dicha distancia de no menos de 1m.

En cuanto a los requisitos estructurales de los colectores, se estable en el Artículo 114 que la capacidad de resistencia al aplastamiento ha de ser igual o mayor al aplastamiento que impongan las cargas del terreno y por las sobrecargas rodantes o fijas sobre estos.

En el Decreto N.º 15/2004 Artículo 131, se establece que el diámetro nominal mínimo en los ramales de enlace es de 125 mm. Sin embargo, en el Artículo 27 punto 3 de la Resolución N.º 68/AMM/2016 decreta que los ramales de enlace de las aguas residuales domésticas en edificios unifamiliares es de 110 mm y de 150 mm para el resto.

- **Método de diseño**

Antes de comenzar con el diseño, se han comprobado los diámetros que se comercializan en Mozambique de PVC para redes hidráulicas de saneamiento. En la Tabla 40, se muestra los diámetros de tuberías del Grupo Politejo y sus distintas gamas donde se ha marcado en rojo la gama de interés para redes de saneamiento.

Como los caudales son muy pequeños, se diseña a partir del diámetro mínimo establecido por el reglamento exigido por la ley de Mozambique para evitar obstrucciones: La casa de los Jesuitas se considera como casa unifamiliar (110 mm), el resto de tramos de enlace con la tubería principal (150 mm) que según los diámetros del fabricante de la Tabla 40, de 160 mm y finalmente la tubería que recoge las aguas de todos los enlaces de cabecera de 200 mm. En resumen, los tramos 1, 2, 4, 6, 8, 9, 10 y 11 son tramos de cabecera, el resto son tramos de la red principal de saneamiento.

Tabla 40: *Gama de tuberías Grupo Politejo.* Fuente: *Grupo Politejo.*

GAMA	PRESSÕES PN(Kg/cm2)	DIÂMETROS (mm)															
HIDROPRESS	6	63	75	90	110	125	140	160	180	200	250	315	400	500	630	710	800
	10	63	75	90	110	125	140	160	180	200	250	315	400	500	630	710	800
	16	63	75	90	110	125	140	160	180	200	250	315	400				
SANICOL	4	140	160	200	250	315	400	500	630	710	800						
POLIDOM	4	32	40	50	63	75	90	110	125								
POLIUNI	2.5	32	40	50	63	75	90	101	110	125	140	160	200	250	315	400	500
		630	710	800													
		DIÂMETROS (")															
POLIDUR	10	1/2	3/4	1	11/2	2	21/2										

Para el diseño, se aplica la fórmula de Manning considerando en todo momento las velocidades máxima y mínima de 3 y 0,6 m/s respectivamente y, la ecuación de continuidad, que en este caso el área es el área hidráulica, que ha de tener un calado no mayor del 50%.

$$v = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad ; \quad Q = v \cdot A$$

Siendo i la pendiente de la línea de energía considerada de un 1%, n el coeficiente de Manning que para el material de PVC en buen estado es 0,009 y R_h el diámetro hidráulico en metros:

$$R_h = \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right) \cdot D$$

Donde θ el ángulo de llenado.

Combinando estás tres ecuaciones se obtiene la siguiente expresión que permite despejar el ángulo de llenado:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left[\frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right) \cdot D\right]^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{8}(\theta - \sin\theta) \cdot D^2$$

En primer lugar, se comprueba que la velocidad a caudal medio de diseño en los tramos de enlace con la tubería principal de drenaje sea superior a 0,6 m/s.

En la Tabla 41, se observa como en los tramos 1, 4, 6 y 8 no se alcanza la velocidad de 0,6 m/s mínima exigida en los colectores de cabecera. Se ha aumentado la pendiente de inclinación de la tubería hasta el límite de 15% para conseguir velocidades mayores que superan los 0,15 m/s pero con un calado inferior al 5%. Dicho calado, no es posible incrementarlo ya que supondría disminuir el diámetro de las tuberías.

Tabla 41: *Diseño de la red de saneamiento con el Q_{medio} diario.*

Tramo	Q_{medio} (m^3/s)	θ (rad)	DN/DI (mm)	R_h (mm)	v (m/s)	t (mm)	Calado	i
1	7,23E-06	0,34	160	0,75	0,36	1,13	1%	15%
2	1,16E-04	0,61	200	3,06	0,62	4,63	2%	7%
3	1,23E-04	0,62	200	3,15	0,63	4,77	2%	7%
4	6,25E-06	0,33	160	0,70	0,34	1,06	1%	15%
5	1,29E-04	0,63	200	3,22	0,64	4,88	2%	7%
6	4,17E-06	0,30	160	0,58	0,30	0,88	1%	15%
7	1,33E-04	0,63	200	3,26	0,65	4,95	2%	7%
8	4,17E-06	0,37	110	0,64	0,32	0,96	1%	15%
9	2,08E-04	0,81	160	4,21	0,77	6,43	4%	7%
10	1,04E-04	0,69	160	3,07	0,62	4,66	3%	7%
11	1,04E-04	0,69	160	3,07	0,62	4,66	3%	7%
12	2,08E-04	0,70	200	4,00	0,74	6,09	3%	7%
13	2,08E-04	0,70	200	4,00	0,74	6,09	3%	7%
14	3,62E-04	0,80	200	5,15	0,88	7,87	4%	7%

También, se ha de comprobar que el ángulo mojado y calado a caudal máximo. Por ello, en la Tabla 42 se muestran los mismos datos de partida del ensayo a caudal medio. Se observa, como al tener un caudal mayor con la misma sección de tubería, aumenta la sección mojada y consecuentemente, la velocidad. El calado también aumenta en todos los tramos, aunque en los tramos 1, 4, 6 y 8 no se alcanza el 5%, no obstante, la velocidad en el tramo 1 roza los 0,6 m/s, y en los otros 3 se consigue una velocidad de 0,5 m/s.

Tabla 42*: Diseño de la red de saneamiento con el $Q_{máximo}$ diario.*

Tramo	$Q_{máx}$ (m^3/s)	θ (rad)	DN/DI (mm)	R_h (mm)	v (m/s)	t (mm)	Calado	i
1	7,533E-05	0,80	160	2,87	0,59	4,39	4%	15%
2	7,024E-04	0,94	200	6,99	1,07	10,75	5%	7%
3	7,383E-04	0,95	200	7,15	1,09	11,00	6%	7%
4	6,710E-05	0,62	160	2,70	0,54	3,80	2%	15%
5	7,690E-04	0,96	200	7,28	1,10	11,22	6%	7%
6	4,874E-05	0,57	160	2,16	0,49	3,27	2%	15%
7	7,894E-04	0,96	200	7,37	1,11	11,36	6%	7%
8	4,874E-05	0,73	110	2,35	0,52	3,58	3%	15%
9	1,141E-03	1,21	160	9,14	1,28	14,31	9%	7%
10	6,443E-04	1,06	160	7,05	1,08	10,92	7%	7%
11	6,443E-04	1,06	160	7,05	1,08	10,92	7%	7%
12	1,141E-03	1,05	200	8,71	1,24	13,50	7%	7%
13	1,141E-03	1,05	200	8,71	1,24	13,50	7%	7%
14	2,599E-03	1,28	200	12,66	1,60	19,93	10%	7%

5. CONCLUSIONES

En cuanto al sistema de abastecimiento de agua se llegan a las siguientes conclusiones:

- Con los recursos económicos y fuentes de energía limitados que posee ESIL es físicamente inviable implementar un sistema de riego que 10 hectáreas de cultivos puesto que no se disponen de bombas solares sumergibles que puedan suministrar un caudal de agua diario tan elevado. En un futuro, si ESIL pudiese conectarse a la red eléctrica nacional existiría la posibilidad de implementar una bomba sumergible trifásica que suministrara dicho caudal.

- Se observa que los diámetros interiores obtenidos en la red hidráulica son inferiores al diámetro interior mínimo exigido por la ley. Sin embargo, es imposible alcanzar la velocidad mínima exigida en el primer año de explotación de 0,3 m/s con el diámetro mínimo de 50 mm establecido por el reglamento de Mozambique. Por el contrario, se alcanzarían velocidades menores de 0,3 m/s, por lo que existe una contradicción entre el artículo 24 y 27 del Decreto N.º 30/2003. Por consiguiente, se justifica la elección de estos diámetros en la búsqueda de un equilibrio entre las necesidades físicas del sistema para hacer llegar el agua a todas las tomas y sin distar mucho de lo exigido por los dos artículos.

Sobre el diseño del sistema de gestión de aguas residuales, se puede concluir lo siguiente:

- La inversión en la instalación de la etapa de pretratamiento con equipos de desbaste y desarenado no sería rentable ya que no se asegura que el diseño tenga efectividad en el tratamiento. Se ve como mejor solución invertir esfuerzos en conseguir una buena concienciación de la población de ESIL sobre las prácticas de uso de los inodoros para que no se viertan papeles u otros elementos por los retretes. Con la eliminación de esta etapa no se ven afectados negativamente los valores finales de emisión de las aguas tratadas.

- En la red de saneamiento, se ha de destacar que aun aumentando la pendiente al 15%, máximo exigido por la ley, no se alcanzan los valores mínimos de velocidad tanto para caudal medio como para caudal máximo ni el calado mínimo en cuatro tramaos de la red. Sin embargo, se hace imposible aumentar la velocidad y a la vez el calado porque existe un compromiso entre ello, ya que, por ejemplo, incrementar el calado supondría disminuir por debajo del diámetro mínimo las tuberías. Sin embargo, para evitar posibles obstrucciones se ha dado prioridad a estos límites de diámetro y se ha buscado una solución aumentando al máximo posible la inclinación de las tuberías.

