

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**OPTIMIZACIÓN DEL DIÁMETRO, DISEÑO PRELIMINAR Y SIMULACIÓN
FLUIDO-DINÁMICA DE LA TUBERÍA FORZADA DE LA MINICENTRAL
HIDROELÉCTRICA HYDRIKA 4**

Tesis para optar por el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los bachilleres:

Diego Rodrigo Vásquez Ortega

Fidel Marcelo Rayme Chalco

ASESOR: MSc. Richard Paul Pehovaz Álvarez

Lima, julio 2018

Dedicatoria

A mi familia por el constante apoyo para seguir logrando mis objetivos, sobre todo, por su cariño y amor. A mis amigos cercanos por su amistad incondicional, buenas vibras y buen humor brindados. A mi compañero de tesis por su esmero y compromiso.

¡Esto va para ustedes!

Diego Rodrigo Vásquez Ortega.

Dedicatoria

A mis padres por darme la vida y ayudarme en todo momento. A mis hermanos por su eterna alegría. A mis familiares más cercanos por su preocupación y apoyo. A Marshall Bruce Mathers III por darme la motivación cotidiana. Y a mi compañero Diego Vásquez por enseñarme que siempre hay una segunda oportunidad para todo.

Fidel Marcelo Rayme Chalco.

Agradecimientos

A nuestros padres por su sacrificio y apoyo incondicional en la realización de la presente tesis. A *nuestros compañeros de la empresa Pöyry por dedicar su tiempo a nuestra capacitación y por compartir sus conocimientos con nosotros. Al profesor Alex Pachas por ayudarnos en temas interdisciplinarios y permitirnos el uso de las computadoras de INACOM para el desarrollo de la simulación en ANSYS. De forma especial, a nuestro asesor Richard Pehovaz Álvarez por brindarnos su tiempo y apoyo durante toda la ejecución del presente trabajo.*

¡Gracias a todos ustedes!

RESUMEN

Actualmente, la investigación en el sector energético se encuentra en continuo desarrollo. Asimismo, el número de ingenieros diseñadores de centrales hidroeléctricas aplicables a las condiciones del Perú está en aumento, lo cual se evidencia en la ampliación de nuevos proyectos hidroeléctricos. Sin embargo, solo se ha explotado un 5% del potencial hidroenergético en el país. Por ello, para contribuir con la investigación, la presente tesis propone 3 aspectos a considerar en el plan de diseño de tuberías forzadas en centrales hidroeléctricas de agua fluyente para una etapa de prefactibilidad: un análisis económico de los costos para la optimización del diámetro, un conjunto de simulaciones fluido-dinámicas mediante el uso del software ANSYS, y un predimensionamiento de las estructuras que componen la tubería forzada.

El análisis económico de la tubería forzada se centra en definir el diámetro óptimo de diseño mediante dos métodos: el método tradicional (Mosonyi, 1965) y el nuevo método detallado que propone la presente tesis. El primero consiste en una comparación de costos anuales entre las partidas de mantenimiento y costo de energía no vendida. El segundo método consiste en la comparación de costos de inversión de diferentes variables entre los cuales se pueden encontrar los costos de equipamiento hidromecánico, concreto, transporte, excavación, montaje, bajo dimensionamiento y mantenimiento. Estos factores mantienen una relación directa con el diámetro que se le asigne a la conducción a presión por lo que se pueden estimar costos en función a dicho diámetro para establecer el diámetro óptimo.

Con respecto a las simulaciones fluido-dinámicas, el software ANSYS permite estudiar los efectos que se presentan frente a disminución del diámetro que solo se había analizado mediante la teoría básica de la mecánica de fluidos. Mencionado estudio brinda una justificación más sólida al análisis económico ya que presente el mismo nivel de precisión que los modelos realizados a escala. En síntesis se podrá corroborar y dar mayor alcance a los criterios empleados en el análisis económico.

Después de establecer el diámetro óptimo, se elaboran los diseños de las diferentes estructuras que componen la tubería forzada. Entre ellas se encuentran los machones verticales, bloques de apoyo, juntas de expansión, abrazaderas, anclajes y espesor de la tubería. Se exponen los criterios que se deben tener en cuenta para dimensionar cada una de las partes de la conducción a presión. El diseño es realizado a un nivel de prefactibilidad, es decir, se omiten los cálculos correspondientes a la ingeniería de detalle, pero se establecen cálculos y consideraciones necesarios para establecer una geometría adecuada.

ÍNDICE GENERAL

LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE ECUACIONES	x
1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Situación general global	1
1.2. Situación en el Perú	3
1.3. Justificación y viabilidad	5
1.4. Objetivos	6
1.4.1. Objetivo general	6
1.4.2. Objetivos específicos.....	6
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1. Tipos de centrales	7
2.1.1. Centrales de agua fluyente.....	7
2.1.2. Centrales hidroeléctricas con reservorio.....	8
2.1.3. Centrales hidroeléctricas de bombeo.....	8
2.2. Minicentrales hidroeléctricas de agua fluyente	9
2.2.1. Componentes hidráulicos de una minicentral de agua fluyente	9
2.2.2. Potencia instalada o potencia eléctrica (P_e).....	12
2.3. Parámetros de diseño de la conducción a presión	13
2.3.1. Componentes	13
2.3.2. Diámetros preliminares.....	17
2.3.3. Condiciones estacionarias: Pérdidas de carga	18
2.3.4. Condiciones transitorias: Sobrepresión y golpe de ariete	21
2.4. Análisis económico en el diseño de la tubería forzada	22
2.4.1. Generalidades	23
2.4.2. Factores influyentes en el análisis económico	23
3. CAPÍTULO III: ANÁLISIS ECONÓMICO PARA LA ELECCIÓN DEL DIÁMETRO ÓPTIMO DE LA TUBERÍA FORZADA EN LA MINICENTRAL HYDRIKA 4	29
3.1. Delimitación y caracterización del caso en estudio.....	29
3.2. Rango de diámetros preliminares.....	29

3.3. Condiciones estacionarias.....	30
3.4. Condiciones transitorias	32
3.5. Análisis de los costos en base al diámetro	33
3.5.1. Equipo hidromecánico	33
3.5.2. Obras de concreto	34
3.5.3. Transporte del equipo hidromecánico.....	34
3.5.4. Movimiento de tierras	37
3.5.5. Montaje.....	38
3.5.6. Bajo dimensionamiento	39
3.5.7. Mantenimiento.....	40
3.6. Evaluación del diámetro óptimo.....	40
3.6.1. Esquema comparativo según diámetro.....	40
3.6.2. Curvas parabólicas.....	41
4. CAPÍTULO IV: SIMULACIÓN FLUIDO DINÁMICA DE LA TUBERÍA FORZADA .	43
4.1. Justificación.....	43
4.2. Dinámica de Fluidos Computacional	43
4.2.1. Mallado e independencia de la malla.....	44
4.2.2. Modelo de turbulencia	47
5. CAPÍTULO V: DISEÑO PRELIMINAR DE LA TUBERÍA FORZADA DE LA MINICENTRAL HYDRIKA 4.....	52
5.1. Obras civiles.....	52
5.1.1. Predimensionamiento de la tubería	52
5.1.2. Predimensionamiento de machones o bloques de anclaje.....	54
5.1.3. Predimensionamiento de bloques de apoyo	78
5.2. Obras mecánicas	91
5.2.1. Predimensionamiento de juntas de expansión.....	91
5.2.2. Predimensionamiento de abrazaderas.....	93
6. CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95
6.1. Conclusiones del Capítulo III: Análisis económico para la elección del diámetro óptimo de la tubería forzada en la minicentral Hydrika 4	95

6.2. Conclusiones del Capítulo IV: Simulación fluido dinámica de la tubería forzada	96
6.3. Conclusiones del Capítulo V: Diseño preliminar de la tubería forzada de la minicentral Hydrika 4	97
6.4. Recomendaciones	98



LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1-1 GENERACIÓN MUNDIAL DE ELECTRICIDAD POR COMBUSTIBLE, 1973-2010 FUENTE: INTERNATIONAL ENERGY AGENCY, 2012, P.9	1
FIGURA 1-2 GENERACIÓN DE HIDROELECTRICIDAD, 1965-2011 FUENTE: INTERNATIONAL ENERGY AGENCY, 2012, P.11	2
FIGURA 1-3 PARTICIPACIÓN PORCENTUAL POR TIPO DE TECNOLOGÍA EN EL AÑO 2017 FUENTE: ORGANISMO SUPERVISOR DE LA INVERSIÓN EN ENERGÍA Y MINERÍA, 2018	4
FIGURA 1-4 PRODUCCIÓN POR TIPO DE TECNOLOGÍA, 2008-2016. FUENTE: ORGANISMO SUPERVISOR DE LA INVERSIÓN EN ENERGÍA Y MINERÍA, 2016, P.3	4
FIGURA 2-1 SISTEMA EN CASCADA FUENTE: INTERNATIONAL ENERGY AGENCY, 2012, P.13	7
FIGURA 2-2 CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE BOMBEO FUENTE: INTERNATIONAL ENERGY AGENCY, 2012, P.13	8
FIGURA 2-3 PERFIL DE BOCATOMA CON PRESA TIROLESA FUENTE: PROPIA.....	9
FIGURA 2-4 PLANTA Y PERFIL DE DESARENADOR FUENTE: PROPIA.....	10
FIGURA 2-5 ELEVACIÓN DE SECCIONES TÍPICAS DE CONDUCCIÓN FUENTE: PROPIA.....	10
FIGURA 2-6 PERFIL DE CÁMARA DE CARGA FUENTE: PROPIA	11
FIGURA 2-7 DISPOSICIÓN DE ELEMENTOS DE LA TUBERÍA FORZADA FUENTE: PROPIA	11
FIGURA 2-8 PLANTA DE LA CASA DE MÁQUINAS FUENTE: PROPIA.....	12
FIGURA 2-9 ISOMÉTRICO DE ABRAZADERA METÁLICA FUENTE: PROPIA	14
FIGURA 2-10 SECCIÓN DE BLOQUE DE APOYO FUENTE: PROPIA	15
FIGURA 2-11 SECCIÓN DE UN MACHÓN VERTICAL FUENTE: PROPIA.....	15
FIGURA 2-12 DETALLE MECÁNICO DE UNA JUNTA DE EXPANSIÓN FUENTE: PROPIA.....	16
FIGURA 2-13 SECCIÓN DE LA TUBERÍA FORZADA FUENTE: PROPIA.....	16
FIGURA 2-14 COEFICIENTE DE PÉRDIDAS EN LA REJILLA POR FRICCIÓN FUENTE: ORTIZ FLÓREZ, R., & MACHADO, H, 2001. 19	
FIGURA 2-15 COEFICIENTE DE PÉRDIDAS EN LA ENTRADA DE LA TUBERÍA FUENTE: ORTIZ FLÓREZ, R., & MACHADO, H, 2001	19
FIGURA 2-16 ÁNGULO EN UN CODO FUENTE: ORTIZ FLÓREZ, R., & MACHADO, H, 2001.....	19
FIGURA 2-17 TUBO EN Y ASIMÉTRICO FUENTE: ORTIZ FLÓREZ, R., & MACHADO, H, 2001	20
FIGURA 2-18 TUBO EN Y SIMÉTRICO FUENTE: ORTIZ FLÓREZ, R., & MACHADO, H, 2001	20
FIGURA 2-19 DIMENSIONES DE CAMIÓN CON REMOLQUE REPRESENTATIVO FUENTE: ANEXO B, FIGURAS Y FOTOGRAFÍAS ...	25
FIGURA 2-20 BARRAS RIGIDIZADORAS EMPLEADAS EN EL TRANSPORTE DE LA TUBERÍA FORZADA FUENTE: ANEXO B, FIGURAS Y FOTOGRAFÍAS	26
FIGURA 3-1 ESQUEMA HIDRÁULICO HYDRIKA 4 FUENTE: ANEXO E, INFORME HIDRÁULICO	29
FIGURA 3-2 PRINCIPALES PUERTOS Y SECTORIZACIONES DEL PERÚ FUENTE: PROPIA	35
FIGURA 3-3 SECTORES DE COSTOS POR TRANSPORTE FUENTE: PROPIA.....	35
FIGURA 3-4 CURVAS PARABÓLICAS PARA LA ELECCIÓN DEL DIÁMETRO ÓPTIMO – MÉTODO TRADICIONAL FUENTE: PROPIA ..	41
FIGURA 3-5 CURVAS PARABÓLICAS PARA LA ELECCIÓN DEL DIÁMETRO ÓPTIMO – MÉTODO DETALLADO FUENTE: PROPIA	42
FIGURA 4-1 (I) MALLA GRUESA, (II) MALLA INTERMEDIA Y (III) MALLA FINA FUENTE: PROPIA.....	45
FIGURA 4-2 ESQUEMA DE LA TUBERÍA FORZADA, DONDE EL PUNTO 1 ES LA ENTRADA Y EL PUNTO 2 ES LA SALIDA FUENTE: PROPIA	45

FIGURA 4-3 CAMPO DE PRESIONES TOTALES PARA (I) MALLA GRUESA, (II) MALLA INTERMEDIA Y (III) MALLA FINA FUENTE: PROPIA	46
FIGURA 4-4 CAMPOS DE PRESIONES TOTALES PARA DIÁMETROS (I) D=0.90M, (II) D=0.95M, (III) D=1.00M FUENTE: PROPIA	49
FIGURA 4-5 CAMPOS DE PRESIONES TOTALES PARA DIÁMETROS (IV) D=1.05M, Y (V)1.10M. FUENTE: PROPIA	50
FIGURA 4-6 CAMPO DE PRESIÓN TOTAL DE LA TUBERÍA FORZADA: (I) EN LA ENTRADA, Y (II) EN LA SALIDA FUENTE: PROPIA..	50
FIGURA 5-1 LEYENDA GEOLÓGICA FUENTE: ANEXO H, PLANOS GEOLÓGICOS DE HYDRIKA 4.....	55
FIGURA 5-2 PERFIL GEOLÓGICO RASANTE 2535 - 2830 M.S.N.M. - FUENTE: PROPIA FUENTE: ANEXO H, PLANOS GEOLÓGICOS DE HYDRIKA 4	55
FIGURA 5-3 DISPOSICIÓN MV-1, MV-2, MV-3, MV-4, MV-5, MVH-1 PROG: 0+000-0+100 FUENTE: PROPIA	56
FIGURA 5-4 MACHÓN VERTICAL 1 (MV-1) Y MACHÓN VERTICAL 2 (MV-2) FUENTE: PROPIA	57
FIGURA 5-5 MACHÓN VERTICAL 3 (MV-3) Y MACHÓN VERTICAL 4 (MV-4) FUENTE: PROPIA	57
FIGURA 5-6 MACHÓN VERTICAL 5 (MV-5) Y MACHÓN VERTICAL HORIZONTAL 1 (MVH-1).....	57
FIGURA 5-7 D.C.L. DE LAS TUBERÍAS SUPERIOR E INFERIOR ADYACENTES AL MACHÓN VERTICAL 4 FUENTE: PROPIA	58
FIGURA 5-8 D.C.L. DEL MACHÓN VERTICAL 4 FUENTE: PROPIA	60
FIGURA 5-9 ESPESOR DEL ANILLO DESCUBIERTO (EN MM) FUENTE: PROPIA	62
FIGURA 5-10 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MACHÓN MV-5 FUENTE: PROPIA.....	66
FIGURA 5-11 DISPOSICIÓN DE BLOQUES DE APOYO ST-1@ST-24 PROG: 0+000-0+297.96 FUENTE: PROPIA.....	82
FIGURA 5-12 BLOQUE DE APOYO - MODELO I (IZQUIERDA) Y MODELO II (DERECHA) FUENTE: PROPIA	83
FIGURA 5-13 BLOQUES DE APOYO – SECCIONES TÍPICAS - TRAMO I Y TRAMO II - FUENTE: PROPIA	84
FIGURA 5-14 BLOQUES DE APOYO – SECCIONES TÍPICAS - TRAMO III Y TRAMO IV - FUENTE: PROPIA	84
FIGURA 5-15 D.C.L. DEL BLOQUE DE APOYO EN EL TRAMO IV FUENTE: PROPIA	85
FIGURA 5-16 DIAGRAMA DE MOMENTO Y FUERZA RESULTANTE EN EL BLOQUE DE APOYO FUENTE: PROPIA.....	87
FIGURA 5-17 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA BASE DEL BLOQUE DE APOYO DEL TRAMO 4 FUENTE: PROPIA.....	88
FIGURA 5-18 JUNTA DE EXPANSIÓN DE ÚNICO EXTREMO (SINGLE END) Y DOBLE EXTREMO (DOUBLE END) FUENTE: ANEXO B, FIGURAS Y FOTOGRAFÍAS	91
FIGURA 5-19 DISPOSICIÓN DE LAS JUNTAS DE EXPANSIÓN 40" DE ÚNICO EXTREMO Y DISTRIBUCIÓN DE ANILLOS FUENTE: PROPIA	92
FIGURA 5-20 ESPACIAMIENTO ENTRE ANILLOS FUENTE: PROPIA	92
FIGURA 5-21 ELEVACIÓN Y PERFIL DE ABRAZADERA TÍPICA UNIDA AL BLOQUE DE APOYO FUENTE: PROPIA	94
FIGURA 5-22 PLANTA DE ABRAZADERA TÍPICA FUENTE: PROPIA	94

LISTA DE TABLAS

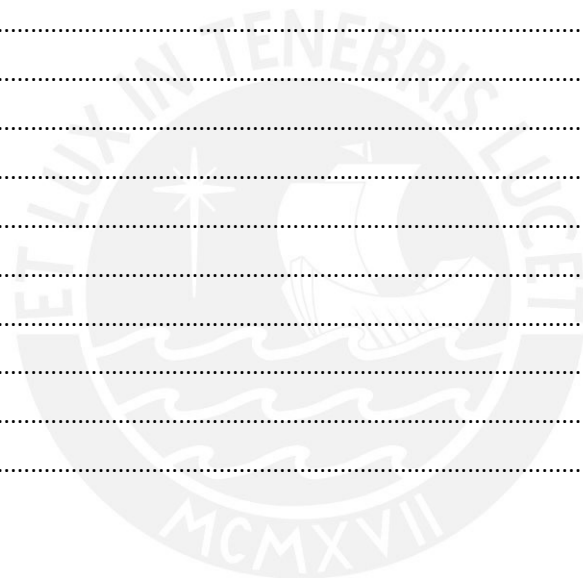
TABLA 1.1 ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL HIDROELÉCTRICO DISPONIBLE EN SUDAMÉRICA	3
TABLA 2.1 COEFICIENTE DE PÉRDIDAS PARA CODOS DE TUBOS CIRCULARES	20
TABLA 2.2 VALORES USUALES DE ξv	20
TABLA 2.3 COEFICIENTES ξ_{ram} PARA BIFURCACIONES DE TUBOS CIRCULARES DE ARISTAS DE DIÁMETROS IGUALES	21
TABLA 2.4 COEFICIENTES PARA TUBOS EN Y SIMÉTRICOS CON $\beta = 45^\circ$ Y DIFERENTE ADMISIÓN	21
TABLA 3.1 PARÁMETROS DE LA MINICENTRAL HYDRIKA 4.....	30
TABLA 3.2 COEFICIENTE DE PÉRDIDAS PARA CADA CODO PERTENECIENTE A HYDRIKA 4	31
TABLA 3.3 PÉRDIDAS TOTALES DENTRO DE LA TUBERÍA PARA UN DIÁMETRO PRELIMINAR DE 1.10 METRO.....	32
TABLA 3.4 SOBREPRESIONES POR EFECTO DE GOLPE DE ARIETE SEGÚN DIÁMETROS PRELIMINARES	32
TABLA 3.5 RATIOS DE COSTOS SEGÚN DIÁMETRO EN METROS.....	33
TABLA 3.6 PRECIOS UNITARIOS DEL EQUIPAMIENTO HIDROMECÁNICO POR KILOGRAMO SEGÚN DIÁMETRO	33
TABLA 3.7 COSTOS DEL EQUIPAMIENTO HIDROMECÁNICO SEGÚN DIÁMETRO POR METRO LINEAL	34
TABLA 3.8 COSTOS DEL VACIADO DE CONCRETO SEGÚN DIÁMETRO POR METRO LINEAL	34
TABLA 3.9 DATOS DE TUBERÍAS FORZADAS DE OTROS PROYECTOS Y RATIO POR TRANSPORTE	36
TABLA 3.10 RATIOS DE COSTO DE TRANSPORTE SEGÚN SECTOR	36
TABLA 3.11 COSTOS POR TRANSPORTE DEL EQUIPO HIDROMECÁNICO SEGÚN DIÁMETRO POR METRO LINEAL.....	37
TABLA 3.12 COSTOS POR EL MOVIMIENTO DE TIERRAS SEGÚN DIÁMETRO POR METRO LINEAL.....	38
TABLA 3.13 COSTOS POR MONTAJE SEGÚN DIÁMETRO POR METRO LINEAL	38
TABLA 3.14 COSTOS DE LA ENERGÍA PERDIDA SEGÚN DIÁMETRO POR METRO LINEAL	39
TABLA 3.15 COSTOS DE MANTENIMIENTO SEGÚN DIÁMETRO POR METRO LINEAL.....	40
TABLA 3.16 RESUMEN DEL ANÁLISIS ECONÓMICO – MÉTODO TRADICIONAL	40
TABLA 3.17 RESUMEN DEL ANÁLISIS ECONÓMICO - MÉTODO DETALLADO	41
TABLA 4.1 PRESIONES TOTALES EN LA ENTRADA Y LA SALIDA, Y PÉRDIDAS TOTALES PARA CADA TIPO DE MALLA.....	46
TABLA 4.2 PRESIONES TOTALES EN LA ENTRADA Y LA SALIDA, Y PÉRDIDAS TOTALES SEGÚN LA SIMULACIÓN Y SEGÚN LA EUCUACIÓN DE ENERGÍA PARA CADA DIÁMETRO DE TUBERÍA	51
TABLA 5.1 PARÁMETROS DEL PROYECTO HYDRIKA 4	52
TABLA 5.2 PÉRDIDAS TOTALES DE LA TUBERÍA POR TRAMOS.....	53
TABLA 5.3 SOBREPRESIONES DE GOLPE DE ARIETE POR TRAMOS.....	53
TABLA 5.4 DIMENSIONAMIENTO DEL ESPESOR POR TRAMOS	54
TABLA 5.5 RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (CAPACIDAD PÓRTATE) DEL PERFIL GEOLÓGICO EN $tonf/m^2$	54
TABLA 5.6 COMPONENTES DEL PESO DEL SISTEMA SUPERIOR TUBERÍA–VOLUMEN DE CONTROL DE AGUA.....	61
TABLA 5.7 FUERZAS DE FRICCIÓN EN LA JUNTA DE EXPANSIÓN	62
TABLA 5.8 FUERZAS DEBIDO A LA PRESIÓN EN LA JUNTA	62
TABLA 5.9 FUERZAS DE FRICCIÓN POR VARIACIÓN DE TEMPERATURA	64
TABLA 5.10 FUERZAS DEBIDO A LAS PÉRDIDAS DE ENERGÍA EN LA TUBERÍA SUPERIOR	64
TABLA 5.11 FUERZAS EXTERNAS DE LA TUBERÍA SUPERIOR EN $tonf$	64
TABLA 5.12 COMPONENTES DEL PESO DEL SISTEMA INFERIOR TUBERÍA -VOLUMEN DE CONTROL DE AGUA.....	65

TABLA 5.13 FUERZAS DEBIDO A LAS PÉRDIDAS DE ENERGÍA EN LA TUBERÍA INFERIOR	66
TABLA 5.14 FUERZAS EXTERNAS DE LA TUBERÍA INFERIOR EN <i>tonf</i>	66
TABLA 5.15 PESO DE LOS MACHONES.....	67
TABLA 5.16 FUERZA DEBIDO A LAS PRESIONES SOBRE EL VOLUMEN DE CONTROL CONTENIDO EN EL MACHÓN	67
TABLA 5.17 FUERZA CENTRÍFUGA	68
TABLA 5.18 ANÁLISIS DE VOLCADURA - MOMENTO GENERADO POR CADA FUERZA EXTERNA EN LOS MACHONES	68
TABLA 5.19 ANÁLISIS DE VOLCADURA - MOMENTOS RESPECTO A "O", MOMENTOS.....	70
TABLA 5.20 ANÁLISIS DE VOLCADURA - MOMENTO GENERADO POR CADA PAR DE PERNOS DE ANCLAJE EN LOS MACHONES..	71
TABLA 5.21 ANÁLISIS DE VOLCADURA CON PERNOS DE ANCLAJE - MOMENTOS RESPECTO A "O", MOMENTOS RESPECTO AL CENTRO DE LA SUPERFICIE PROYECTADA Y EXCENRICIDADES	72
TABLA 5.22 ANÁLISIS DE VOLCADURA CON PERNOS DE ANCLAJE - MOMENTO RESPECTO A "O", MOMENTO	72
TABLA 5.23 ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO - COMPONENTES DE LAS FUERZAS ACTUANTES	73
TABLA 5.24 ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO - COMPONENTES DE LAS FUERZAS ACTUANTES	73
TABLA 5.25 ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO - COMPONENTES DE LAS FUERZAS ACTUANTES	74
TABLA 5.26 ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO - COMPONENTES DE LAS FUERZAS ACTUANTES	74
TABLA 5.27 ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO - FUERZAS HORIZONTALES, VERTICALES Y RELACIONES H/V	75
TABLA 5.28 ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO - COMPONENTES DE LAS FUERZAS DE CADA PERNO DE ANCLAJE EN LOS MACHONES MV-1, MV-2, MV-3, MV-4, MV-5 Y MVH-1	75
TABLA 5.29 ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO CON PERNOS DE ANCLAJE - FUERZAS HORIZONTALES TOTALES,	76
TABLA 5.30 ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO CON PERNOS DE ANCLAJE - FUERZAS HORIZONTALES TOTALES, FUERZAS	76
TABLA 5.31 CARACTERÍSTICAS FINALES DE LOS MACHONES, PERNOS DE ANCLAJE Y EL SUELO	77
TABLA 5.32 ANÁLISIS DE ESFUERZOS CON PERNOS DE ANCLAJE	77
TABLA 5.33 ESFUERZOS PARCIALES EN LOS APOYOS POR TRAMO.....	80
TABLA 5.34 ESFUERZO TOTAL EN LOS APOYOS POR TRAMO.....	81
TABLA 5.35 SECCIONES TÍPICAS Y CANTIDAD DE BLOQUES DE APOYO POR TRAMO	85
TABLA 5.36 FUERZAS EN EL BLOQUE DE APOYO DEL TRAMO IV	86
TABLA 5.37 DISTANCIAS Y MOMENTOS RESPECTO DEL CENTRO DE LA BASE EN EL BLOQUE DE APOYO DEL TRAMO IV	87
TABLA 5.38 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA BASE DEL BLOQUE DE APOYO DEL TRAMO 4.....	88
TABLA 5.39 DISTANCIAS Y MOMENTOS RESPECTO DEL PUNTO O EN EL BLOQUE DE APOYO DEL TRAMO IV	89
TABLA 5.40 ANÁLISIS DE ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO DE LOS BLOQUES DE APOYO PARA CADA TRAMO	90
TABLA 5.41 MOMENTOS RESULTANTES RESPECTO AL PUNTO O EN LOS BLOQUES DE APOYO PARA CADA TRAMO.....	90
TABLA 5.42 RESUMEN DE EXPANSIONES DE LA TUBERÍA FORZADA POR TRAMOS.....	93
TABLA 6.1 VARIACIÓN DEL VALOR PRESENTE POR EFECTO DE LA TASA DE INTERÉS Y LOS AÑOS.....	95
TABLA 6.2 PORCENTAJES DE PARTICIPACIÓN DE CADA COMPONENTE INFLUYENTE EN EL COSTO DE LA T.F.	96
TABLA 6.3 PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE LA FUERZA DE FRICCIÓN POR PÉRDIDAS DE RUGOSIDAD.....	98

LISTA DE ECUACIONES

(Ec. 2.1).....	12
(Ec. 2.2).....	13
(Ec. 2.3).....	13
(Ec. 2.4).....	13
(Ec. 2.5).....	14
(Ec. 2.6).....	17
(Ec. 2.7).....	17
(Ec. 2.8).....	17
(Ec. 2.9).....	17
(Ec. 2.10).....	17
(Ec. 2.11).....	17
(Ec. 2.12).....	18
(Ec. 2.13).....	18
(Ec. 2.14).....	18
(Ec. 2.15).....	18
(Ec. 2.16).....	18
(Ec. 2.17).....	18
(Ec. 2.18).....	19
(Ec. 2.19).....	19
(Ec. 2.20).....	20
(Ec. 2.21).....	20
(Ec. 2.22).....	21
(Ec. 2.23).....	22
(Ec. 2.24).....	22
(Ec. 2.25).....	24
(Ec. 2.26).....	24
(Ec. 2.27).....	26
(Ec. 2.28).....	27
(Ec. 2.29).....	27
(Ec. 2.30).....	28
(Ec. 2.31).....	28
(Ec. 2.32).....	28
(Ec. 4.1).....	44
(Ec. 4.2).....	44
(Ec. 4.3).....	48
(Ec. 4.4).....	48
(Ec. 4.5).....	48

(Ec. 4.6).....	48
(Ec. 4.7).....	48
(Ec. 4.8).....	48
(Ec. 4.9).....	48
(Ec. 5.1).....	61
(Ec. 5.2).....	62
(Ec. 5.3).....	63
(Ec. 5.4).....	67
(Ec. 5.5).....	74
(Ec. 5.6).....	74
(Ec. 5.7).....	78
(Ec. 5.8).....	79
(Ec. 5.9).....	79
(Ec. 5.10).....	79
(Ec. 5.11).....	79
(Ec. 5.12).....	79
(Ec. 5.13).....	79
(Ec. 5.14).....	79
(Ec. 5.15).....	87
(Ec. 5.16).....	87
(Ec. 5.17).....	87
(Ec. 5.18).....	87
(Ec. 5.19).....	93



1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1. Situación general global

En la actualidad, cualquier desarrollo sobre proyectos hidroeléctricos repercute en impactos ambientales, políticos y sociales los cuales deberían tomarse en consideración al inicio de la etapa de planificación (Novak et al., 2007). La energía hidroenergética se ha posicionado como una fuente estable y confiable en 159 países. Además, esta representa el 85% de electricidad renovable mundial (Castillo et al., 2017). Sin embargo, a pesar de este alto porcentaje, la energía extraída del potencial natural hidroenergético es el 20% del consumo total mundial (Novak et al., 2007). Ello es más que el 12.8% de la energía nuclear, dos veces más que la energía eólica, solar y geotérmicas juntas, pero mucho menos que el 67.2% de la energía producida por combustibles fósiles (Castillo et al., 2017). A continuación, se muestra, en la Figura 1-1, la evolución de la generación mundial de electricidad en Teravatios-hora (TWh).

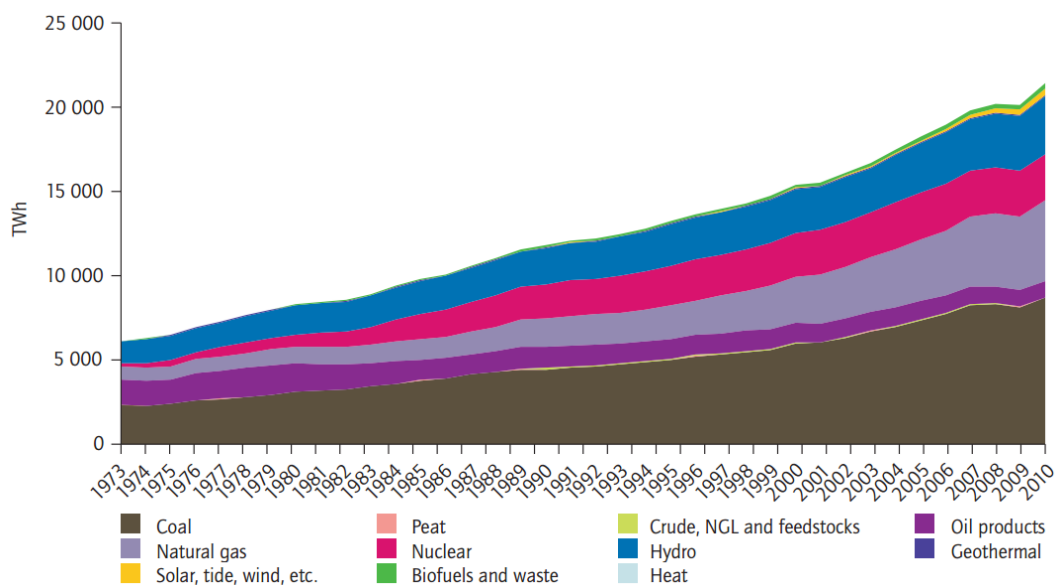


Figura 1-1 Generación mundial de electricidad por combustible, 1973-2010

Fuente: International Energy Agency, 2012, p.9

Se observa que la capacidad instalada proveniente de centrales hidroeléctricas está en aumento. Esta se duplicó en el año 2010 (2770 TWh) respecto del año 1973 (1300 TWh). Mencionada tendencia se ve reflejada desde 1965 y se estima que continúe con mayor pendiente en los años venideros (IEA, 2012). La aceptación por parte de los gobiernos y los inversionistas se debe principalmente a que la energía hidroeléctrica presenta más ventajas que otras fuentes de poder. Una de estas ventajas es la gran variedad de actividades económicas que pueden brindar los reservorios que se construyen como el suministro de agua dulce a comunidades, control de avenidas ocasionales que generan desbordamientos, irrigación, servicios de navegación y recreación.