BIBLIOGRAFÍA

[HUER13] R. Huertas y C. Marcos (CHD), N. Ibarguren y S. Ordás (OMICRON-AMEPRO). "*Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones"*, 2013.

[MANC14] JA. Mancebo Piqueras, J. San Román Ortiz, UPM. *"Agua y saneamiento en ámbitos rurales",* Planteamiento general en cooperación al desarrollo. Rev. 2014

[HALL01] F. Hall & R. Green. *"Building services"*, 4º Ed. 2007.

[SAIN05] JA. Sainz Sastre. *"Tecnologías para la sostenibilidad. Procesos y operaciones unitarias en depuración de aguas residuales",* 1ª Ed. 2005.

[CENT08] Alianza por el agua con la colaboración de CENTA. "*Manual de depuración de aguas residuales urbanas",* 2008.

[ORTE10] E. Ortega de Miguel y Y. Ferrer Medina (CEDEX), JJ. Salas Rodríguez, C. Aragón Cruz y A. Real Jiménez (CENTA). "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones", 2010.

[DELG10] O. Delgadillo, A. Camacho, L. F.Pérez y M. Andrade. *"Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales",* Ed. Nelson Antequera Durán 2010.

[WHO_92] *WHO*. "*Guide to the Development of on-Site Sanitation"*, Ed. 1992.

[UNHA08] United Nations Human Settlements Programme (UN-HABITAT). *"Constructed Wetlands Manual"*, Ed. 2008.

[VILC10] J. Vilchez Porras (EOI). "*Redes de saneamiento"*, Ed. 2010.

[CRIT91] W. Critchley Y K. Siegert. "Water Harvesting"- A manual for the Design and Construction of Water Harvesting Schemes for Plant Production, Ed.91.

[SMIT14] M. Smith, G. Muñoz y J. Sanz. *"Irrigation Techniques for Small-scale Farmers: Key Practices for DRR Implementers"*, FAO 2014.

[VELA10] A.D. Velarde del Castillo (Universidad Nacional del Altiplano – Escuela Profesional de Ingeniería Civil). *"Abastecimiento de agua y alcantarillado",* 2010.

[EMAC12] EMACSA. *"Norma EMACSA de abastecimiento de agua",* 2012.

[MEND10] G. E. Mendoza Gómez. *"Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Suculique y diseño del pavimento para la aldea llano grande, Municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango"*, 2010.

ANEXO I: CÁLCULOS ADICIONALES

A. Caudales

Caudal medio

$$Q_m = \frac{P \times D}{24.000}$$

Caudal diario

$$Q_d = Q_m \times \frac{24\ h}{1\ día} = 1{,}84\ \frac{m^3}{h} \times \frac{24\ h}{1\ día} = 31{,}24\ \frac{m^3}{día}$$

Caudal diurno

$$Q_{diurno} = \frac{Q_d}{16} = 1{,}95 \frac{m^3}{h}$$

Caudal máximo

$$Q_{max} = Q_{diurno} \times \left(1{,}15 + \frac{2{,}575}{{Q_{diurno}}^{0{,}25}}\right) = 9{,}36 \frac{m^3}{h}$$

B. Habitantes equivalentes

$$Población\ equivalente = \frac{Q_d\left(\frac{m^3}{día}\right) \times DBO_5\left(\frac{L}{m^3}\right)\left(\frac{g}{L}\right)}{60 \frac{g}{hab \cdot día}} = \frac{32{,}24 \times 300}{60} = 156{,}2\ h - e$$

C. Niveles de reducción de los equipos a instalar en ESIL

Tabla 43: *Niveles de reducción de los parámetros contaminantes de los equipos seleccionados en ESIL.*

Tecnología	Nivel de tratamiento	Características					
		SS (%)	DBO_5 (%)	DQO (%)	$N\text{-}NH_{4+}$ (%)	NT (%)	PT (%)
Desbaste	Pretratamiento	5	-	-	-	-	-
Desarenado	Pretratamiento	5	-	-	-	-	-
Fosa séptica	Primario	57,6	28,8	28,8	-	-	-
Lagunaje	Secundario	67,2	81,6	76,8	58,8	67,2	52,8

D. Pretratamiento

Diseño del desbaste

Determinación del canal y su calado:

$$W = \left(\frac{Q}{v \times h} \times \frac{E+e}{E} \times C\right);\ \ h = \left(\frac{Q}{v_c} \times \frac{1}{W}\right)$$

Siendo:

W = ancho del canal en la zona de las rejas (m): incógnita.

Q = Caudal máximo que pasa por el canal (m^3/s): (9,36/3.600) m^3/s.

v = velocidad máxima de paso del agua entre los barrotes (m/s). valor usual: 1,4 m/s.

v_c = velocidad del agua en el canal a caudal máximo (m/s): 0,9 m/s.

h = altura del agua en el canal aguas arriba de la reja (m): incógnita.

e = ancho de barrotes (mm): 8 mm.

E = separación de barrotes (mm): 12 mm.

C = coeficiente de seguridad que tiene en cuenta el grado de colmatación de la reja. Normalmente se adopta un valor de 1,3 (30% de colmatación).

$$t_r = \frac{L}{v_n} = \frac{L \times W \times h}{Q} \rightarrow 5 \times 60 = \frac{L \times 0{,}25 \times 025}{\frac{9{,}36}{3.600}} \rightarrow L = 12{,}48\ m$$

Siendo:

v_n = velocidad de desplazamiento horizontal de las partículas. Es igual a la velocidad del flujo en el canal (m/s).

Q = caudal máximo de agua residual (m^3/s).

t_r = tiempo de retención en el canal de desbaste (s).

A partir de la longitud obtenida del canal de desbaste, se obtiene una velocidad en el canal de:

$$t_r = \frac{L}{v_n} = \frac{12{,}48}{5 \times 60} = 0{,}04\ m/s$$

Diseño del desarenado

$$t_s = \frac{h}{v_s}\ \ ;\ \ t_r = \frac{L}{v_n} = \frac{L \times W \times h}{Q}$$

Siendo:

t_s = tiempo (s).

v_s = velocidad de sedimentación para la partícula situada en la posición más desfavorable (m/s).

h = profundidad o colado (m).

L = longitud (m).

Se ha de comprobar que al realizar los cálculos se cumpla que $t_s<t_r$ para demostrar que la partícula alcance el fondo.

$$v_s = \frac{Q}{L \times W}; \qquad S = L \times W; \qquad S_t = h \times W = \frac{Q(m^3/s)}{0{,}3(m/s)}$$

Siendo:

Q = Caudal máximo de agua residual a tratar (m^3/h).

v_n = Velocidad del flujo horizontal (m/s).

S = Superficie sedimentable (m^2).

S_t = Superficie transversal (m^2).

En la Tabla 44 se indican los datos de partida, es decir, los parámetros que se conocían de antes, los que se han fijado según las valores mínimos recomendados para el diseño, los datos desconocidos y finalmente, aquellas comprobaciones que se han de llevar a cabo para comprobar el buen diseño.

Tabla 44: *Datos de partida para el diseño de desarenado.*

Datos conocidos:	
v_n (m/s)	0,04
h (m)	0,25
W (m)	0,3
t_r (min)	2
Parámetros desconocidos:	
L (m)	
S_t y S (m^2)	
v_n (m/s)	
t_s (s)	
Comprobaciones:	
$t_s<t_r$	
$Q_{max}/S \leq 70$ $m^3/m^2 \cdot h$	

$$L = v_n \times t_r = 0{,}04 \times 5 \times 0{,}04 = 2{,}5\ m$$

$$S_t = h \times W = 0{,}25 \times 0{,}3 = \ 0{,}08\ m$$

$$t_s = \frac{h}{v_s} = \frac{0{,}25}{0{,}003} \times 60 = 1{,}20\ min\ >\ t_r\ \rightarrow No\ es\ válido$$

Por tanto, se decide disminuir el colado 0,05 m para conseguir que se cumpla la condición anterior. Se obtiene lo siguiente:

$$t_s = 0{,}96\ min\ <\ t_r = 1\ min$$

$$\frac{Q_{max}}{S} = \frac{9{,}36}{0{,}75} = 12{,}5\ m^3/m^2 \cdot h\ < 70\ m^3/m^2 \cdot h$$

ANEXO II: TABLAS Y FIGURAS

1. Atlas del potencial solar de Mozambique

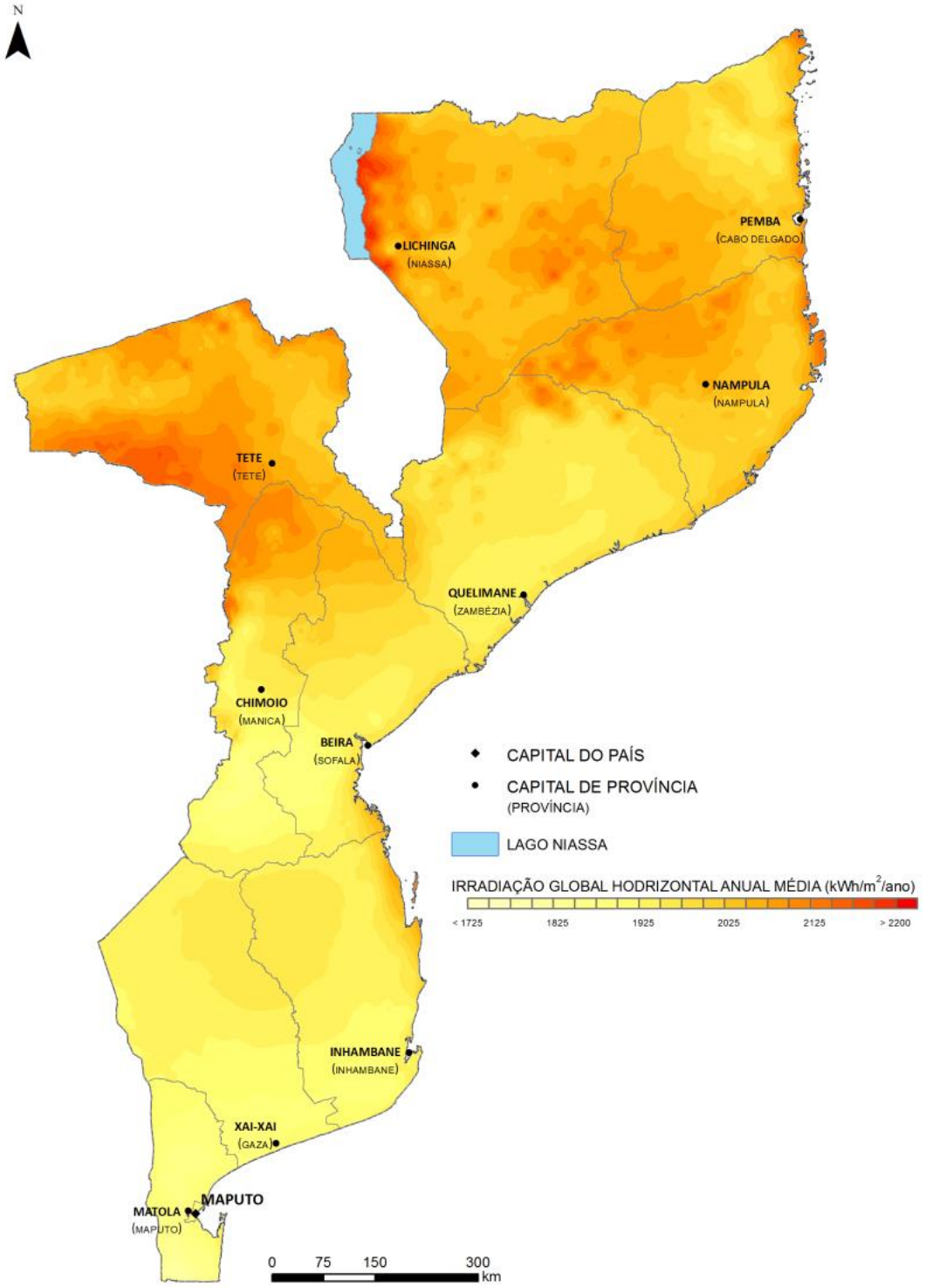


Figura 6: *Irradiación global horizontal anual media. Fuente: FUNAE - Fundo de Energía.*

2. Precipitación anual media (mm) en Mozambique

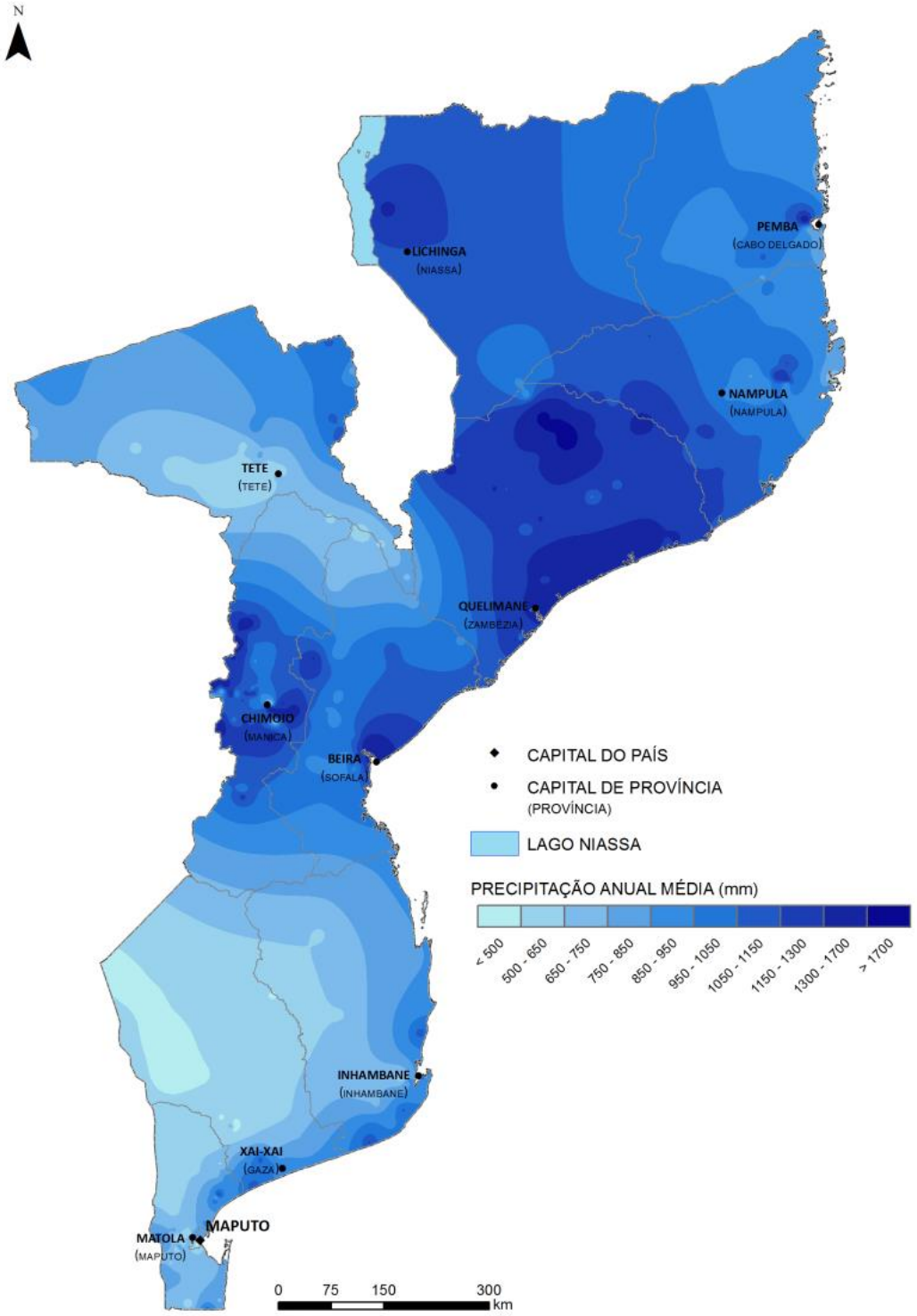


Figura 7: *Precipitación anual media en las distintas regiones de Mozambique.*Fuente: *FUNAE - Fundo de Energia*

3. Tuberías y accesorios en las líneas de agua

Tabla 45: *Tuberías de polietileno para las tuberías de conducción de agua*

Fabricadas según normas UNE EN 12201 (BANDA AZUL) y UNE EN 13244 (BANDA MARRÓN)

		PE-100 espesor (mm)							PE-80 espesor (mm)			PE-40 espesor (mm)		
	PRESION (bar)	4	6	10	12,5	16	20	25	3	10	16	4	6	10
Ø exterior (mm)	20					2,0	2,3	3,0			2,3		2,0	3,0
	25					2,3	3,0	3,5		2,0	3,0		2,3	3,5
	32			2,0		3,0	3,6	4,4		2,4	3,6	2,0	3,0	4,4
	40			2,4		3,7	4,5	5,5		3,0	4,5	2,4	3,7	5,5
	50			3,0		4,6	5,6	6,9		3,7	5,6	3,0	4,6	6,9
	63			3,8		5,8	7,1	8,6		4,7	7,1	3,8	5,8	8,6
	75			4,5		6,8	8,4	10,3		5,6	8,4	4,5	6,8	10,3
	90			5,4		8,2	10,1	12,3		6,7	10,1	5,4	8,2	12,3
	110		4,2	6,6	8,1	10,0	12,3	15,1		8,1	12,3			
	125		4,8	7,4	9,2	11,4	14,0	17,1		9,2	14,0			
	140		5,4	8,3	10,3	12,7	15,7	19,2		10,3	15,7			
	160		6,2	9,5	11,8	14,6	17,9	21,9	7,7	11,8	17,9			
	180		6,9	10,7	13,3	16,4	20,1	24,6	8,6	13,3	20,1			
	200		7,7	11,9	14,7	18,2	22,4	27,4	9,6	14,7	22,4			
	225		8,6	13,4	16,6	20,5	25,2	30,8	10,8	16,6	25,2			
	250		9,6	14,8	18,4	22,7	27,9	34,2	11,9	18,4	27,9			
	280		10,7	16,6	20,6	25,4	31,3	38,3	13,4	20,6	31,3			
	315	7,7	12,1	18,7	23,2	28,6	35,2	43,1	15,0	23,2	35,2			
	355		13,6	21,1	26,1	32,2	39,7		16,9	26,1				
	400	9,8	15,3	23,7	29,4	36,3	44,7		19,1	29,4				
	450		17,2	26,7		40,9								
	500	12,3	19,1	29,7		45,4								
	560		21,4	33,2		50,8								
	630	15,4	24,1	37,4		57,2								
	710		27,2	42,1										
	800		30,6	47,4										
	900		34,4	53,3										
	1.000		38,2	59,3										

Para otros diámetros y presiones por favor consultar.
Puede descargarse todos los certificados de TUYPER GRUPO en su página web: www.tuypergrupo.com