En la Figura 1-2 se observa la evolución de la cantidad de energía generada por hidroeléctricas en Teravatios-hora (TWh). Se aprecia que el potencial hidroeléctrico se encuentra en aumento debido a que es una fuente con precios competitivos y un impacto menor al medio ambiente en comparación a sus competidores. Sin embargo, todavía no alcanza su auge porque se enfrenta conflictos sociales con comunidades, dificultades de financiamiento y falta de especialistas en algunos continentes (IEA, 2012). La capacidad instalada por hidroenergía en el mundo es alrededor de 2770 TWh (Novak et al., 2007).

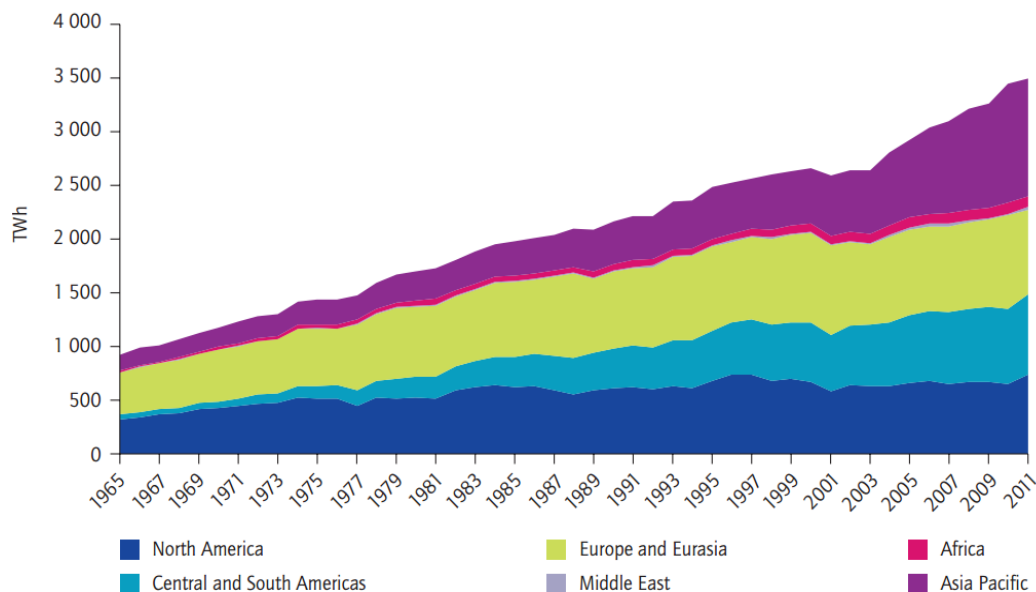


Figura 1-2 Generación de hidroelectricidad, 1965-2011
Fuente: International Energy Agency, 2012, p.11

Por otro lado, respecto a América Central y del Sur, el desarrollo en el rubro hidroeléctrico ha sido notable. Aproximadamente la mitad de la electricidad producida en la región es producto de las centrales hidroeléctricas. Es por ello que América Latina posee la red matriz energética más limpia del mundo. Es decir, un sistema de producción con exclusión de agentes contaminantes que generen residuos. Los proyectos hidroenergéticos son parte fundamental de los planes de expansión de muchos países. En la Tabla 1.1 se observa el potencial hidroeléctrico no explotado disponible de cada país de América del Sur (IEA, 2012).

Tabla 1.1 Estimación del potencial hidroeléctrico disponible en Sudamérica

Country	Reference year	Hydropower potential (MW)	Installed capacity (MW)	% of potential
Argentina	2007	40 400	9 934	25%
Bolivia	2006	1 379	484	35%
Brazil	2010	260 093	80 703	31%
Colombia	2007	96 000	9 407	10%
Equator	2008	30 865	2 064	7%
Guyana	2010	7 600	n.a.	
Paraguay	2003	12 516	8 350	67%
Peru	2006	58 937	3 067	5%
Suriname	1994	2 420	n.a.	
Uruguay	2006	58 937	3 067	5%
Venezuela	2002	46 000	28 725	62%
Sub-total		583 181	149 227	26%

Fuente: International Energy Agency, 2012

1.2. Situación en el Perú

A fines de la década de 1980, el Perú era una nación con bajos ingresos familiares y uso de electricidad per cápita 10 veces menor que en España. Además, las malas decisiones gubernamentales y el terrorismo provocaron un periodo de incertidumbre económica hasta fines de la década de 1990. Afortunadamente, la demanda energética pudo satisfacerse a través del extenso sistema hidroeléctrico que se desarrolló a lo largo del siglo XX. A partir del 2001, el Perú empezó a desarrollar un fuerte crecimiento económico, sobretudo en el sector construcción. Estas circunstancias dieron lugar a una red eléctrica que suministra 300% los niveles en los 1990 y 200% de los 2000 (Vázquez-Rowe, Reyna, García-Torres & Kahhat, 2015).

En la actualidad, el Perú cuenta con 45 centrales eléctricas mayores a 18MW. Este conjunto está conformado por 23 centrales hidroeléctricas que suman 3 152 MW y 28 centrales termoeléctricas que suman 3 811 MW. Es importante resaltar que de las centrales termoeléctricas 9 operan con gas natural y alcanzan una potencia de 2 658 MW (Falcón, Rojas, Rosas, Scot & Velásquez Palomino, 2013). En lo que va del 2018, sólo ingresó en operación una central solar fotovoltaica Rubí (Osinergmin, 2018).

La participación de la energía hidroeléctrica comenzó a disminuir desde el año 2004. Coincidentemente, el 2004 fue el año de inicio de las operaciones del proyecto gasífero Camisea. El porcentaje de energía bajó de un 76% en el 2004 a 58% en el 2011 mientras que de las centrales térmicas de gas natural ascendieron a un 38% (Castillo et al., 2017). Recién en el año 2015, la tasa de crecimiento de generación de energía se está recuperando a 2% anual. En el año 2016, el porcentaje de energía hidroeléctrica fue de

37.40% mientras que el de energía termoeléctrica fue de 59.08%. Además, en el año 2017, la producción de energía hidroeléctrica entrante se pronosticó a 71.04 % mientras que, las centrales térmicas, solo alcanzaron un 27.32% (Osinergmin, 2017). Al final, al término del 2017, las centrales hidroeléctricas constituyeron el 26.83% de la generación energética en la red nacional mientras que las centrales termoeléctricas alcanzaron el 62.74% (Osinergmin, 2018) tal como se muestra en la Figura 1-3.

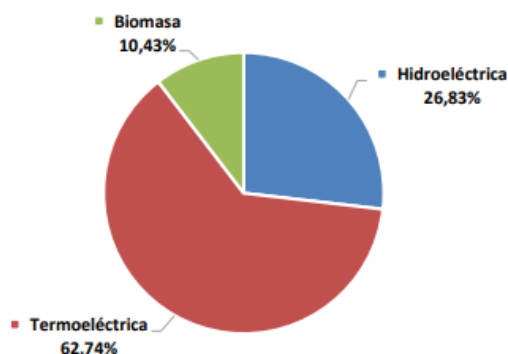


Figura 1-3 Participación porcentual por tipo de tecnología en el año 2017
Fuente: Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería, 2018

Por otro lado, diferentes países del mundo han dado prioridad al problema del el cambio climático y el calentamiento global. Por ello, se han establecido en los últimos años distintos acuerdos y tratados para la mitigación de este problema global. Actualmente, el Perú se encuentra inscrito en el Tratado de París, ratificado el 22 de abril de 2016. En este tratado se promueve el uso de energías renovables (Verán, 2017).

El empleo del agua en la generación de energía satisface los dos grandes retos mundiales futuros a los cuales se les deberían dar prioridad, es decir, el cambio climático por la baja emisión de gases de efecto invernadero y la seguridad energética debido a que reduce la dependencia externa. Además, su empleo en la producción de energía deriva en un gran ahorro de recursos combustibles, bajos costos de operativos, una vida útil prolongada y mejores cuidados medio ambientales que presentan a comparación del gas natural. En la Figura 1-4 se observa la proporción de generadores de energía eléctrica por tipo de tecnología desde el año 2008 hasta el 2016.

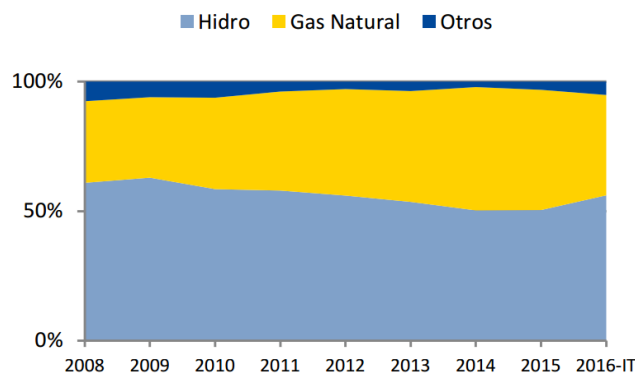


Figura 1-4 Producción por tipo de tecnología, 2008-2016.
Fuente: Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería, 2016, p.3

1.3. Justificación y viabilidad

La trascendencia de esta tesis radica en la escasa información nacional existente sobre centrales hidroeléctricas en el Perú, sobre todo en las minicentrales de tipo agua fluyente (pequeñas centrales) y en las partes que esta compone, como, por ejemplo, la tubería forzada. Además, en un país catalogado como uno de los que gozan de gran cantidad de recursos hídricos, es indispensable el aprovechamiento y desarrollo de este medio para la generación de energía limpia cuya demanda aumenta de forma exponencial cada año. Por ello, la investigación de métodos que optimicen los diseños de las diferentes partes que componen una central hidroeléctrica, como en la presente tesis que aborda el caso de la tubería forzada, es indispensable para la mayor producción de energía. La correcta elección del diámetro origina un mejor aprovechamiento de la caída bruta en las turbinas lo cual deriva en mayor cantidad de electricidad para miles de personas.

Por otra parte, para fomentar la inversión en proyectos de centrales hidroeléctricas, es importante la estimación correcta de los costos de ejecución. Debido a ello, el enfoque de la presente tesis en la optimización no solo se concentra en el ámbito del diseño hidráulico y estructural, sino que también brinda un perfil económico sencillo y aplicable en todo el país. Este trabajo brindará una mayor profundidad en aspectos que por lo general no son tomados en cuenta durante la etapa de prefactibilidad por falta de información o la prisa de los diseñadores en ganar las licitaciones del proyecto. Los diseñadores serán beneficiados en la realización de la estimación del gasto generado en la construcción de la tubería forzada para diferentes casos dependiendo de la topografía, características específicas de la tubería y la zona geográfica en la cual se encuentre la central hidroeléctrica. Asimismo, se busca disminuir el tiempo de diseño y brindar mayor confianza al proyectista en la realización de las diferentes alternativas que los mismos propongan.

Adicionalmente, como el Perú firmó el tratado de París, la industria de energías renovables debe ser impulsada. Entre ellas, el sector hidroenergético es el más viable para el Perú debido a nuestro gran potencial hídrico. Por ello, es un deber de todos los profesionales contribuir a la investigación y la aplicación de nuevos métodos y tecnologías que fomenten el uso de este recurso (Verán, 2017). Esta tesis ampliará el panorama de diseño de las centrales hidroeléctricas de agua fluyente incrementando, así, el interés de nuevos investigadores.

En síntesis, el fin de optimizar el diseño de la tubería forzada es ayudar a generar mayor cantidad de energía renovable para el sistema interconectado nacional. De esta forma, se busca contribuir al desarrollo sostenible del Perú a través del uso de centrales

hidroeléctricas eficientes y limpias. Además, se propone mejorar la rentabilidad de los inversores privados de modo que sus centrales puedan generar mayor energía con la misma inversión.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Mejorar la estimación del diámetro óptimo y desarrollar un predimensionamiento básico de las componentes de la tubería forzada para la etapa prefactibilidad en centrales hidroeléctricas de agua fluyente.

1.4.2. Objetivos específicos

- Realizar un análisis económico de las diferentes partidas que participan en la estimación del costo de la tubería forzada que sean dependientes del diámetro mediante dos métodos de análisis.
- Ejecutar cálculos hidráulicos de pérdidas y sobrepresiones en estados estacionarios y transitorios respectivamente.
- Modelar diferentes tuberías forzadas mediante simulaciones del software ANSYS para brindar mayor soporte a la optimización en el análisis económico.
- Desarrollar el predimensionamiento de las obras civiles y mecánicas de la tubería forzada.

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Tipos de centrales

La diversidad de las centrales hidroeléctricas es muy amplia ya que se pueden clasificar en términos de potencia (grandes >10 MW, minis 3KW-10 MW y micros <3 KW), en caída (poca caída <50 m, mediana caída 50-300 m y de gran caída >300 m) (Harvey, 1993). Para propósito de esta tesis, se clasificarán las centrales según tipo, es decir, centrales de agua fluyente, centrales con reservorio y centrales de bombeo (Novak et al., 2007).

2.1.1. Centrales de agua fluyente

Son centrales que no cuentan con embalse de regulación anual de agua debido a que, algunas veces, la topografía, la geología, las consideraciones económicas y ambientales dificultan su construcción. Por ejemplo, una sección rocosa estrecha de río con gran velocidad dificulta la construcción de un embalse (Novak et al., 2007).

Las centrales de agua fluyente no detienen la corriente del río, pero derivan parte del flujo hacia canales y tuberías hasta llegar a las turbinas (Falcón et al., 2013). En épocas de lluvia trabajan con su máxima capacidad. Si el caudal es mayor al de diseño, la estructura de toma deja pasar el agua excedente. En cambio, en épocas de estiaje, su desventaja es que la generación de energía no se mantiene constante y puede llegar a ser nula (Harvey, 1993).

El esquema descrito anteriormente es típico de las minicentrales. Su potencia no es muy grande y depende directamente del caudal y la caída bruta. Por ello, para generar una mayor cantidad de energía, las centrales de agua fluyente normalmente se usan en conjunto. La técnica para generar mayor carga empleada en estas centrales es el “sistema en cascada” debido a que se generan pequeños embalses de acumulación de carga hidráulica de forma escalonada como se muestra en la Figura 2-1 (IEA, 2012). Este sistema maximiza el aprovechamiento de agua del río.