4. Pérdidas de carga en las tuberías

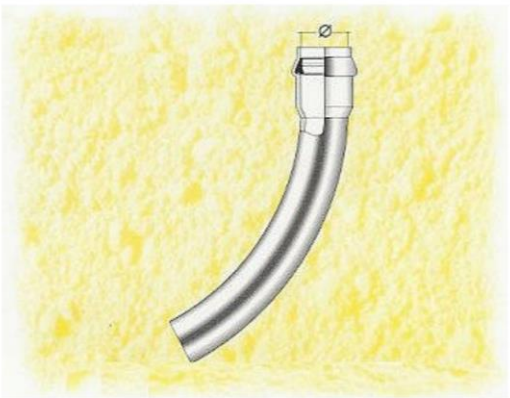
Tabla 46: *Pérdidas de carga en tuberías de Polietileno por rozamiento del agua, expresada en metros por cada 100 m de tubería recta.*

Q(l/h)	Diámetro interior de la tubería en mm.											
	14	19	25	32	38	50	63	75	89	100	125	150
	Metros de columna de agua por 100 m de recorrido recto											
500	8,9	2,1	0,6									
800	20,2	4,7	1,3	0,4								
1000	29,8	7	1,9	0,6								
1500		14,2	3,9	1,2	0,5							
2000		23,5	6,4	2	0,9							
2500			9,4	2,9	1,3	0,4						
3000			13	4	1,8	0,5	0,2					
3500			17	5,3	2,3	0,6	0,2					
4000			21,5	6,6	2,9	0,8	0,3	0,1				
4500				8,2	3,6	1	0,3	0,1				
5000				9,8	4,3	1,2	0,4	0,2				
5500				11,6	5,1	1,4	0,5	0,2				
6000				13,5	6	1,6	0,5	0,2				
6500				15,5	6,9	1,9	0,6	0,3				
7000				17,7	7,8	2,1	0,7	0,3				
8000				22,4	9,9	2,7	0,9	0,4	0,2			
9000					12,1	3,3	1,1	0,5	0,2			
10000					14,6	4	1,3	0,6	0,3	0,1		
12000					20,1	5,5	1,8	0,8	0,4	0,2		
15000					29,7	8,1	2,7	1,2	0,5	0,3		
18000						11,1	3,7	1,6	0,7	0,4	0,1	
20000						13,3	4,5	1,9	0,9	0,5	0,2	
25000						19,7	6,6	2,9	1,3	0,7	0,3	
30000							9	4	1,8	1	0,3	9,1
35000							11,8	5,2	2,3	1,3	0,5	0,2
40000							15	6,5	2,9	1,7	0,6	0,2
45000							18,4	8	3,6	2	0,7	0,3
50000								9,7	4,3	2,5	0,9	0,4
60000								13,3	5,9	3,4	1,2	0,5
70000									7,7	4,4	1,5	0,6
80000									10,4	5,6	1,9	0,8
90000									12,9	7,3	2,4	1
100000										8,9	2,9	1,2
125000											4,5	1,8
150000											6,3	2,6
175000											8,4	3,5
200000											10,7	4,4
250000												6,7
300000												9,3

Para otras tuberías recomendamos multiplicar los valores obtenidos en la tabla por los siguientes coeficientes:
Tuberías de fibrocemento: 1,2
Tuberías de hierro galvanizado: 1,5

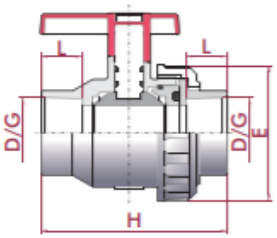
Tabla 47: *Diámetros de las curvas y longitud.*

ø	Espessura / Espesor	Comprimento / Longitud (mm)			
		11º15'	22º30'	45º	90º
63	4,7	510	560	640	830
75	5,6	600	630	680	920
90	6,7	640	670	770	1000
100	8,2	700	730	890	1200
125	9,3	800	890	1000	1300
140	10,4	850	930	1040	1500
160	11,9	890	970	1100	1550
200	14,9	930	1000	1240	1740
250	20,8	700	700	850	850
315	23,4	750	750	900	900
400	29,7	900	900	1200	1200
500	37,0	1000	1000	1320	1320
630	46,7	1200	1200	1520	1520
710	52,6	1500	1500	1900	1900
800	59,3	1900	1900	2200	2200



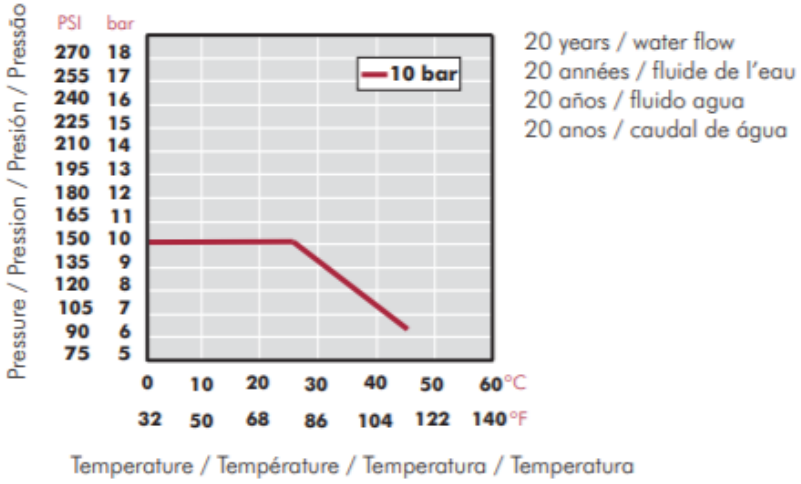
Fuente: *Grupo Politejo.*

Tabla 48: *Dimensiones de la válvula PVC serie Uniblock de Cepex.*

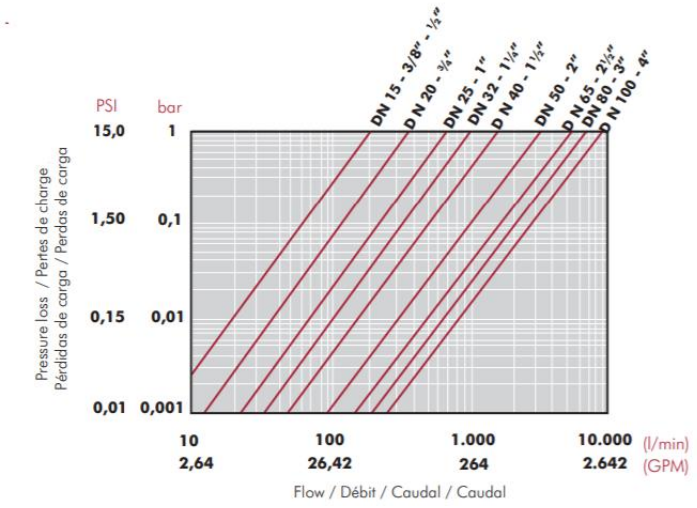


D/G		L		H		E	
mm	"	mm	"	mm	"	mm	"
20	½"	16	0.63	84	3.31	51	2.01
25	¾"	19	0.75	103	4.06	60	2.36
32	1"	22	0.87	117	4.61	69	2.72
40	1¼"	26	1.02	135	5.31	84	3.31
50	1½"	31	1.22	128	5.04	93	3.66
63	2"	38	1.50	169	6.65	116	4.57
75	2½"	44	1.73	240	9.45	128	5.04
90	3"	51	2.01	270	10.63	178	7.01

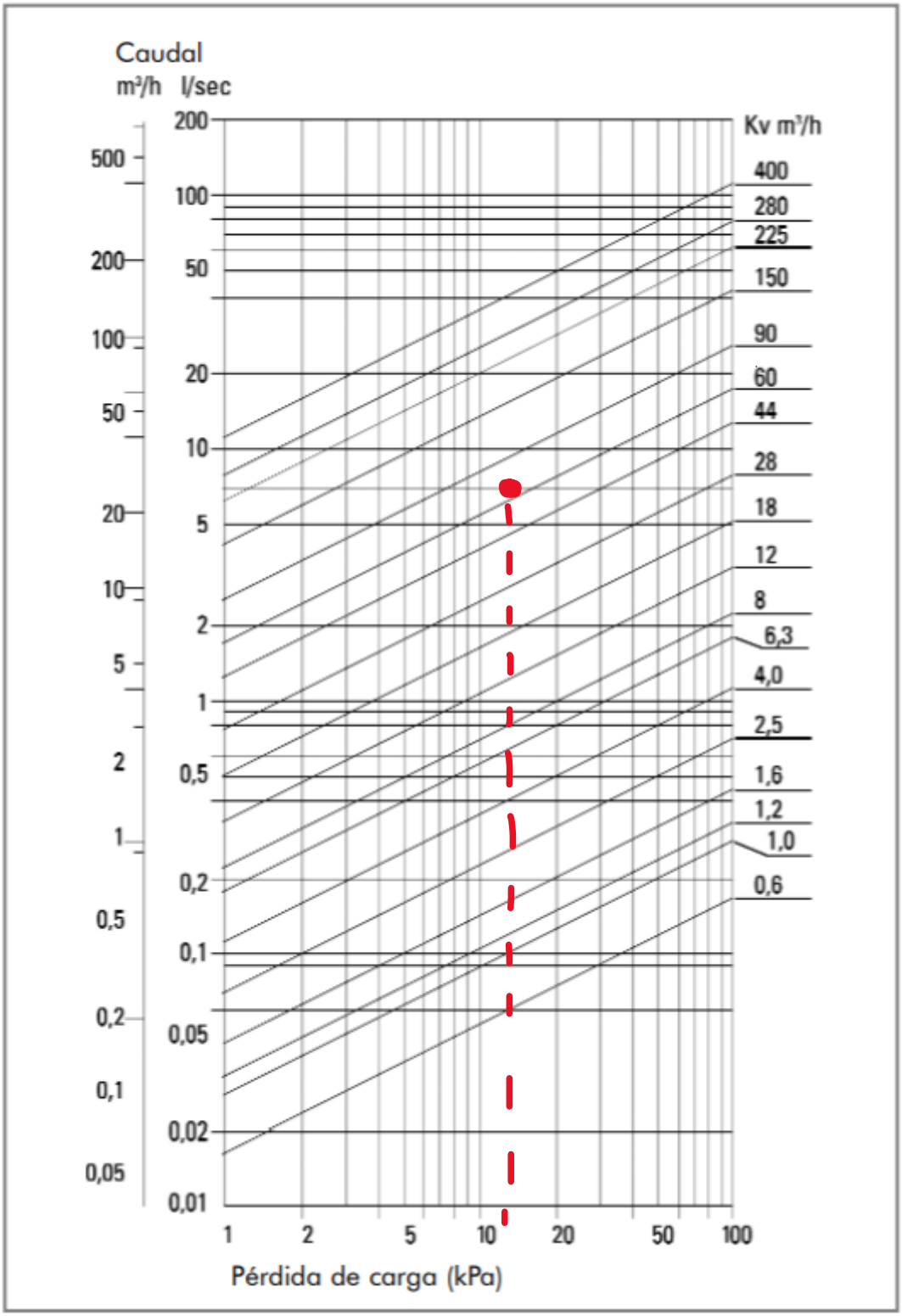
Fuente: *Cepex.*



Gráfica 1: *Diagrama de presión/temperatura de a valvula PVC serie Uniblock de Cepxex.*
Fuente: *Cepex.*



Gráfica 2: *Pérdidas de carga en válvulas de PVC.*
Fuente: *Cepex*



Gráfica 3: *Pérdidas de carga en la válvula de tres vías.*

Fuente: *Cepex.*

5. Pérdidas en las tuberías de impulsión

	Diámetro interior de la tubería de polietileno en mm				
	38	46,3	50	58,3	63
CAUDAL	**mca/100 m**				
5500	4,30	2,29	1,40	0,83	0,50
5930,85	5,76	2,87	1,57	0,89	0,50
6000	6,00	2,96	1,60	0,90	0,50

	Diámetro interior de la tubería de polietileno en mm						
	75	83,3	89	100	**101,9**	115,8	125
CAUDAL	**mca/100 m**						
25.000	2,90	1,95	1,30	0,70	0,67	0,45	0,30
27.386	3,42	2,31	1,54	0,84	0,80	0,50	0,30
30.000	4,00	2,70	1,80	1,00	0,95	0,56	0,30

	Diámetro interior de la tubería de polietileno en mm				
	38	46,3	50	58,3	63
CAUDAL	**mca/100 m**				
5500	5,10	2,40	1,20	0,75	0,50
5206,67	4,57	2,16	1,08	0,71	0,50
6000	6,00	2,82	1,40	0,83	0,50

	Diámetro interior de la tubería de polietileno en mm				
	38	46,3	50	58,3	63
CAUDAL	**mca/100 m**				
6000	6,00	2,96	1,60	0,90	0,50
6243,00	6,44	3,19	1,75	0,98	0,55
6500	6,90	3,44	1,90	1,07	0,60

6. Cálculos en la red hidráulica de agua potable

- **C6-C7**

Q (L/h)	$Ø_{ext}$(mm)	e (mm)	$Ø_{int}$(mm)	v (m/s)	mca/100 m	L_{tramo} (m)	mca total
2625	40	3	37	0,68	1,43	35,64	0,50784328
	50	3,7	46,3	**0,43**	0,73		**0,26134625**
	63	4,7	58,3	0,27	0,281		0,10026649

	Diámetro interior de la tubería de polietileno en mm				
	38	46,3	50	58,3	63
CAUDAL	**mca/100 m**				
2500	1,3	0,68	0,4	0,27	0,2
2625	1,43	0,73	0,43	0,28	0,20
3000	1,8	0,90	0,5	0,31	0,2

- **C8-C10**

Q (L/h)	$Ø_{ext}$(mm)	e (mm)	$Ø_{int}$(mm)	v (m/s)	mca/100 m	L_{tramo} (m)	mca total
1781,25	40	3	37	0,46	0,73	11,26	0,08161234
	50	3,7	46,3	0,29	0,22		**0,02516381**
	63	4,7	58,3	0,19	0,224		0,02516381

	Diámetro interior de la tubería de polietileno en mm				
	32	38	38	46,3	50
CAUDAL	**mca/100 m**				
1500	1,2	0,50	0,5	0,15	0
1781	1,03	0,73	0,73	0,22	0,00
2000	0,9	0,90	0,9	0,28	0

- **C10-C12**

Q (L/h)	$Ø_{ext}$(mm)	e (mm)	$Ø_{int}$(mm)	v (m/s)	mca/100 m	L_{tramo} (m)	mca total
937,5	25	2	23	0,63	1,23	146,29	1,80116484
	32	2,4	29,6	0,38	0,78		1,13425058
	40	3	37	0,24	0,48		**0,706663**

	Diámetro interior de la tubería de polietileno en mm				
	25	29,6	32	37,00	63
CAUDAL	**mca/100 m**				
800	1,3	0,71	0,4	0,37	0,2
938	1,23	0,78	0,54	0,48	0,20
1000	1,2	0,81	0,6	0,54	0,2

- **C8-C9**

Q (L/h)	$Ø_{ext}$(mm)	e (mm)	$Ø_{int}$(mm)	v (m/s)	mca/100 m	L_{tramo} (m)	mca total
844	25	2	23	0,56	1,28	2,00	0,0255625
	32	2,4	29,6	0,34	0,73		0,01459643
	40	3	37	0,22	0,40		**0,00808871**

	Diámetro interior de la tubería de polietileno en mm				
	25	29,6	32	37,00	63
CAUDAL	**mca/100 m**				
800	1,3	0,71	0,4	0,37	0,2
844	1,28	0,73	0,44	0,40	0,20
1000	1,2	0,81	0,6	0,54	0,2

7. Ficha técnica de la bomba SQF 9-3

Empresa:
Creado Por:
Teléfono:

Datos: 12/07/2019

Contar	Descripción
1	**SQF 9-3**



Advierta! la foto puede diferir del actual producto

Código: 98978826

La bomba centrífuga SQF 4" está indicada para bajas alturas y grandes caudales.

El sistema SQFlex es un sistema de suministro de agua fiable basado en fuentes de energía renovables, como energía solar y eólica. Gracias a su suministro flexible de energía y a su rendimiento, el sistema SQFlex se puede combinar y adaptar para satisfacer cualquier necesidad del lugar de instalación.

El sistema SQFlex tiene una amplia gama de tensión, seguimiento del punto de máxima potencia (MPPT), así como protección contra funcionamiento en seco, tensión y sobrecarga.

Líquido:

Líquido bombeado:	Agua
Temperatura máxima del líquido:	40 °C

Técnico:

Homologaciones en placa de características del motor:	CE,RCM,EAC
Homologaciones en placa de características de bomba:	CE,EAC

Materiales:

Bomba:	Acero inoxidable DIN W.-Nr. 1.4301 AISI 304
Impulsor:	Acero inoxidable DIN W.-Nr. 1.4301 AISI 304

Instalación:

Máxima presión ambiental:	15 bar
Salida de bomba:	Rp 2
Diámetro mínimo de la perforación:	102 mm

Datos eléctricos:

Tipo de motor:	MSF3
Potencia de entrada - P1:	1.4 kW
Tensión nominal CA:	1 x 90-240 V
Tensión nominal CC:	30-300 V
Intensidad nominal:	8.4 A
Factor de potencia:	1.0
Velocidad nominal:	3600 rpm
Tipo de arranque:	directo
Grado de protección (IEC 34-5):	IP68
Clase de aislamiento (IEC 85):	F
Longitud de cable:	2 m
Motor N.º:	96275336

Impresión del WinCAPS Grundfos [2019.03.001] 1/5

GRUNDFOS

Empresa:
Creado Por:
Teléfono:

Datos: 12/07/2019

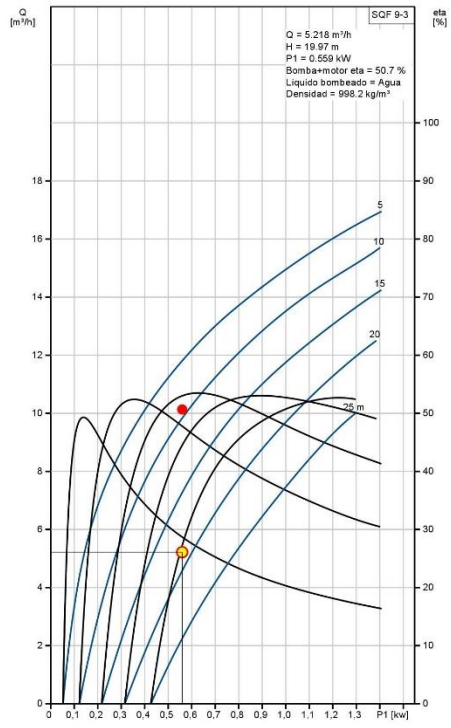
Contar	Descripción	
	Udc:	300 V 30 V
	Otros:	
	Índice eficiencia mínima, MEI ≥:	-.--
	Peso neto:	11 kg
	Peso bruto:	12.5 kg
	Volumen de transporte:	0.028 m³
	País de origen.:	DE
	Tarifa personalizada n.º:	84137029