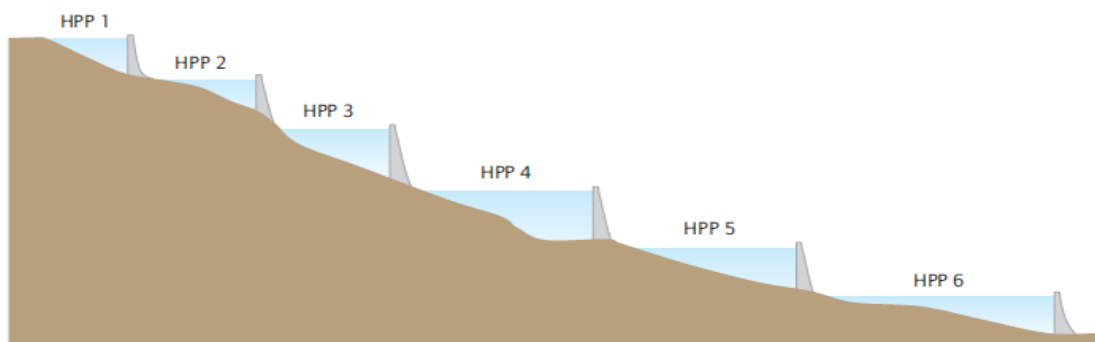


Figura 2-1 Sistema en cascada
Fuente: International Energy Agency, 2012, p.13

2.1.2. Centrales hidroeléctricas con reservorio

Almacenar agua en un reservorio de acumulación anual elimina la dependencia de la variabilidad de la escorrentía superficial durante todo el año. Además, proporciona flexibilidad para generar electricidad en las horas más demandadas. Durante el día se puede minimizar la producción de electricidad y durante la noche maximizarla ya que es durante estas horas que la energía genera mayor rentabilidad (Ortiz Flórez et al., 2001). Estas centrales son consideradas usualmente gran potencia. Sin embargo, poseen la desventaja de ser más complejas y caras. Además, pueden generar problemas severos como la sobreacumulación de sedimentos después de algunos años. Cuando esto ocurre, normalmente el dragado del material acumulado es muy caro (Harvey, 1993).

Por otro lado, el reservorio puede promover otras actividades productivas para las comunidades cercanas como flujos para la irrigación de cultivos, piscigranjas, potabilización de agua y actividades recreacionales. Las inversiones en este tipo de centrales son mucho mayores en comparación con las minicentrales pero la rentabilidad también es mayor con un correcto aprovechamiento de todos los servicios disponibles que esta podría brindar (IEA, 2012).

2.1.3. Centrales hidroeléctricas de bombeo

Estas centrales son de uso combinado con proyectos de energía solar y eólica debido a que una central hidroeléctrica convencional sería insuficiente para justificar su uso (Novak et al., 2007). Constan de varios reservorios, uno inferior del cual se bombea el agua a los reservorios superiores como se observa en la Figura 2-2. Los excedentes de energía las centrales solares y eólicas se emplean en las bombas del reservorio inferior. Una vez que los vientos disminuyen su fuerza o que los rayos solares se ven influenciados por las nubes, las centrales de bombeo empiezan a funcionar. Estas brindan soporte de emergencia a las ciudades europeas y son de gran potencia (IEA, 2012).

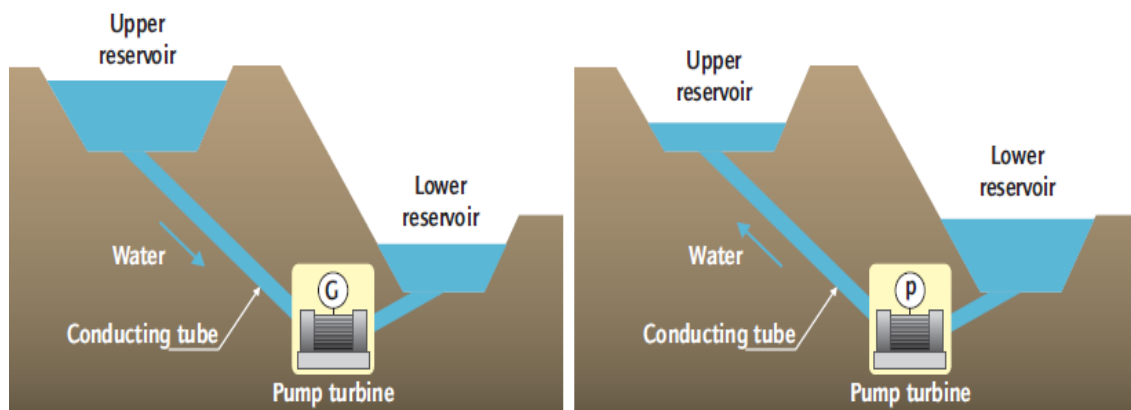


Figura 2-2 Central hidroeléctrica de bombeo
Fuente: International Energy Agency, 2012, p.13

2.2. Minicentrales hidroeléctricas de agua fluyente

2.2.1. Componentes hidráulicos de una minicentral de agua fluyente

Las estructuras civiles de una minicentral de agua fluyente son difíciles de estandarizar debido a que dependen de diferentes factores, como lo son la hidrología, la topografía y la geología del área de proyecto (Paraschivescu, Ahmad-Rashid, Popa, & Popa, 2017). Estas estructuras y sus respectivos factores se detallan a continuación.

2.2.1.1. Obras de cabecera

Son las estructuras que facilitan el ingreso de agua controlado de río al sistema hidráulico de la minicentral. La primera obra de cabecera es la toma cuyo dimensionamiento debe ser tal que, con cualquier tirante del río, la captación de una determinada cantidad de agua de río permita el funcionamiento de la minicentral. Esta estructura evita el ingreso de sólidos grandes flotantes o en suspensión a la central (Harvey, 1993). En el Perú, es de empleo común las bocatomas con presa tirolesa tal como se observa en la Figura 2-3. Estas se adecuan a los ríos de montaña donde las pendientes del cauce son pronunciadas. La presa tirolesa no es de regulación ni de embalse, es decir, el exceso de agua es vertido por el vertedero superior de un pequeño barraje aprovechando el caudal que hay en el instante dado. El flujo de agua es canalizado por un barraje permanente y captado mediante una rejilla en la parte inferior de la zona libre de barraje. La construcción de la captación debe construirse en un cauce estable con la finalidad de evitar derrumbes y erosiones que puedan inutilizar la toma (Novak et al., 2007).

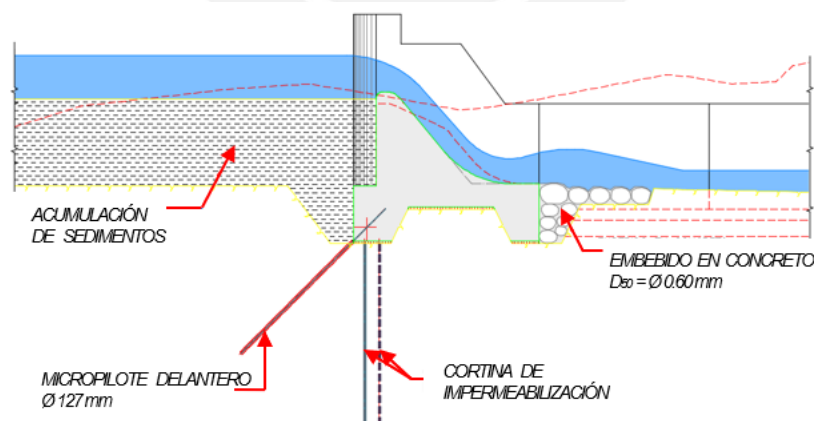


Figura 2-3 Perfil de bocatoma con presa tirolesa
Fuente: Propia

La segunda obra de cabecera es el desarenador el cual es la estructura hidráulica siguiente a la bocatoma. En ella se retienen los sedimentos finos que trae consigo el río. Su funcionamiento es imprescindible debido a que asegura la durabilidad y funcionamiento de las turbinas y válvulas. Además, evita la acumulación y obstrucción de

la conducción (Harvey, 1993). Existen varios tipos de diseño para el desarenador. El tipo de desarenador más empleado en el Perú es el longitudinal como se observa en la Figura 2-4. Este elimina la turbulencia y reduce la velocidad del agua de forma que las partículas finas decanten en el fondo. Al final, el sedimento retenido es retirado a través de compuertas de purga que facilitan la limpieza. El desarenador puede estar compuesto por dos o más cámaras paralelas que posibilitan el funcionamiento cíclico de unos mientras otros están en fase de purga (Ortiz Flórez et al., 2001).

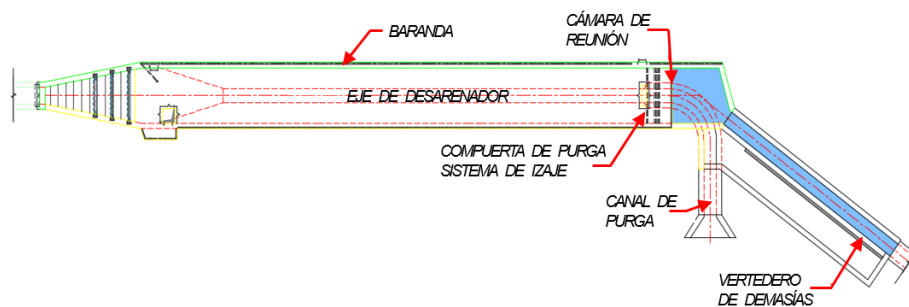


Figura 2-4 Planta y perfil de desarenador
Fuente: Propia

2.2.1.2. Obras de conducción

Es la estructura que conduce el agua desde el desarenador hasta el sistema de regulación. La conducción puede estar constituida por tuberías, túneles y canales expuestos o enterrados (Novak et al., 2007). La dirección del eje geométrico y la longitud dependerán de la topografía. La pendiente se establece mediante un criterio económico donde se estudian múltiples alternativas. Se busca lograr mayor eficiencia manteniendo una pendiente longitudinal positiva menor a la del río con el fin de aprovechar una mayor caída bruta en la tubería forzada. Ello derivará en mayor potencia de la central y mayores utilidades para el inversionista (Mosonyi, 1965). En la Figura 2-5 se muestra un ejemplo de conducción en tubería.

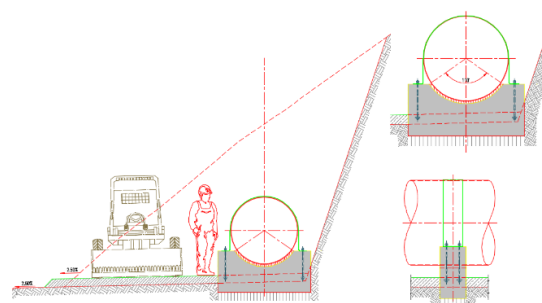


Figura 2-5 Elevación de secciones típicas de conducción
Fuente: Propia

2.2.1.3. Sistemas de regulación

Son las estructuras que aseguran una presión estable en la tubería forzada. Pueden ser una chimenea de equilibrio o una cámara de caga, dependiendo del esquema hidráulico

propuesto. Su función principal es la de proteger la integridad de las estructuras predecesoras a ella por efectos del golpe de ariete. El sistema convierte el efecto la sobrepresión en pequeñas oscilaciones muy lentas que disipan la energía. Además, sirven como último filtrante de partículas antes de su ingreso a la tubería forzada. Por ello, cuenta con una rejilla de purga y un vertedero para eliminar el agua excedente. Se muestra un ejemplo en la Figura 2-6 (Novak et al., 2007).

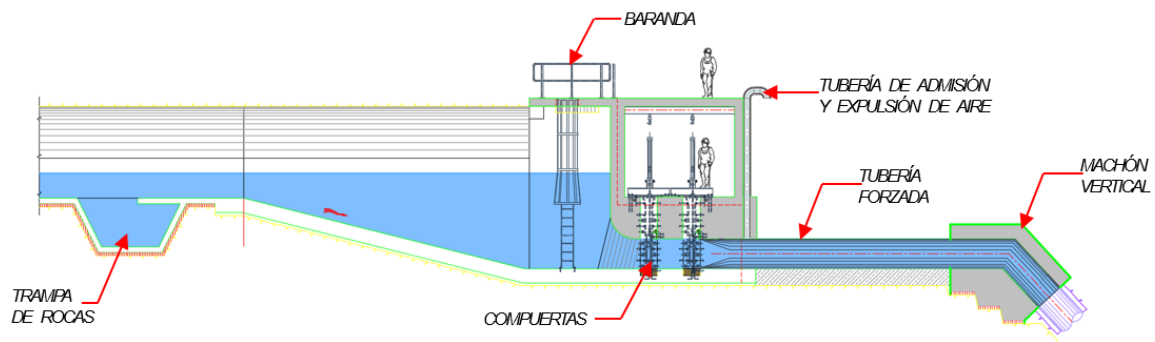


Figura 2-6 Perfil de cámara de carga
Fuente: Propia

2.2.1.4. Tubería forzada o conducción a presión

Son tuberías de gran diámetro, usualmente de acero o concreto, empleados para transportar agua desde el sistema de regulación hasta la casa de máquinas. Se diseñan en lugares que posean una predominante pendiente para generar la mayor cantidad de electricidad con una menor pérdida por fricción. Debido a esto, también se debe evitar la desalineación de las tuberías ya que estas generan cambios repentinos en la línea de energía para el caso que las tuberías se unan mediante bridas (KUMAR, GANDHI & KULKARNI, 2017). Además, es en la mencionada estructura en donde se presenta la transformación de energía potencial a energía cinética y de presión con el fin de mover las turbinas. Posteriormente, estas derivan en energía electromecánica (Novak et al., 2007). La distribución de sus elementos se observa en la Figura 2-7.

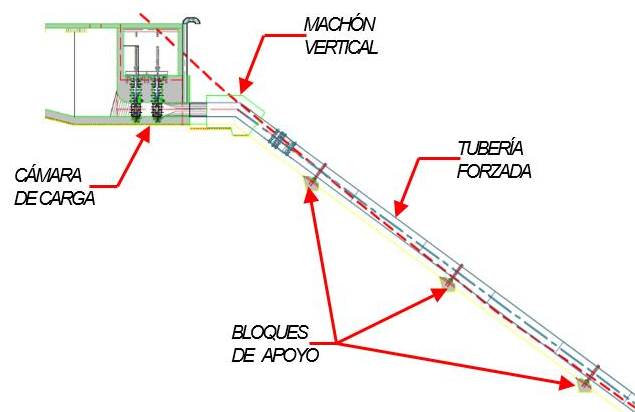


Figura 2-7 Disposición de elementos de la tubería forzada
Fuente: Propia

2.2.1.5. Casa de máquinas

Es la estructura que alberga a las turbinas, generadores, tableros, reguladores, patio de llaves, etc. tal como se observa en la Figura 2-8. En esta estructura las turbinas transforman la energía potencial y cinética en energía rotacional de movimiento. Existen múltiples diseños de turbina en función a la altura de la tubería forzada y a la potencia que se desea obtener (Novak et al., 2007). Esta es la última obra civil de una central hidroeléctrica, luego comienzan las líneas de transmisión de electricidad.

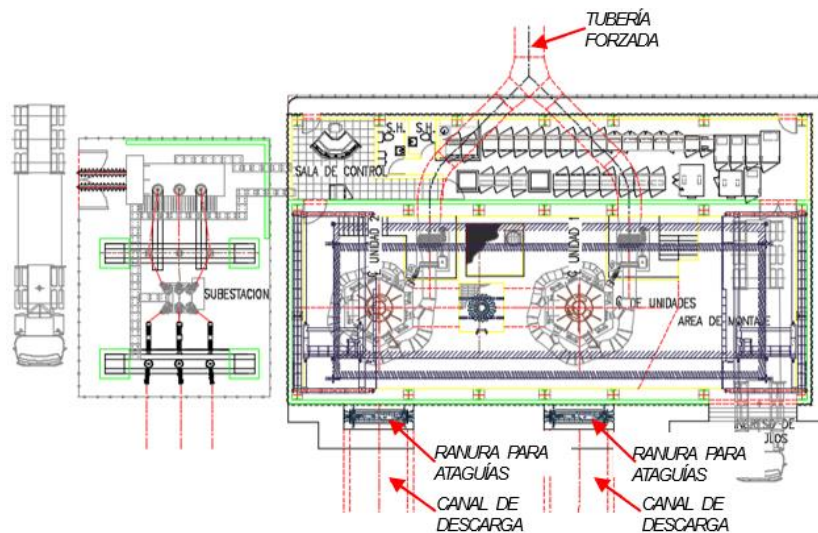


Figura 2-8 Planta de la casa de máquinas
Fuente: Propia

2.2.2. Potencia instalada o potencia eléctrica (P_e)

La potencia que dispone una central hidroeléctrica depende del caudal de diseño, la caída bruta de la tubería forzada, las pérdidas en el sistema y el tipo de turbina. Además, existe un factor de eficiencia que depende del rendimiento de la turbina, del generador y del transformador instalados en la casa de máquinas. A continuación, se muestra la Ecuación 2.1 para calcular la potencia instalada de una Central Hidroeléctrica (Harvey, 1993).

$$P_e = n_T \cdot n_g \cdot n_t \cdot Q \cdot H_0 \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde

- n_T = eficiencia de la turbina
- n_g = eficiencia del generador
- n_t = eficiencia del transformador
- Q = caudal de diseño de la C.H. en m^3/s
- H_0 = carga neta (véase Ecuación 2.23)

2.3. Parámetros de diseño de la conducción a presión

Para empezar, se debe determinar el material y el número de tuberías que comprenderá la tubería forzada. En pequeñas centrales, la tendencia es usar una sola tubería debido a que suele más económico. En cambio, para grandes centrales, es más conveniente emplear varios conductos forzados debido al excesivo caudal captado (Mosonyi, 1965). La topografía dificulta esta tarea por lo cual los bloques de anclaje pueden variar su geometría para adaptar el alineamiento vertical al terreno. Por otro lado, se debe tener la intención de realizar constantes evaluaciones como inspecciones visuales, mediciones de los espesores de la tubería, así como las pruebas de presión de funcionamiento con proyección a extender la vida del proyecto de la tubería (Stutsman, 1999). A continuación, se exponen las componentes de la tubería forzada que requieren de un diseño preliminar.