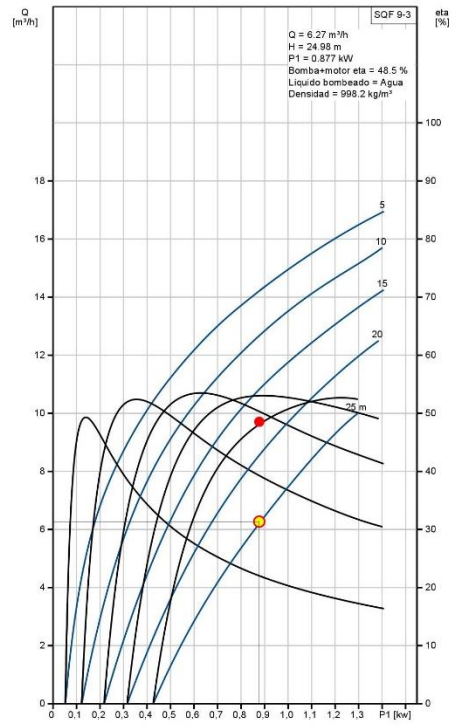
8. Puntos de trabajo de la bomba SQF 9-3

Empresa:
Creado Por:
Teléfono:

Datos: 12/07/2019

Informe comparativo





Nombre de producto	SQF 9-3
Código:	98978826

Técnico

Etapas	3
Homologaciones en placa de características del motor	CE,RCM,EAC
Homologaciones en placa de características de bomba	CE,EAC
Bomba n.º	98978773
Válvula	bomba con válvula de retención integrada

Materiales

Bomba	AISI 304
Impulsor	AISI 304
Rotor	AISI 304
Estátor	AISI 304

Nombre de producto	SQF 9-3
Código:	98978826

Técnico

Etapas	3
Homologaciones en placa de características del motor	CE,RCM,EAC
Homologaciones en placa de características de bomba	CE,EAC
Bomba n.º	98978773
Válvula	bomba con válvula de retención integrada

Materiales

Bomba	AISI 304
Impulsor	AISI 304
Rotor	AISI 304
Estátor	AISI 304

Impresión del WinCAPS Grundfos [2019.03.001] 1/3

GRUNDFOS

Empresa:
Creado Por:
Teléfono:

Datos: 12/07/2019

Instalación	
Máxima presión ambiental	15 bar
Salida de bomba	Rp 2
Diámetro mínimo de la perforación	102 mm

Líquido	
Líquido bombeado	Agua
Temperatura máxima del líquido	40 °C

Datos eléctricos	
Tipo de motor	MSF3
Potencia de entrada - P1	1.4 kW
Tensión nominal CA	1 x 90-240 V
Tensión nominal CC	30-300 V
Intensidad nominal	8.4 A
Factor de potencia	1.0
Velocidad nominal	3600 rpm
Tipo de arranque	directo
Grado de protección (IEC 34-5)	IP68
Clase de aislamiento (IEC 85)	F
Protec de motor	Y
Protec. térmica	interior
Longitud de cable	2 m
Motor N.º	96275336
Udc	30 V

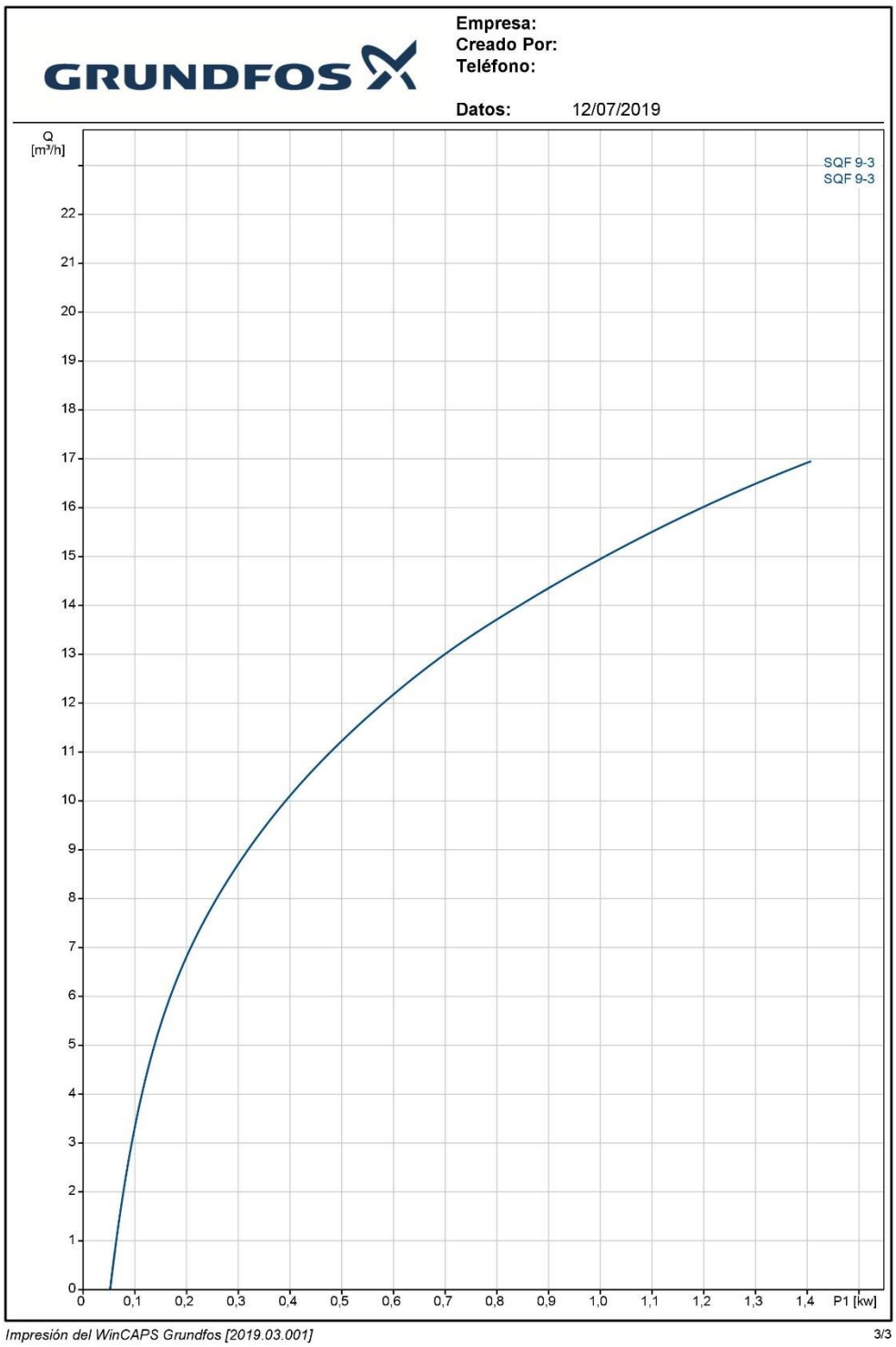
Otros	
Índice eficiencia mínima, MEI ≥	-.--
Peso neto	11 kg
Peso bruto	12.5 kg
Volumen de transporte	0.028 m³
Región de ventas	Europe/South America/Japan/Australia
País de origen.	DE
Tarifa personalizada n.º	84137029

Instalación	
Máxima presión ambiental	15 bar
Salida de bomba	Rp 2
Diámetro mínimo de la perforación	102 mm

Líquido	
Líquido bombeado	Agua
Temperatura máxima del líquido	40 °C

Datos eléctricos	
Tipo de motor	MSF3
Potencia de entrada - P1	1.4 kW
Tensión nominal CA	1 x 90-240 V
Tensión nominal CC	30-300 V
Intensidad nominal	8.4 A
Factor de potencia	1.0
Velocidad nominal	3600 rpm
Tipo de arranque	directo
Grado de protección (IEC 34-5)	IP68
Clase de aislamiento (IEC 85)	F
Protec de motor	Y
Protec. térmica	interior
Longitud de cable	2 m
Motor N.º	96275336
Udc	30 V

Otros	
Índice eficiencia mínima, MEI ≥	-.--
Peso neto	11 kg
Peso bruto	12.5 kg
Volumen de transporte	0.028 m³
Región de ventas	Europe/South America/Japan/Australia
País de origen.	DE
Tarifa personalizada n.º	84137029



Impresión del WinCAPS Grundfos [2019.03.001] 3/3

9. Ficha técnica placas fotovoltaicas

GRUNDFOS

Empresa:
Creado Por:
Teléfono:

Datos: 12/07/2019

Contar	Descripción
4	**GF 270**



Advierta! la foto puede diferir del actual producto

Código: 99299012

GF 270 es un módulo solar policristalino. El módulo está equipado con conectores MC4 para una conexión sencilla e incluye 30 piezas por palé no empaquetadas individualmente. Debe montarse sobre una estructura de apoyo orientada en un ángulo que garantice la óptima utilización de la energía solar.

Líquido:

Líquido bombeado:	Agua

Técnico:

Caudal real calculado:	5.218 m³/h
Altura resultante de la bomba:	19.97 m

Instalación:

Rango de temperaturas ambientes:	-40 .. 85 °C

Datos eléctricos:

Tensión del punto de máxima potencia:	31.6 V
Tensión de circuito abierto:	38.4 V
Potencia máx. en el momento:	8.76 A
Corriente de corte del módulo:	9.11 A
Potencia de salida máx.:	270 W
Tipo de modulo solar:	POLICRISTALINO

Otros:

Marca:	GRUNDFOS
Peso neto:	18 kg
Volumen de transporte:	2 m³
País de origen.:	HR
Tarifa personalizada n.º:	85414090

Impresión del WinCAPS Grundfos [2019.03.001] 3/5

10. Ficha técnica reguladora de carga

Empresa:
Creado Por:
Teléfono:

Datos: 12/07/2019

Contar	Descripción
1	**CU 200**



Advierta! la foto puede diferir del actual producto

Código: 96625360

La unidad de control CU 200 es una unidad combinada de estado, control y comunicación especialmente desarrolada para el sistema SQFlex. Además, dispone de una connexion para un interruptor de nivel.