2.3.1. Componentes

2.3.1.1. Revestimiento

Es la componente que brinda rigidez y resistencia a la conducción a presión. Además, es variable a lo largo del eje de la tubería ya que depende de los esfuerzos actuantes. Debe ser de una dimensión mínima posible tal que facilite el transporte y manipulación durante la instalación. Se emplearán las Ecuaciones 2.2 y 2.3 recomendadas por el “Pacific Gas and Electric Company” y por el “U.S. Bureau of Reclamation”, respectivamente.

$$e_{min} = \frac{D_i}{288} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$e_{min} = \frac{D_i + 20}{288} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde

e_{min} = espesor mínimo en *pulg*

D_i = diámetro interno en *pulg*

Por otro lado, la conducción a presión está compuesta por varias tuberías de acero transitorias unidas mediante soldadura y debe ser capaz de resistir la presión máxima de agua generada en el interior de la tubería. El ASCE (1993) recomienda emplear la Ecuación 2.4 para determinar el espesor mínimo de la tubería de gran longitud que pueda resistir las fuerzas generadas por presión interna.

$$e = \frac{P \cdot D_i}{2 \cdot \sigma_{adm} \cdot E'} + 0.003 \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde

e = espesor requerido para resistir la presión interna en m

P = presión interna al centro de la tubería en m

D_i = diámetro interno en m

σ_{adm} = esfuerzo admisible para la condición de diseño en m

E' = factor de reducción por efecto de las juntas de expansión en valor porcentual (El ASCE recomienda emplear el valor de 0.9)

La presión máxima dentro de la tubería forzada se da cuando se presenta la sobrepresión por efecto del golpe de ariete tal como se muestra en la Ecuación 2.5 (ASCE, 1993).

$$P_{max} = \gamma \cdot (H_0 + \Delta H) \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde

H_0 = carga neta en m (véase Ecuación 2.23)

ΔH = sobrepresión de ariete en m (véase inciso 2.3.4)

γ = densidad del agua en kg/m^3

Por último, el revestimiento debe evitar que se produzca el fenómeno de cavitación mediante la desigualdad $\frac{D_i}{e} > 158$.

2.3.1.2. Abrazaderas

Las abrazaderas del tipo que se observa en la Figura 2-9 sirven para brindar adherencia entre la tubería forzada y los bloques de apoyo. Además, rigidizan la carcasa del conducto de modo que mantienen la forma redonda de la tubería frente a posibles fuerzas internas como sobrepresiones o externas como desprendimientos de rocas. Estos se ubican normalmente al medio de las tuberías transitorias de modo que se reduzca al mismo tiempo la deflexión (Harvey, 1993).

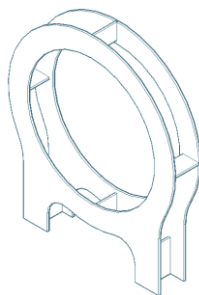


Figura 2-9 Isométrico de abrazadera metálica
Fuente: Propia

2.3.1.3. Bloques de apoyo

Son estructuras de concreto como las que se observa en la Figura 2-10 que soportan el peso de la tubería y el agua retenida dentro de la misma. Este tipo de apoyo restringe el movimiento lateral pero permite el movimiento longitudinal. Se emplea para eliminar las tensiones de flexión causadas por el peso sin incurrir en el costo de construir una superficie de apoyo a lo largo de la tubería (Harvey, 1993).

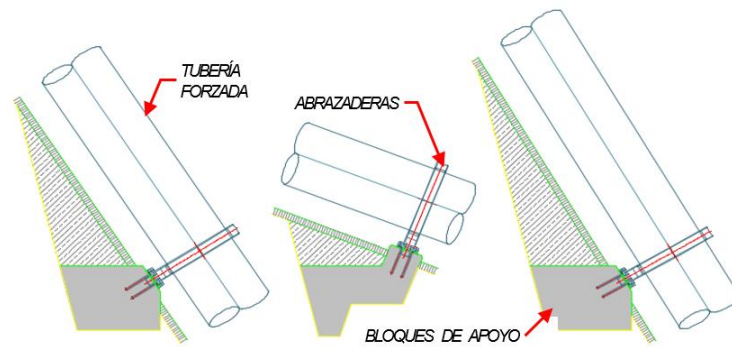


Figura 2-10 Sección de bloque de apoyo
Fuente: Propia

2.3.1.4. Machones o bloques de anclaje

Son estructuras de concreto reforzado cuyas dimensiones son muy superiores a los bloques de apoyo. Su función principal es la de soportar las cargas paralelas al eje de la tubería forzada y restringir cualquier movimiento relativo. Las fuerzas son generadas por el flujo del agua, el peso del agua, el peso de la tubería y los fenómenos transitorios. Este último es el golpe de ariete, el cual genera valores extremos máximos y mínimos de presión a lo largo de la tubería que son considerados en el diseño tanto del machón como de la tubería (Nikolaev, 2017) (Triki, 2017).

La fuerza de fricción entre el machón y el suelo combinada con la fuerza producida por los anclajes debe ser capaz de neutralizar las cargas laterales. Debido a su función, se ubican en los cambios de pendiente a lo largo del alineamiento de la tubería forzada como se muestra en la Figura 2-11. Siempre debe colocarse un machón antes de la entrada a la casa de máquinas con la finalidad de proteger a las turbinas (Harvey, 1993).

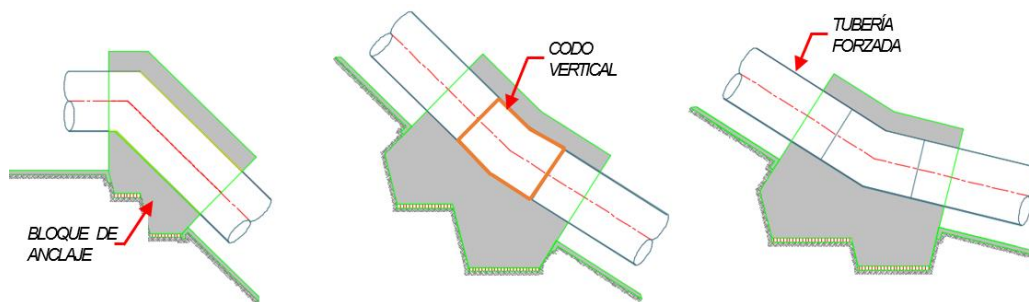


Figura 2-11 Sección de un machón vertical
Fuente: Propia

2.3.1.5. Juntas de expansión

Son estructuras mecánicas conformadas por múltiples anillos concéntricos que permiten el desplazamiento relativo entre sí. Su función principal es la de disminuir las cargas laterales que se transmiten a los machones. Disipan el desplazamiento lateral por expansión o contracción de la tubería en función a la temperatura. Normalmente se ubican entre un metro a tres metros después de los cambios de pendiente, es decir, después de los machones, con la finalidad de desvanecer gran parte de la carga lateral antes que alcance a los bloques de anclaje (Harvey, 1993). El detalle de las juntas de expansión se presenta en la Figura 2-12.

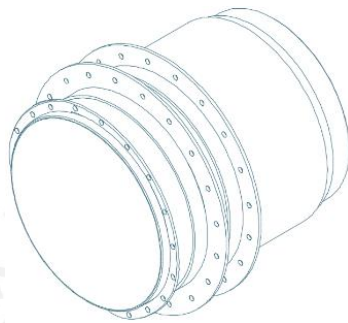


Figura 2-12 Detalle mecánico de una junta de expansión
Fuente: Propia

2.3.1.6. Tubería transitoria

Esta componente de la conducción a presión se refiere a las tuberías en sí, como en la Figura 2-13, que conforman los tramos rectos de la tubería forzada. Su longitud comercial es de 6 metros y se unen mediante soldadura. La tubería transitoria debe poseer un espesor adecuado tal que sea capaz de resistir los esfuerzos aplicados durante toda la etapa de construcción. Debe resistir los esfuerzos durante el izaje de la misma, la instalación y funcionamiento en diferentes condiciones. En la etapa de funcionamiento, debe ser capaz de resistir las sobrepresiones y una deflexión máxima permisible explicada en el acápite 5.1.3.1.

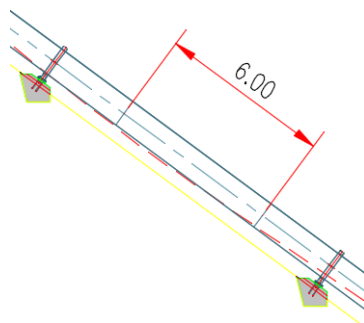


Figura 2-13 Sección de la tubería forzada
Fuente: Propia

2.3.2. Diámetros preliminares

Antes de empezar el análisis económico propuesto para fines de optimizar el diámetro, primero, se deben establecer diámetros preliminares para determinar el rango de análisis a partir de fórmulas directas y simplificadas. Estas dependen únicamente de la capacidad instalada del proyecto, el caudal y la caída bruta. Las Ecuaciones 2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 2.10 y 2.11 son usadas como referencia preliminar para estimar el rango de valores en el cual se analizará el diámetro más óptimo (Ortiz, 2011) (Mosonyi, 1965).

$$\text{Bier (1945)} \quad D_i = 0.176 \left(\frac{P_e}{H_b} \right)^{0.466} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

$$\text{Sarkaria (1979)} \quad D_i = 0.71 \frac{P_e^{0.43}}{H_b^{0.65}} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$\text{Warnick (1984)} \quad D_i = 0.72 \frac{P_e^{0.43}}{H_b^{0.63}} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

$$\text{Bondschú} \quad D_i = 1.27 \frac{Q^{0.4268}}{(H_b + \Delta H)^{0.1423}} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

$$\text{Fahlbusch (1987)} \quad D_i = 1.12 \frac{Q^{0.45}}{H_b^{0.12}} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$\text{Mosonyi (1965)} \quad D_e = \left(\frac{5.2 \cdot Q^3}{H_b} \right)^{1/7} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde

D_i = diámetro interno en m

D_e = diámetro externo en m

P_e = potencia instalada o potencia eléctrica en KW

Q = caudal de diseño en m^3/s

H_b = altura bruta en m

ΔH = sobrepresión de ariete en m (véase inciso 2.3.4)

Además, los diámetros propuestos deben satisfacer el criterio de mantener el flujo a velocidades entre 4 a 6 m/s. La velocidad mínima de 4 m/s condiciona el mejor aprovechamiento de la energía cinética en las turbinas y la velocidad máxima de 6 m/s es debido a que las altas velocidades afectan el revestimiento (Mosonyi, 1965). Otro

criterio importante, es considerar una pendiente de línea de energía entre los valores de 0.5% a 2% de modo que las pérdidas por fricción no sean exageradas (Mosonyi, 1965).

2.3.3. Condiciones estacionarias: Pérdidas de carga

Las pérdidas hidráulicas estacionarias son generadas por la fricción del material de la tubería y por las pérdidas locales de acuerdo a la Ecuación 2.12 (Divatia, Chelvaraj, A.& Murthy, 1974) (Ortiz, 2011).

$$h_f = \text{Pérdidas}_{fricción} + \text{Pérdidas}_{locales} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Las pérdidas por fricción se generan por disipación de energía debido a la resistencia de la pared dentro tubería para un flujo laminar (Roberson, Cassidy & Chaudhry, 1995). Para la obtención de las pérdidas por fricción (h_{fricc}) de la Ecuación 2.13 se usarán las Ecuaciones 2.14 (Darcy-Weisbach) y 2.15 (Colebrook-White) (Chow, 1986).

$$\text{Pérdidas}_{fricción} = h_{fricc} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

$$h_{fricc} = \lambda \cdot \frac{L}{D_i} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Donde

- λ = coeficiente de pérdidas por fricción
- L = longitud de la tubería en m
- D_i = diámetro interno de la tubería en m
- V = velocidad del agua en la tubería en m/s

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left(\frac{k_s}{3.7 \cdot D_i} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde

- k_s = rugosidad absoluta en m
- Re = Número de Reynolds

Por otro lado, las pérdidas locales son provocadas por protuberancias que alteran el flujo uniforme del conducto. La energía asociada por aquella turbulencia es la que produce las pérdidas locales en transiciones o accesorios (Roberson et al., 1995). La Ecuación 2.16 muestra las pérdidas asociadas para el caso de la tubería forzada a partir de las Ecuaciones 2.17 (Pérdidas por rejilla h_r), 2.18 (Pérdidas en la entrada h_E), 2.19 (Pérdidas en los codos h_k), 2.20 (Pérdidas en válvulas h_v) y 2.21 (Pérdidas por bifurcación h_{ram}).

$$\text{Pérdidas}_{locales} = h_r + h_E + h_k + h_v + h_{ram} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

$$h_r = \xi_R \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Donde

ξ_R = coeficiente de pérdidas por rejilla (Figura 2-14)

V = velocidad del agua en la tubería en m/s

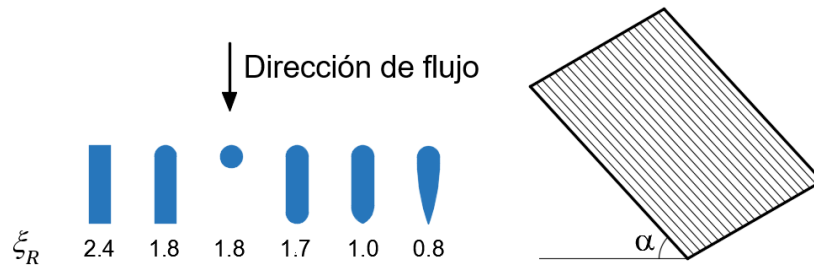


Figura 2-14 Coeficiente de pérdidas en la rejilla por fricción
Fuente: Ortiz Flórez, R., & Machado, H, 2001

$$h_E = \xi_E \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Donde

ξ_E = coeficiente de pérdidas debido a la entrada (Figura 2-15)

V = velocidad del agua en la tubería m/s

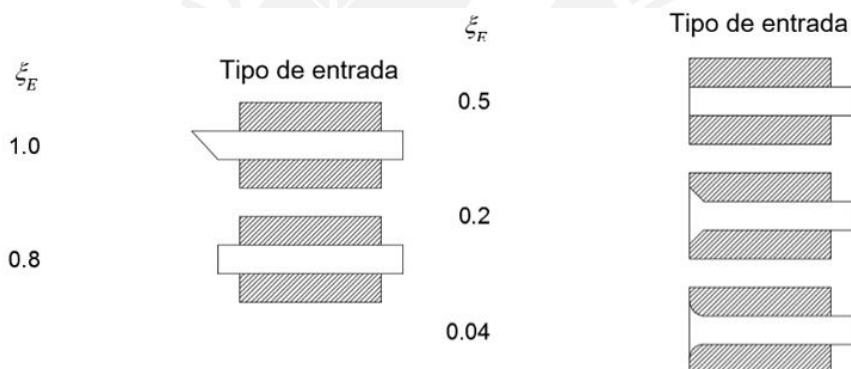


Figura 2-15 Coeficiente de pérdidas en la entrada de la tubería
Fuente: Ortiz Flórez, R., & Machado, H, 2001

$$h_k = \xi_k \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde

ξ_k = coeficiente de pérdidas por codos (véase Figura 2-16 y Tabla 2.1)

V = velocidad del agua en la tubería en m/s

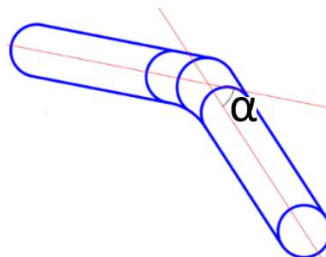


Figura 2-16 Ángulo en un codo
Fuente: Ortiz Flórez, R., & Machado, H, 2001

Tabla 2.1 Coeficiente de pérdidas para codos de tubos circulares

α (grados)	10	15	22.5	30	45	60	90
ξ_k	0.044	0.062	0.154	0.165	0.320	0.684	1.265

Fuente: Ortiz Flórez, R., & Machado, H, 2001

$$h_v = \xi_v \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde

ξ_v = coeficiente de pérdidas debido al tipo de válvula (véase Tabla 2.2)

V = velocidad del agua en la tubería en m/s

Tabla 2.2 Valores usuales de ξ_v

Tipo de válvula	ξ_v
Válvula mariposa	0.2 - 0.4
Válvula esférica	0.1
Válvula anular	1.2 - 2.5

Fuente: Ortiz Flórez, R., & Machado, H, 2001

$$h_{ram} = \xi_{ram} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Donde

ξ_{ram} = coeficiente de pérdidas que depende del tipo de bifurcación (véase Figura 2-17, Figura 2-18, Tabla 2.3 y Tabla 2.4)

V = velocidad del agua en la tubería en m/s

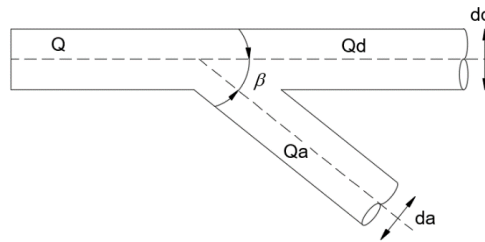


Figura 2-17 Tubo en Y asimétrico
Fuente: Ortiz Flórez, R., & Machado, H, 2001

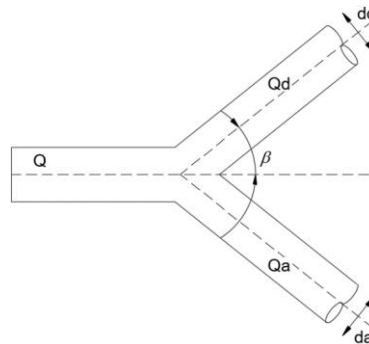


Figura 2-18 Tubo en Y simétrico
Fuente: Ortiz Flórez, R., & Machado, H, 2001

Tabla 2.3 Coeficientes ξ_{ram} para bifurcaciones de tubos circulares de aristas de diámetros iguales

Ángulo de desviación β	90°		45°	
Coeficiente de pérdidas ξ_{ram}	$\xi_{ram a}$	$\xi_{ram d}$	$\xi_{ram a}$	$\xi_{ram d}$
Qa/Q=0	0.95	0.04	0.90	0.04
0.2	0.88	0.08	0.68	0.06
0.4	0.89	0.05	0.50	0.04
0.6	0.95	0.07	0.38	0.07
0.8	1.10	0.21	0.35	0.20
1.0	1.28	0.35	0.48	0.33

Fuente: Pequeñas Centrales hidroeléctricas, 2001

Tabla 2.4 Coeficientes para tubos en Y simétricos con $\beta = 45^\circ$ y diferente admisión

da/dd	1.00		0.707	
Qa/Q	$\xi_{ram'}$	ξ_{ram}	$\xi_{ram'}$	ξ_{ram}
0.5	0.55	2.20	0.75	0.75
1.0	0.50	0.50	1.35	0.34

Fuente: Pequeñas Centrales hidroeléctricas, 2001

2.3.4. Condiciones transitorias: Sobrepresión y golpe de ariete

“Los sistemas hidráulicos modernos operan dentro de un rango de regímenes operativos. Un cambio en la velocidad de flujo en el sistema induce un cambio en la presión, ya sea por el apagado repentino de una bomba o el cierre de una válvula” (Bergant, Simpson & Tijsseling, 2006). Esta última es la causa del golpe de ariete, el cual es una onda de sobrepresión. El cierre de la válvula hace que las partículas de agua se empiecen a detener y una vez detenidas son empujadas y comprimidas por las que vienen inmediatamente detrás y que siguen aún en movimiento. Cuando toda el agua que circulaba en la tubería se ha detenido, cesa el impulso que la comprimía y, por tanto, esta tiende a expandirse con violencia (Li, Chen, Xu, Tolo, & Patelli, 2017). Este fenómeno es el principal responsable de fallas en tuberías forzadas expuestas debido a que las sobrepresiones deforman y destruyen la tubería. Para casos prácticos, los efectos de golpe de ariete para una turbina Pelton se pueden aproximar mediante la Ecuación 2.22. Esta ecuación solo es empleada para la obtención del diámetro preliminar por el método Bondschú (Ortiz et al., 2001).

$$\Delta H = C \cdot H_b \quad (\text{Ec. 2.22})$$

Donde

ΔH = sobrepresión de ariete en m

H_b = altura bruta en m

C = constante de aproximación igual a 20% (Gordon recomienda emplear valores entre 15-20% para tuberías provistas de un sistema de regulación, 1978)

Para casos más detallados, existen dos formas de analizar los efectos por golpe de ariete. La primera, es a través de la “teoría rígida” (Ecuaciones 2.23 y 2.24) y la segunda, es mediante la “teoría elástica”. La primera considera un flujo de agua incompresible, mientras que el segundo, considera un fluido compresible y una tubería deformable. Debido al nivel de prefactibilidad del proyecto, se empleará la teoría rígida por su sencillez.

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{B}{2} + \sqrt{B + \frac{B^2}{4}} \quad \text{donde } H_0 = H_b - h_f \quad (\text{Ec. 2.23})$$

Donde

ΔH = sobrepresión de ariete en m

H_0 = carga neta en m

$$B = \left[\frac{L \cdot (V_0 - V_T)}{g \cdot H_0 \cdot T} \right]^2 \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Donde

L = longitud de la tubería forzada en m

V_0 = velocidad inicial del agua antes del cierre de válvula en m/s

V_T = velocidad final del agua después del cierre de válvula en m/s

H_0 = carga neta en m

T = tiempo de cierre de válvula en s

La teoría rígida es válida solo si cumple la desigualdad de $T > \frac{L}{400}$.

2.4. Análisis económico en el diseño de la tubería forzada

El análisis económico del diseño posee dos métodos, uno tradicional que es desarrollado por los autores Ortiz Flórez (2001), Mosonyi (1965) y Novak (2007) y, otro detallado propuesto por la presente tesis que está basado en el modelo brindado por el ASCE en “Manuals and Reports on Engineering Practice N°79, Steel Penstocks”. Ambos métodos entienden como diámetro óptimo aquel que minimiza y armoniza el costo total de la tubería forzada. La diferencia radica en el intervalo de tiempo en el cual se analiza. El método tradicional realiza una comparación de costos anuales de mantenimiento y energía perdida. En cambio, el método detallado compara los costos en la línea de tiempo de la inversión, es decir, los costos de mantenimiento y de energía perdida son traídos al presente mediante la tasa de interés para la inversión (Hosseini, Frouzbakhs & Rahimpoor, 2005).

2.4.1. Generalidades

Las definiciones presentadas a continuación serán explicadas debido a que su mención es necesaria para el entendimiento de la presente tesis.

- Suministro

El suministro engloba la compra de materiales y la fabricación de los artículos. En caso de ser importados, incluirá también su traslado hasta el puerto marítimo más cercano.

- Transporte

El transporte engloba el traslado de los artículos al sitio de la obra y, en caso de ser importados, el traslado será desde el puerto marítimo.

- Montaje

El montaje engloba todo el proceso de instalación, acabado y protección anticorrosiva de los artículos en su posición definitiva en el emplazamiento de la obra.

- Precios Unitarios

Todos los costos se harán en base a los Precios Unitarios y sus unidades dependerán del tipo de partida a realizar. Las partidas y sus respectivos costos se encuentran en el Anexo A.

2.4.2. Factores influyentes en el análisis económico

A continuación, se describen las partidas que dependen del diámetro de diseño de la tubería forzada. Ellas influyen en el costo final de la conducción a presión (AWWA, 2011).

2.4.2.1. Equipo hidromecánico

El equipo hidromecánico está constituido por la tubería forzada en sí. Su costo dependerá directamente del material, diámetro y del espesor. El ASCE recomienda emplear una tubería de acero al carbono Gr.70 para minicentrales de agua fluyente (1993).

Su unidad para la medición en el análisis de precios unitarios será en kilogramos. Además, incluirá todas las piezas como codos, bifurcaciones, juntas y soldaduras. A continuación, se mencionan las normas que definen el acero empleado (ASCE 1993).

- Tubería forzada
 - ASTM A516 Gr. 70
 - Esfuerzo admisible, 25 333 psi – 1781 kg/cm^2
- Accesorios
 - ASTM A36 Gr. 70
- Normativas

- ATM A252 – Norma de fabricación
- AWWA C200 – Norma de fabricación
- ASCE 79 – Steels Penstocks
- ANSI AWWA M11 – Steel Pipe

El costo de la tubería forzada en sí asciende junto con el aumento del diámetro de la tubería. El costo del equipamiento hidromecánico se calcula según la Ecuación 2.25 (Mosonyi, 1965).

$$C_{E.H.} = (P.U.) \cdot \gamma \cdot \pi \cdot (D_i + e) \cdot e \cdot L \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde

$C_{E.H.}$ = costo del equipamiento hidromecánico en US\$

$P.U.$ = precio unitario de la tubería con accesorios en US\$/kg (véase Anexo A)

γ = peso específico del material en kg/m³

e = espesor de tubería en m

D_i = diámetro de la tubería en m

L = longitud de la tubería en m

2.4.2.2. Obras de concreto

Las obras de concreto están comprendidas por el suministro de las masas vaciadas en la construcción de los machones verticales y bloques de apoyo. Los costos de esta sección también incluyen el suministro de los encofrados y las barras de acero empleados en la armadura de los bloques. Además, el transporte de los elementos descritos se encuentra incluido en esta sección. La unidad para los volúmenes de concreto en la medición de precios unitarios será en metros cúbicos.

El costo de la cantidad de concreto a emplear puede ser calculado mediante la multiplicación de la cantidad de concreto por el ratio de precios unitarios. Este costo total aproximado dependerá directamente del diámetro externo de la tubería forzada (D_e) y estará determinado por la Ecuación 2.26 (Singhal & Kumar, 2015).

$$C_{conc} = 0.6 \cdot D_e^2 \cdot (P.U.) \cdot L \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Donde

C_{conc} = costo de concreto total en US\$

D_e = diámetro externo en m

$P.U.$ = precio unitario del concreto en $US\$/m^3$ (véase Anexo A)

L = longitud de la tubería forzada en m

2.4.2.3. Transporte del equipo hidromecánico

Para el análisis de costos por transporte se realizó una sectorización geográfica del Perú asumiendo que todo el equipo hidromecánico es importado. Por ello, la sectorización depende de la distancia media a los puertos marítimos más representativos usados para estos propósitos. Esta sección incluye el pago de los permisos e impuestos correspondientes. También, incluye la carga y descarga del material tubular. Se considera que el transporte es sólo de las tuberías y no de planchas de acero que podrían ser flexionadas posteriormente debido a que el costo por la implementación de una planta de doblez es mayor.

Por otro lado, para la estimación del costo por concepto de transporte del equipamiento hidromecánico, se debe conocer el diámetro de la tubería a transportar. Se debe determinar, además, el vehículo en el cual serán transportados las tuberías y sus accesorios. En el caso de las tuberías forzadas en el Perú, es de uso común los camiones medianos capaces de subir las montañas de la sierra del Perú. Un ejemplo representativo de los camiones típicos empleados se muestra en la Figura 2-19.

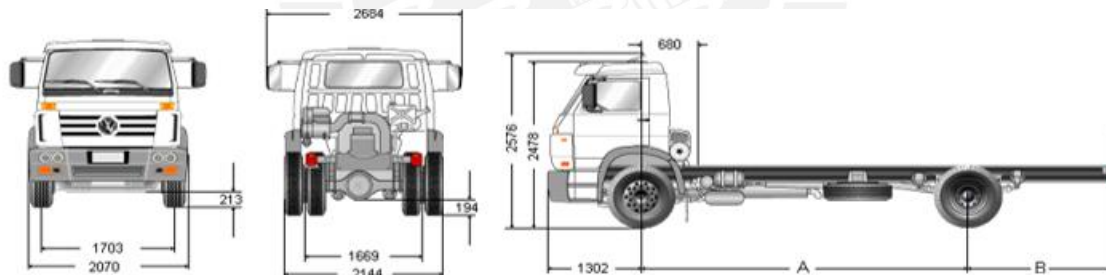


Figura 2-19 Dimensiones de camión con remolque representativo
Fuente: Anexo B, Figuras y fotografías

Existe una técnica llamada transporte telescópico que resulta muy útil y económico en el transporte de tuberías de diferentes diámetros. Consiste en realizar un arreglo de tuberías en el cual las de menor diámetro se coloquen dentro de las de mayor diámetro. Este método minimiza la cantidad de viajes a realizar, por ende, el costo del flete. Sin embargo, esta técnica no es aplicable en el transporte de tuberías forzadas. Estas tuberías a diferencia de las empleadas en la conducción deben movilizarse con mayor cuidado. Cualquier deformación o daño en estas puede perjudicar el funcionamiento y la potencia efectiva de la minicentral. Por ello, en los extremos de las tuberías de la conducción a presión se sueldan barras de acero en aspa como se observa en la Figura 2-20. Estas

funcionan como rigidizadores de tal forma que se evite la deformación de los elementos tubulares.



Figura 2-20 Barras rigidizadoras empleadas en el transporte de la tubería forzada
Fuente: Anexo B, Figuras y fotografías

2.4.2.4. Movimiento de tierras

El movimiento de tierras comprende el desbroce y desmonte en el eje de la tubería forzada. Las excavaciones y conformaciones de los botaderos también están incluidas en esta sección. La unidad para todos los movimientos de tierra en el análisis de precios unitarios será en metros cúbicos.

En general, la conducción a presión expuesta se construye sobre pequeñas trincheras que sirven como protección. La cantidad estimada de excavación está determinada por el diámetro mediante la expresión $D_e + 0.33D_e$ (Singhal et al., 2015). El costo total aproximado del movimiento de tierras es calculado multiplicando el volumen de material excavado por el ratio de precios unitarios según la Ecuación 2.27 simplificada.

$$C_{exc} = \frac{\pi}{4} \cdot (D_e + 0.33D_e)^2 \cdot (P.U.) \cdot L \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Donde

C_{exc} = costo de excavación total en US\$

D_e = diámetro externo en m

$P.U.$ = precio unitario de la excavación en $US\$/m^3$
(véase Anexo A)

L = longitud de la tubería forzada en m

2.4.2.5. Montaje

El análisis del rubro de montaje se refiere al costo de mano de obra necesaria para la instalación y construcción de todas las componentes de la tubería forzada. Entre las

actividades se considera la mano de obra empleada en la colocación, soldadura, pintura y pruebas tal como se indica en el Anexo K. El rendimiento del tiempo es dependiente del diámetro de la tubería y de la accesibilidad al lugar del trabajo. Para términos prácticos se usará un análisis por precios unitarios. La cuantía utilizada en los precios unitarios está en función del peso y se encuentra en el Anexo A.

2.4.2.6. Bajo dimensionamiento

El costo por bajo dimensionamiento se refiere a la energía eléctrica que se deja de vender en caso se hubiese construido la tubería forzada con un mayor diámetro debido a que a mayor diámetro, la pérdida por fricción sería menor y, por tanto, se produciría mayor energía. Este factor dependerá del caudal de diseño, la pérdida total y el precio de venta de energía. Para un perfil de prefactibilidad, se asumirá un valor constante del precio de la energía producida ya que en la realidad este precio puede variar según la demanda. Para la ingeniería de detalle sería necesario pedir el precio detallado directamente al Ministerio de Energía y Minas que es el encargado de administrar el SEIN.