CU 200 incorpora entradas de cable para ...
-conexión de suministro de potencia,
-conexión de bomba,
-conexión de tierra,
-conexión de interruptor de nivel

La comunicación entre el CU 200 y la bomba tiene lugar vía el cable de suministro de potencia de la bomba. A esto se le denomina sonido de señal principal(o Línea de Comunicación de Potencia), y significa que no se requieren cables adicionales entre la bomba y el CU 200.
Hace posible el arranque, parada o reinicio de la bomba pulsando el botón arranque/parada

La unidad de control CU 200 ofrece:
-Visualización -en monitor- del sistema
-Indicación de alarma.

Las siguientes indicaciones permiten que se visualice el funcionamiento de la bomba:
-El tanque está lleno (interruptor de nivel)
-La bomba está funcionando
-Entrada de potencia

La unidad CU 200 ofrece las siguientes indicaciones de alarma:
-Funcionamiento en seco
-Necesidad de servicio en caso de:
- No hay contacto con la bomba
- Sobre voltage
- Sobre temperatura
- Sobrecarga

-Insuficiente suministro de energía

Adicionalmente, el controlador CU 200 muestra

Impresión del WinCAPS Grundfos [2019.03.001] 4/5

GRUNDFOS

Empresa:
Creado Por:
Teléfono:

Datos: 12/07/2019

Contar	Descripción
	los símbolos de las opciones de suministro de energía
	Técnico: Homologaciones en placa de características: CE
	Instalación: Rango de temperaturas ambientes: 30 .. 50 °C Humedad relativa: 95 %
	Datos eléctricos: Consumo de potencia: 5 W Tensión nominal CA: 1 x 90-240 V Tensión nominal CC: 30-300 V Grado de protección (IEC 34-5): IP55
	Otros: Peso neto: 2 kg País de origen.: TH Tarifa personalizada n.º: 85340090

Impresión del WinCAPS Grundfos [2019.03.001] 5/5

11. Resultados EPANET

Tabla 49: *Resultados obtenidos en los nudos en la primera simulación de EPANET.*

Tabla de Red - Nudos

ID Nudo	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 5	0.00	4.96	4.96
Conexión 6	0.00	3.91	4.54
Conexión 7	0.00	3.88	4.66
Conexión 8	0.00	3.65	4.45
Conexión 9	0.23	3.40	2.60
Conexión 10	0.00	3.51	4.37
Conexión 11	0.23	3.26	4.12
Conexión 12	0.00	2.82	4.41
Conexión 13	0.26	2.51	4.10
Conexión 14	0.08	2.78	4.37
Conexión 1	0.00	3.87	4.84
Conexión 2	0.02	3.83	5.33
Conexión 3	0.02	3.88	4.88
Conexión 4	0.01	3.87	4.87
Conexión 16	0.00	3.87	4.78
Embalse 15	-0.85	5.00	0.00

Tabla 50: *Resultados obtenidos en las líneas en la primera simulación de EPANET.*

Tabla de Red - Líneas

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tubería 2	125	46.3	0.85	0.50	8.36
Tubería 3	30	23	0.05	0.12	1.01
Tubería 4	35.64	46.3	0.80	0.48	7.47
Tubería 5	10	23	0.23	0.55	24.58
Tubería 6	11.26	37	0.57	0.53	12.21
Tubería 7	10	23	0.23	0.55	24.58
Tubería 8	146.26	37	0.34	0.32	4.73
Tubería 9	10	23	0.26	0.63	30.86
Tubería 10	10	23	0.08	0.19	3.65
Tubería 1	5	46.3	0.85	0.50	8.36
Tubería 12	123.72	23	0.02	0.05	0.29
Tubería 13	0.5	23	0.02	0.05	0.32
Tubería 14	0.5	23	0.01	0.02	0.15
Tubería 15	25.78	23	0.03	0.07	0.44
Tubería 16	13.8	23	0.02	0.05	0.29

Tabla 51: *Resultados obtenidos en los nudos en la segunda simulación de EPANET con un aumento de caudal de diseño en 4 puntos de demanda.*

Tabla de Red - Nudos

ID Nudo	Demanda LPS	Presión m
Conexión 5	0.00	4.92
Conexión 6	0.00	3.43
Conexión 7	0.00	1.60
Conexión 8	0.00	3.31
Conexión 9	0.23	1.45
Conexión 10	0.00	3.20
Conexión 11	0.23	2.96
Conexión 12	0.00	3.05
Conexión 13	0.26	2.74
Conexión 14	0.13	2.96
Conexión 1	0.00	0.88
Conexión 2	0.13	0.33
Conexión 3	0.13	1.82
Conexión 4	0.13	1.02
Conexión 16	0.00	0.93
Embalse 15	-1.24	0.00

Tabla 52: *Resultados obtenidos en las líneas en la segunda simulación de EPANET con un aumento de caudal de diseño en 4 puntos de demanda.*

Tabla de Red - Líneas

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tubería 2	125	46.3	1.24	0.74	16.91
Tubería 3	30	23	0.39	0.94	66.01
Tubería 4	35.64	46.3	0.85	0.50	8.36
Tubería 5	10	23	0.23	0.55	24.58
Tubería 6	11.26	37	0.62	0.58	14.28
Tubería 7	10	23	0.23	0.55	24.58
Tubería 8	146.26	37	0.39	0.36	6.07
Tubería 9	10	23	0.26	0.63	30.86
Tubería 10	10	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 1	5	46.3	1.24	0.74	16.91
Tubería 12	123.72	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 13	0.5	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 14	0.5	23	0.13	0.31	8.66
Tubería 15	25.78	23	0.26	0.63	30.86
Tubería 16	13.8	23	0.13	0.31	8.66

PLANOS

En esta sección se presentan los planos desarrollado en el proyecto:

1. Plan topográfico
2. Planta general de ESIL
3. Caso de estudio para el abastecimiento de agua y riego
4. Solución final propuesta para el abastecimiento y riego
5. Ubicación del sistema de tratamiento y red de saneamiento
6. Diseño del Humedal Artificial Subsuperficial de Flujo Vertical
7. Detalles de las tuberías del HASsFV