El valor del costo anual por metro debido al bajo dimensionamiento (C_{BD}) en el método tradicional se determina a través de la Ecuación 2.28 (Mosonyi, 1965).

$$C_{BD} = h \cdot C' \cdot 9.81 \cdot Q \cdot h_f \quad (\text{Ec. 2.28})$$

Donde

- C_{BD} = costo total de energía perdida en US\$
- h = horas de trabajo de la central hidroeléctrica
- C' = precio de venta de energía en US\$/kW.h
- Q = caudal de diseño en m^3/s
- h_f = pérdida de carga en m (véase acápite 2.3.3)

Para el método detallado, se emplea el valor presente (VP) para traer la serie uniforme de ingresos no generados por la energía no vendida en el tiempo de operación de la central al tiempo de la inversión según la Ecuación 2.29 (Baca Urbina Gabriel, 2007).

$$VP = \frac{(i + 1)^n - 1}{i \cdot (i + 1)^n} \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Donde

- i = tasa de interés %
- n = período de vida útil de la central en años

2.4.2.7. Mantenimiento

Este costo es generado por las visitas de revisión anual que incluyen actividades como inspección visual, pruebas ultrasónicas de revestimiento, pruebas operacionales a máxima capacidad, evaluación de resistencia en base a los datos obtenidos y reforzamiento de la tubería forzada (Stutsman, 1999). El cálculo del mantenimiento posee la misma estructura que el costo del equipamiento hidromecánico, con diferencia de que, se multiplica por un factor de 13% que es el costo aproximado del mantenimiento anual. Según Mosonyi (1965), este valor fluctúa alrededor de 8% a 13%. El valor del costo anual por metro debido al mantenimiento (C_{mant}) en el método tradicional se determina a través de la Ecuación 2.30 (ASCE, 1993).

$$C_{mant} = (P.U.) \cdot \gamma \cdot \pi \cdot (D_i + e) \cdot e \cdot L \cdot 13\% \quad (\text{Ec. 2.30})$$

Donde

C_{mant} =costo del equipamiento hidromecánico en US\$

$P.U.$ =precio unitario del mantenimiento de la tubería en US\$/kg (véase Anexo A)

γ =peso específico del material en kg/m³

e =espesor de tubería en m

D_i =diámetro de la tubería en m

L =longitud de la tubería en m

En síntesis, para la elección del diámetro óptimo por el método tradicional, se suman solo los costos anuales correspondientes a bajo dimensionamiento y mantenimiento como se muestra en la Ecuación 2.31.

$$C_{Total\ anual\ de\ TF} = C_{BD} + C_{mant} \quad (\text{Ec. 2.31})$$

Sin embargo, con el método detallado, se debe sumar todas las componentes que afecten al costo de la tubería forzada en el presente como se muestra en la Ecuación 2.32.

$$C_{Total\ de\ TF} = C_{E.H.} + C_{conc} + C_{trans} + C_{exc} + C_{mont} + C_{BD} + C_{mant} \quad (\text{Ec. 2.32})$$

Finalmente, al sumar todos los factores se obtiene el costo total en función del diámetro interno de la tubería. Luego, se tabularán valores para distintos diámetros preliminares y se generará un gráfico costo versus diámetro para todos factores. En el gráfico mencionado anteriormente se generarán curvas parabólicas de todas las partidas mostradas en el acápite 2.4.2 y del costo total. En la curva de costo total se trazará una perpendicular al punto en el cual pase una línea tangente horizontal ($\frac{dC}{dD} = 0$) (Novak, 2007). Ello dará lugar al diámetro óptimo y el costo mínimo (véase acápite 3.6.2).

3. CAPÍTULO III: ANÁLISIS ECONÓMICO PARA LA ELECCIÓN DEL DIÁMETRO ÓPTIMO DE LA TUBERÍA FORZADA EN LA MINICENTRAL HYDRIKA 4

3.1. Delimitación y caracterización del caso en estudio

La elección del diámetro óptimo se realizará para la minicentral Hydrika 4. Esta conforma parte del proyecto Hydrika 1-6 el cual está constituido por 6 minicentrales. Hydrika 4 se encuentra ubicado en los distritos de Pampas y Lacabamba, provincia de Pallasca, en Ancash. Está comprendido dentro de la zona UTM 18S en el sistema WGS84, entre las coordenadas Este: 178311 a 181533 y Norte: 9088222 a 9089380.

La tubería forzada de acero grado 70 aprovecha una caída bruta de 254.17 m desde la cámara de carga hasta la casa de máquinas y posee una longitud de 403 m. Además, de acuerdo a los estudios hidrológicos mostrados en los Anexos D y E, el caudal de diseño será de 4 metros cúbicos por segundo. En la Figura 3-1 se muestra el esquema hidráulico de la minicentral en análisis. Entre los puntos 1 y 3 se encuentran las obras de cabecera, entre los puntos 3 y 4, un sifón invertido, entre los puntos 4 y 5, una cámara de salida, entre los puntos 5 y 6, un túnel de conducción a flujo libre, entre los puntos 6 y 7, una cámara de carga, entre los puntos 7 y 8 la conducción a presión y, finalmente, entre los puntos 8 y 9 la casa de máquinas.

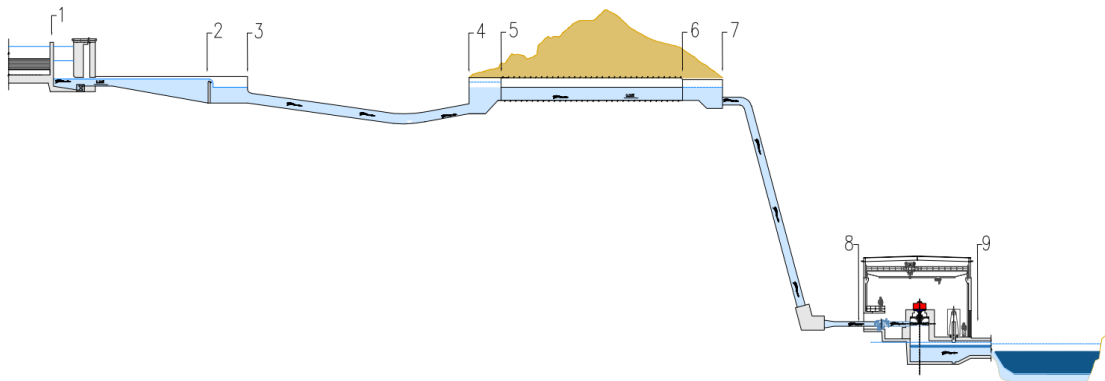


Figura 3-1 Esquema Hidráulico Hydrika 4
Fuente: Anexo E, Informe Hidráulico

3.2. Rango de diámetros preliminares

El rango de valores para estimar el diámetro óptimo se obtendrá a partir de los resultados de las Ecuaciones 2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 2.10 y 2.11. La potencia instalada se especifica en el Anexo F que, en el caso de Hydrika 4, la potencia instalada será de 8700 KW. Se observa que el único método para la obtención del diámetro que considera la sobrepresión del golpe de ariete es el método Bondschú.

Bier	$D_e = 0.176 \cdot \left(\frac{8700}{254.17}\right)^{0.466}$	$D_e = 0.913 \text{ m}$
Sarkaria	$D_e = 0.71 \cdot \frac{8700^{0.43}}{254.17^{0.65}}$	$D_e = 0.959 \text{ m}$
Warnick	$D_e = 0.72 \cdot \frac{8700^{0.43}}{254.17^{0.63}}$	$D_e = 1.087 \text{ m}$
Bondschú	$D_e = 1.27 \cdot \frac{4^{0.4268}}{((1.2)(254.17))^{0.1423}}$	$D_e = 1.017 \text{ m}$
Fahlbusch	$D_e = 1.12 \cdot \frac{4^{0.45}}{254.17^{0.12}}$	$D_e = 1.075 \text{ m}$
Mosonyi	$D_e = \left(\frac{5.2 \cdot 4^3}{254.17}\right)^{1/7}$	$D_e = 1.039 \text{ m}$

Además, los diámetros limitantes por el criterio de velocidad ($4\text{m/s} < \text{velocidad} < 6\text{m/s}$) son 0.921m y 1.128m. Del mismo modo, los diámetros limitantes según la pendiente de energía ($0.5\% < S_f < 2\%$), considerando un coeficiente de manning de 0.011 para el acero, son 0.997m y 1.317 m (véase acápite 2.3.2). A partir de los resultados, el rango a evaluar estará comprendido por los diámetros 0.95, 1.00, 1.05, 1.10, 1.15, 1.20 y 1.25 m.

3.3. Condiciones estacionarias

El tramo analizado inicia desde la salida de la cámara de carga hasta poco antes de las turbinas ubicadas después de la bifurcación. Para la determinación de las pérdidas, se asumirá un valor representativo del diámetro igual a 1.10 m porque es el valor medio del rango analizado (0.95 - 1.25 m). A continuación, se presenta el proceso que se siguió para obtener las condiciones estacionarias a partir de los datos de la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Parámetros de la minicentral Hydrika 4

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
Longitud (m)	403.00	Área (m ²)	0.950
Diámetro (m)	1.10	Velocidad (m/s)	4.209
Caudal del diseño (m ³ /s)	4.00	Reynolds	4612403.24
Rugosidad absoluta (m)	0.0001	f	0.012182
H_b	254.17	$v^2/2g$	0.903

Fuente: Propia

El factor de fricción “f” es determinado de forma iterativa usando la herramienta “Análisis de hipótesis” respetando así la ecuación implícita de Colebrook-White, sin embargo, también se pudo usar ecuaciones explícitas que facilitan el cálculo (Anaya, Cauch, Funabazama & Gracia, 2014). Luego, las pérdidas por fricción a lo largo de la tubería se calculan reemplazando los valores de la Tabla 3.1 en la Ecuación 2.14.

$$h_{fricc} = 0.012182 \cdot \frac{403}{1.10} \cdot 0.903 = 4.0298\text{m}$$

Asimismo, para calcular las pérdidas locales de la Ecuación 2.16, primero, se reemplazan las Ecuaciones 2.17 (Pérdidas por rejilla h_r) y 2.18 (Perdidas en la entrada h_E).

$$h_r = 0 \text{ (El proyecto no presenta rejilla)}$$

$$h_E = 0.04 \cdot 0.903 = 0.036 \text{ m (el tipo de entrada corresponde a un valor de } \xi_E = 0.04)$$

Después se calculan las pérdidas locales en los codos. Debido a la topografía irregular y pendiente empinada, los ángulos obtenidos resultan no enteros. Por ello se interpolan los valores ξ_k de la Tabla 2.1. El último bloque de anclaje presenta un giro de la tubería forzada en tres dimensiones por lo que el ángulo de codo se determinó vectorialmente.

$$|\vec{A} \times \vec{B}| = |\vec{A}| \cdot |\vec{B}| \cdot \sin \alpha$$

$$\vec{A} = \text{vector unitario perteneciente al penúltimo tramo} = (0.7473 ; 0 ; 0.6645)$$

$$\vec{B} = \text{vector unitario perteneciente al último tramo} = (0.6691 ; 0.7431 ; 0)$$

$$|(-0.4938; 0.4446 ; 0.5553)| = 1 \cdot 1 \cdot \sin \alpha$$

$$0.8659 = 1 \cdot 1 \cdot \sin \alpha$$

$$\alpha = 60^\circ$$

La Tabla 3.2 muestra los resultados obtenidos de la interpolación.

Tabla 3.2 Coeficiente de pérdidas para cada codo perteneciente a HYDRIKA 4

	Ángulo de codo (°)	ξ_k
MV-1	36.537	0.2325
MV-2	3.394	0.0149
MV-3	6.451	0.0283
MV-4	20.579	0.1304
MV-5	18.526	0.1052
MVH-1	60.000	0.6840

Fuente: Propia

Luego, reemplazando los valores de la Tabla 3.2 en la Ecuación 2.19 se calculan las pérdidas locales en cada codo (h_k).

$$h_{k-36.54} = 0.2325 \cdot 0.903 = 0.210 \text{ m}$$

$$h_{k-3.39} = 0.0149 \cdot 0.903 = 0.013 \text{ m}$$

$$h_{k-6.45} = 0.0284 \cdot 0.903 = 0.026 \text{ m}$$

$$h_{k-20.58} = 0.1304 \cdot 0.903 = 0.118 \text{ m}$$

$$h_{k-18.53} = 0.1053 \cdot 0.903 = 0.095 \text{ m}$$

$$h_{k-60.00} = 0.6840 \cdot 0.903 = 0.618 \text{ m}$$

Finalmente, se reemplazan los valores de la Tabla 2.2 en la Ecuación 2.20 (Pérdidas en válvulas h_v) y se resuelve la Ecuación 2.21 (Pérdidas por bifurcación h_{ram}).

$$h_v = 0.4 \cdot 0.903 = 0.361 \text{ m (el valor } \xi_v \text{ corresponde a una válvula mariposa)}$$

$$h_{ram} = 0.55 \cdot 0.903 = 0.497 \text{ m (el valor de } \xi_{ram} \text{ corresponde a un da/dd=1 y Qa/Q=0.5)}$$

La Tabla 3.3 muestra el resumen de las pérdidas calculadas.

Tabla 3.3 Pérdidas totales dentro de la tubería para un diámetro preliminar de 1.10 metro

Pérdidas constantes (m)		
h_{fricc}	Fricción	4.030
Pérdidas locales(m)		
h_E	Entrada	0.036
h_k	Codos (ángulos)	
h_{k1}	MV-1 – 36.54°	0.210
h_{k2}	MV-2 – 3.39°	0.013
h_{k3}	MV-3 – 6.45°	0.026
h_{k4}	MV-4 – 20.58°	0.118
h_{k5}	MV-5 – 18.53°	0.095
h_{k6}	MVH-1 – 60.00°	0.618
h_v	Válvula	0.361
h_{ram}	Bifurcación	0.497
Total de pérdidas(m)		6.004

Fuente: Propia

3.4. Condiciones transitorias

Las condiciones transitorias se generan a partir del cierre de válvula dentro de la tubería forzada en un lapso de tiempo. Se sabe que el tiempo de cierre de la válvula al final de la tubería es de 6 s, según el resumen hidromecánico del Anexo F. Reemplazando en las Ecuaciones 2.23 y 2.24, se obtienen los siguientes resultados para el diámetro de 1 m.

$$B = \left[\frac{403(5.09 - 0)}{9.81(254.17 - 5.958)6} \right]^2 = 0.01974$$

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{0.01974}{2} + \sqrt{0.01974 + \frac{0.01974^2}{4}} = 0.1507$$

$$\Delta H = 0.1507 \cdot (254.17 - 5.958) = 37.41 \text{ m}$$

En la Tabla 3.4 se muestran los resultados para el rango de diámetros.

Tabla 3.4 Sobrepresiones por efecto de golpe de ariete según diámetros preliminares

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
D_i (m)	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
V (m/s)	5.64	5.09	4.62	4.21	3.85	3.54	3.26
B	0.02423	0.01974	0.01624	0.01348	0.01128	0.00952	0.00808
$\Delta H / H_0$	0.16825	0.15070	0.13580	0.12304	0.11202	0.10243	0.09404
ΔH (m)	41.76	37.41	33.71	30.54	27.80	25.43	23.34

Fuente: Propia

3.5. Análisis de los costos en base al diámetro

Los cálculos realizados en este acápite se realizarán para un metro lineal de tubería.

3.5.1. Equipo hidromecánico

A partir de ratios de costos mostrados en la Tabla 3.5 para tuberías de espesor 5 mm y una densidad de 7850 kg/m^3 , se obtiene un costo aproximado de la tubería forzada incluidos sus accesorios en $\text{US\$/kg}$.