PLANO TOPOGRÁFICO DE ESIL

NOMBRES	FECHA		Nº DE PLANO:
B. SÁEZ Y GIS	JUNIO 19	I.C.A.I.	1
ESCALA 1:1.000			



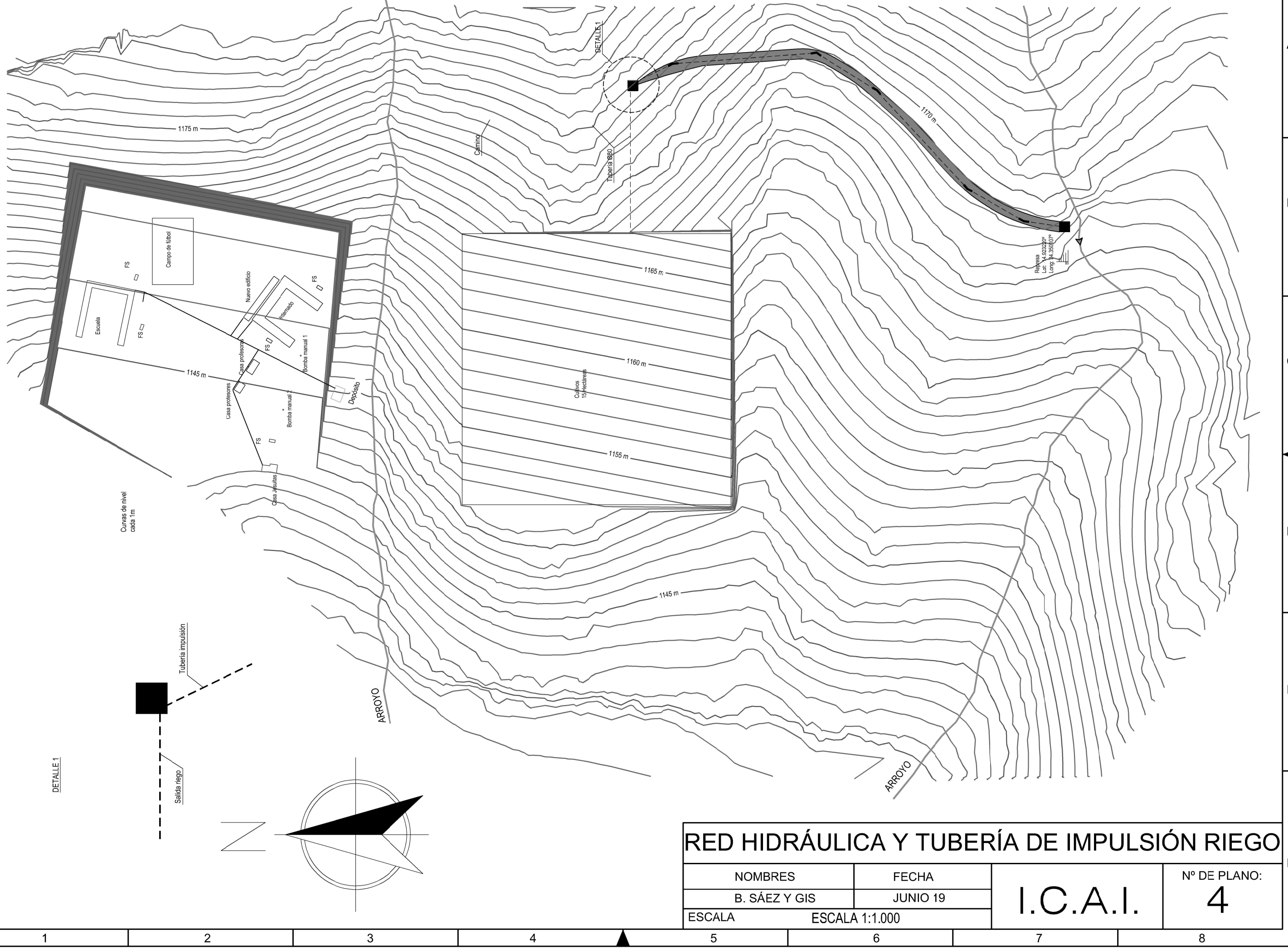
PLANTA GENERAL DE ESIL

NOMBRES	FECHA		Nº DE PLANO:
B. SÁEZ Y GIS	JUNIO 19	I.C.A.I.	2
ESCALA	ESCALA 1:1.000		



PLANO TUBERÍAS PRIMER CASO ESTUDIO

NOMBRES	FECHA		Nº DE PLANO:
B. SÁEZ Y GIS	JUNIO 19	I.C.A.I.	3
ESCALA	ESCALA 1:1.000		



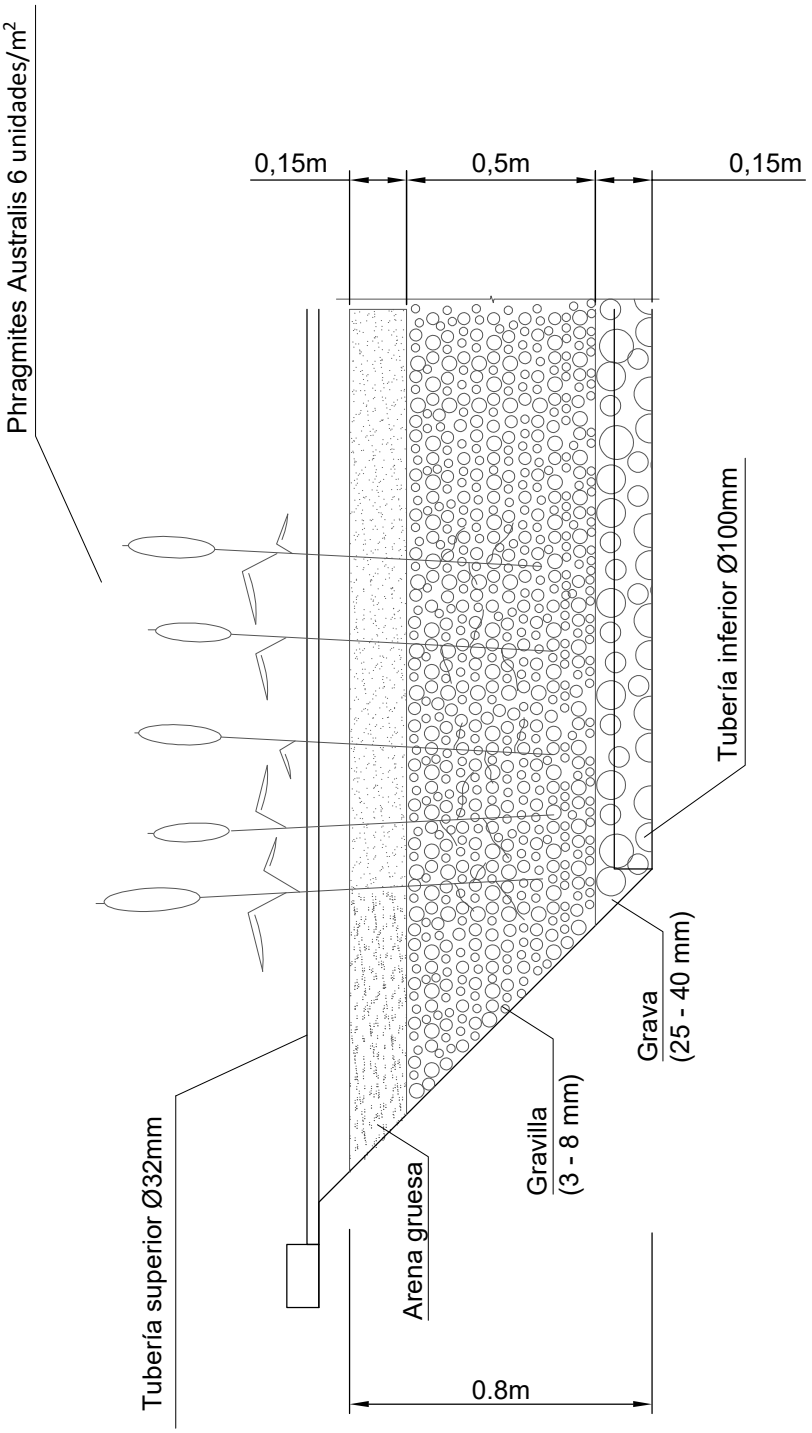
RED HIDRÁULICA Y TUBERÍA DE IMPULSIÓN RIEGO

NOMBRES	FECHA		Nº DE PLANO:
B. SÁEZ Y GIS	JUNIO 19	I.C.A.I.	4
ESCALA	ESCALA 1:1.000		

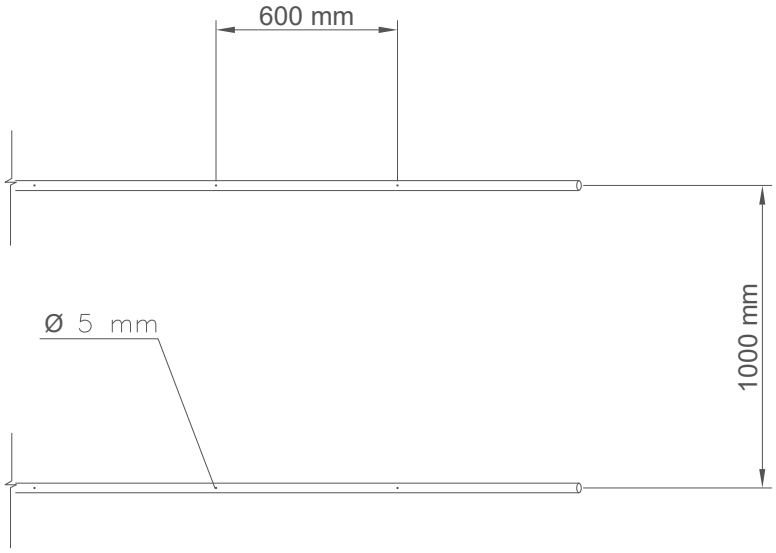


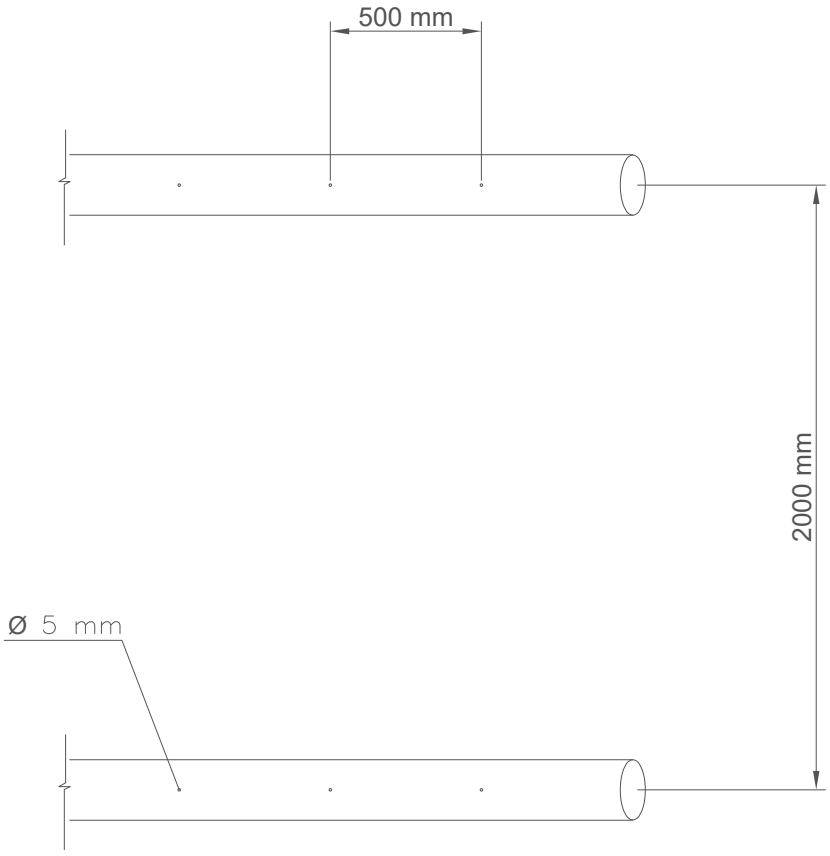
RED DE SANEAMIENTO Y UBICACIÓN DE LA PLANTA

NOMBRES	FECHA		Nº DE PLANO:
B. SÁEZ Y GIS	JUNIO 19	I.C.A.I.	5
ESCALA	ESCALA 1:1.000		



MATERIAL			HUMEDAL ARTIFICIAL SUBSUPERFICIAL DE FLUJO VERTICAL
TOLERANCIA			
	NOMBRE	FECHA	
DIBUJADO	SÁEZ JAÉN	JULIO 19	
COMPROBADO			
ESCALA: 1:20	FIRMA	I.C.A.I.	Nº DE LAMINA: 6





MATERIAL			DETALLE TUBERÍAS DEL HASsFV
TOLERANCIA			
	NOMBRE	FECHA	
DIBUJADO	SÁEZ JAÉN	JULIO 19	
COMPROBADO			
ESCALA: 1:20	FIRMA	I.C.A.I.	Nº DE LAMINA: 7