Tabla 3.5 Ratios de costos según diámetro en metros

Costos Tubería Forzada							
D	US\$	D	US\$	D	US\$	D	US\$
0.78	219.25	0.90	281.47	1.03	368.43	1.15	473.17
0.80	231.50	0.95	310.97	1.05	388.78	1.20	521.12
0.85	255.02	1.00	343.70	1.10	429.11	1.25	616.28

Fuente: Pöyry Perú SAC

Se empieza por calcular el volumen de acero por metro. Luego, se obtiene el peso por metro de la tubería al multiplicar el volumen por la densidad. El costo de la tubería forzada fue determinado como se muestra a continuación para el diámetro de 0.95 metros:

$$\text{Volumen de acero por metro} = \pi \cdot (0.95 + 0.006) \cdot (0.006) \cdot (1) = 0.018 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Peso de tubería por metro} = 0.018 \cdot 7850 = 141.46 \text{ kg}$$

Luego, en base a los ratios de precios, se conoce que para el diámetro de 0.95 m el costo del equipamiento hidromecánico es de $\text{US\$ 310.97}$. A continuación, se divide el costo de la tubería entre el peso de la misma para obtener el costo por kilogramo.

$$C = \frac{310.97}{141.46} = 2.20 \text{ US\$/kg}$$

La Tabla 3.6 resume todos los resultados de los cálculos para los 6 diámetros adicionales.

Tabla 3.6 Precios unitarios del equipamiento hidromecánico por kilogramo según diámetro

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
D_i (m)	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
e (m)	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
Vol. de acero por 1m (m^3)	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Peso de tubería por 1m (kg)	141.46	148.86	156.26	163.65	171.05	178.45	185.85
Costo por 1m (US\$)	310.97	343.70	388.78	429.11	473.17	521.12	616.28
P.U. (US\$/kg)	2.20	2.31	2.49	2.62	2.77	2.92	3.32

Fuente: Propia

A partir de la Tabla 3.6 y, de las Ecuaciones 2.4, 2.5 y 2.25 se obtiene el costo del equipamiento hidromecánico para el proyecto en estudio como se muestra a continuación para el diámetro de 0.95 metros:

$$e = \frac{(254.17 + 41.76) \cdot 0.95}{2 \cdot 17810 \cdot 0.90} + 0.003 = 0.0118 \text{ m}$$

$$C_{E.H.} = 2.20 \cdot 7850 \cdot \pi \cdot (0.95 + 0.0118) \cdot 0.0118 \cdot 1 = 613.68 \text{ US\$}$$

La Tabla 3.7 resume todos los resultados para los 6 diámetros adicionales.

Tabla 3.7 Costos del equipamiento hidromecánico según diámetro por metro lineal

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
D_i (m)	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
H_b (m)	254.17						
ΔH (m)	41.76	37.41	33.71	30.54	27.80	25.43	23.34
σ_{adm} (mH2O)	17,810	17,810	17,810	17,810	17,810	17,810	17,810
e (m)	0.0118	0.0121	0.0124	0.0128	0.0131	0.0135	0.0138
γ (Kg/m ³)	7,850						
P.U. (US\$/kg)	2.20	2.31	2.49	2.62	2.77	2.92	3.32
$C_{E.H.}$ (US\$)	613.68	697.06	810.25	918.82	1,040.65	1,176.81	1,428.41

Fuente: Propia

3.5.2. Obras de concreto

A partir de los precios unitarios (P.U.) del Anexo A y de las Ecuaciones 2.4 y 2.26, se muestran los cálculos desarrollados para obtener el costo referente a las estructuras de concreto de la tubería forzada de diámetro de 1.05 metros:

$$e = \frac{(254.17 + 33.71) \cdot 1.05}{2 \cdot 17810 \cdot 0.9} + 0.003 = 0.0124 \text{ m}$$

$$C_{conc} \text{ (US\$)} = 0.6 \cdot (1.05 + 2(0.0124))^2 \cdot 195.70 \cdot 1 = 135.66 \text{ US\$}$$

La Tabla 3.8 resume todos los resultados para los 6 diámetros adicionales.

Tabla 3.8 Costos del vaciado de concreto según diámetro por metro lineal

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
D_i (m)	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
H_b (m)	254.17						
ΔH (m)	41.76	37.41	33.71	30.54	27.80	25.43	23.34
σ_{adm} (mH2O)	17,810						
e (m)	0.0118	0.0121	0.0124	0.0128	0.0131	0.0135	0.0138
D_e (m)	0.974	1.024	1.075	1.126	1.176	1.227	1.278
Volumen por 1m (m ³)	0.57	0.63	0.69	0.76	0.83	0.90	0.98
P.U. (US\$/m ³)	195.70						
C_{conc} (US\$)	111.29	123.17	135.66	148.75	162.45	176.76	191.67

Fuente: Propia

3.5.3. Transporte del equipo hidromecánico

Con la finalidad de estimar los costos por concepto de transporte, se realiza una sectorización tal que se generen zonas con distancias representativas para emplear ratios que estén en función de la distancia media. Para ello, primero, se ubican los puertos

marítimos más representativos del país como se observa en la Figura 3-2 (I) considerando que el equipamiento hidromecánico es importado. Los criterios de la elección de los puertos fueron fundamentalmente el tamaño y su actividad en el país.

Después, se modelaron cuatro zonas a partir de los puertos marítimos. El modelo preliminar considera curvas tangentes a distancias radiales desde los puertos marítimos con referencia a las regiones geográficas del Perú como se muestra en la Figura 3-2 (II).

Finalmente, el modelo se modifica en base a la distribución de las carreteras nacionales y departamentales como se observa en la Figura 3-2 (III). Estas carreteras se encuentran en el Anexo G en el cual se encuentran los mapas de las carreteras departamentales.

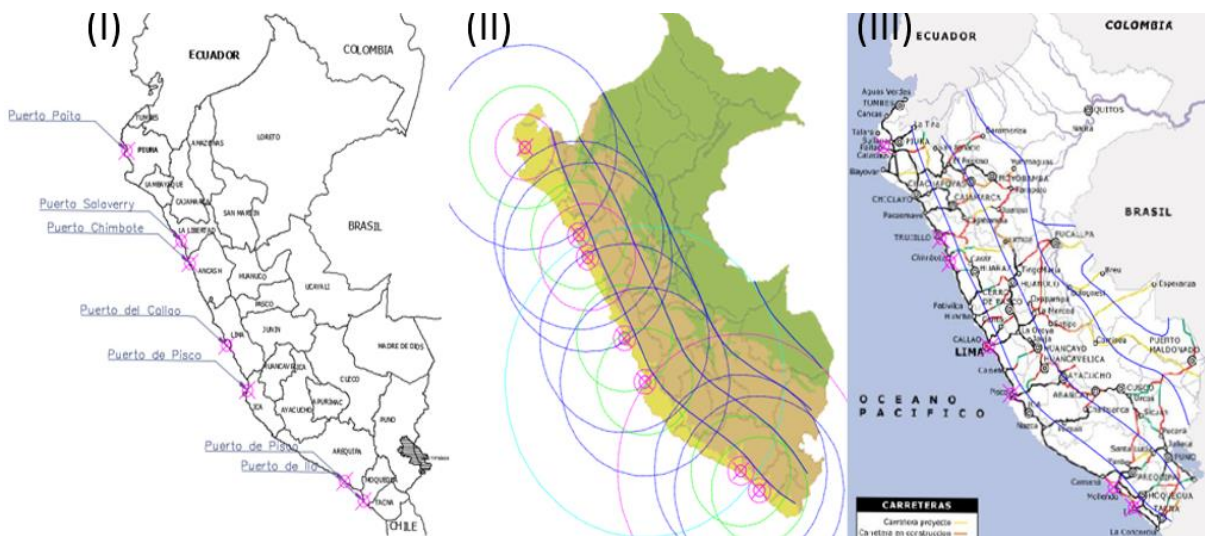


Figura 3-2 Principales puertos y sectorizaciones del Perú
Fuente: Propia

Es así como se obtienen los 5 sectores definitivos del Perú que delimitarán el costo por transporte tal como se muestra en la Figura 3-3.



Figura 3-3 Sectores de costos por transporte
Fuente: Propia

Por otro lado, se necesita calcular los ratios que se van a emplear en cada sector. Para ello, a partir de los datos mostrados en la Tabla 3.9 (costos por concepto de transporte, diámetros, espesores y peso de tubería forzada de diferentes proyectos), se dispone a calcular cuantías por transporte en función del peso y la distancia de cada proyecto. A partir de la distancia media desde el puerto más cercano, ubicados en la Figura 3-2 (I), hasta la ubicación de los proyectos de la Tabla 3.9, se divide el costo total entre el peso y la distancia media para obtener cuantías preliminares. Finalmente, el ratio definitivo se calcula como el promedio aritmético de los ratios parciales.

Tabla 3.9 Datos de tuberías forzadas de otros proyectos y ratio por transporte

Proyecto	$D_i(m)$	$e(mm)$	Peso(Kg)	Costo Parcial (US\$)	Km	$\frac{US\$ \cdot ton}{Km}$
CH Huanza (100MW) - 2012	1.90@1.15	12,14,16	2 355 150	1 148 135	110	4.43
CH Ayanunga (20MW) - 2016	1.80@1.20	8,12,16	207 100	191 360	250	3.70
CH Pacchac (15MW) - 2016	3.80	12	69 500	85 624	250	4.93
CH Manta (20MW) - 2017	1.40	12	424 455	408 114	150	6.41
CH Cerro Campana (117MW) - 2017	3.50	30	2 294 649	2 468 469	300	3.59
RatUS\$/Km*ton						4.61

Fuente: Propia

A partir del ratio obtenido en la Tabla 3.9, se pueden obtener cuantías que dependan únicamente del peso. Se determina multiplicando el ratio inicial por las distancias medias de cada sector tal como se muestra en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Ratios de costo de transporte según sector

	$\frac{RatUS\$ \cdot ton}{Km}$	Km	$\frac{RatUS\$}{ton}$
Sector 1	4.61	100.00	461.00
Sector 2	4.61	170.00	783.70
Sector 3	4.61	400.00	1 844.00
Sector 4	4.61	600.00	2 766.00
Sector 5	4.61	1,200.00	5 532.00

Fuente: Propia

Una vez obtenido el ratio por cada sector, se comienza el análisis de costos para cada diámetro (D1 a D7). Primero, se debe ubicar el proyecto estudiado de acuerdo a la Figura 3-3. En el caso de la minicentral hidroeléctrica Hydrika 4, esta se encuentra en el distrito de Pampas, departamento de Ancash, Sector 2. A continuación, empleando la Ecuación 2.4 para hallar el peso de la tubería, se calcula el costo del transporte por metro lineal para una tubería forzada de diámetro 0.95 metros:

$$e = \frac{(254.17 + 41.76) \cdot 0.95}{2 \cdot 17810 \cdot 0.9} + 0.003 = 0.0118 m$$

$$C_{trans} = 7.850 \cdot \pi \cdot (0.95 + 0.0118) \cdot 0.0118 \cdot 783.7 = 218.78 US\$$$

La Tabla 3.11 resume los resultados para los 6 diámetros adicionales.

Tabla 3.11 Costos por transporte del equipo hidromecánico según diámetro por metro lineal

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
$D_i(m)$	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
$H_b(m)$	254.17						
$\Delta H(m)$	41.76	37.41	33.71	30.54	27.80	25.43	23.34
$\sigma_{adm}(mH_2O)$	17,810						
$e(m)$	0.0118	0.0121	0.0124	0.0128	0.0131	0.0135	0.0138
$\gamma(\text{tonf}/m^3)$	7.85						
Peso por 1m (tonf)	0.28	0.30	0.33	0.35	0.38	0.40	0.43
Sector	Sector 2						
RatUS\$/tonf	783.7						
$C_{trans}(US\$)$	218.78	236.60	255.21	274.62	294.83	315.81	337.59

Fuente: Propia

3.5.4. Movimiento de tierras

A partir de las Ecuaciones 2.4 y 2.27, se desarrolla el cálculo referente al movimiento de tierras. Para una mejor precisión del cálculo se emplearon tres ratios que influyen más en el costo de la tubería forzada de acuerdo al Anexo A de precios unitarios: C_{c1} referente a la excavación en roca deteriorada, C_{c2} referente a la excavación en roca sólida, y C_{c3} referente a la excavación para apoyos y machones verticales. Los porcentajes parciales de excavación mostrados a continuación fueron determinados de forma proporcional en base a cuánto afectaban al presupuesto de prefactibilidad del proyecto Hydrika 4. Los porcentajes parciales son 26.4% para las cantidades de excavación en roca deteriorada y sólida y, 47.1% para la excavación de los elementos de apoyo. A continuación, se muestran los resultados para el diámetro de 1.05 metros:

$$e = \frac{(254.17 + 33.71) \cdot 1.05}{2 \cdot 17810 \cdot 0.9} + 0.003 = 0.0124 \text{ m}$$

$$\text{Volumen por 1m} = \frac{\pi}{4} \cdot (1.075 + 0.33(1.075))^2 \cdot 1 = 1.61 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen}_1 \text{ por 1m} = \text{Volumen}_2 \text{ por 1m} = 1.61 \cdot 26.4\% = 0.42 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen}_3 \text{ por 1m} = 1.61 \cdot 47.1\% = 0.76 \text{ m}^3$$

$$C_{c1} = 0.42 \cdot 10.73 = 4.51 \text{ US\$ (volumen por P.U.)}$$

$$C_{c2} = 0.42 \cdot 35.07 = 14.73 \text{ US\$ (volumen por P.U.)}$$

$$C_{c3} = 0.76 \cdot 41.74 = 31.72 \text{ US\$ (volumen por P.U.)}$$

$$C_{exc} = C_{c1} + C_{c2} + C_{c3} = 50.96 \text{ US\$ (volumen por P.U.)}$$

La Tabla 3.12 resume los resultados para los 6 diámetros adicionales.

Tabla 3.12 Costos por el movimiento de tierras según diámetro por metro lineal

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
$D_i(m)$	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
$H_b(m)$	254.17						
$\Delta H(m)$	41.76	37.41	33.71	30.54	27.80	25.43	23.34
$\sigma_{adm}(mH_2O)$	17,810						
$e(m)$	0.0118	0.0121	0.0124	0.0128	0.0131	0.0135	0.0138
$D_e(m)$	0.974	1.024	1.075	1.126	1.176	1.227	1.278
Volumen por 1m (m^3)	1.32	1.46	1.61	1.76	1.92	2.09	2.27
Volumen ₁ por 1m(m^3)	0.35	0.38	0.42	0.46	0.51	0.55	0.60
Volumen ₂ por 1m(m^3)	0.35	0.38	0.42	0.46	0.51	0.55	0.60
Volumen ₃ por 1m(m^3)	0.62	0.69	0.76	0.83	0.91	0.99	1.07
$P.U._1(US\$/m^3)$	10.73 (Excavación Roca Deteriorada)						
$P.U._2(US\$/m^3)$	35.07 (Excavación Roca Sólida)						
$P.U._3(US\$/m^3)$	41.74 (Excavación para apoyos y bloques de anclaje)						
$C_{exc}(US\$)$	41.81	46.27	50.96	55.88	61.03	66.40	72.01

Fuente: Propia

3.5.5. Montaje

Para hallar el costo por concepto de mano de obra se multiplica el ratio de 1 050 $US\$/tonf$, establecido en los precios unitarios del Anexo A, por el peso de la tubería forzada para un metro lineal. A continuación, se muestra el desarrollo de la obtención del costo de montaje para un diámetro de 1.15 metros:

$$e = \frac{(254.17 + 27.80) \cdot 1.15}{2 \cdot 17810 \cdot 0.9} + 0.003 = 0.0131 m$$

$$C_{mont} = 7.850 \cdot \pi \cdot (1.15 + 0.0131) \cdot 0.0131 \cdot 1 \cdot 1050 = 395.01 US\$$$

La Tabla 3.13 resume los resultados de los 6 diámetros adicionales.

Tabla 3.13 Costos por montaje según diámetro por metro lineal

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
$D_i(m)$	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
$H_b(m)$	254.17						
$\Delta H(m)$	41.76	37.41	33.71	30.54	27.80	25.43	23.34
$\sigma_{adm}(mH_2O)$	17,810						
$e(m)$	0.0118	0.0121	0.0124	0.0128	0.0131	0.0135	0.0138
$\gamma(tonf/m^3)$	7.85						
Peso por 1m (tonf)	0.28	0.30	0.33	0.35	0.38	0.40	0.43
RatUS\$/tonf	1050						
$C_{mont}(US\$)$	293.12	316.99	341.93	367.94	395.01	423.13	452.30

Fuente: Propia

3.5.6. Bajo dimensionamiento

Para la obtención del costo por bajo dimensionamiento se requiere obtener las pérdidas por fricción que se generan en el interior de la tubería forzada en estado estable (Li et al., 2017). Para ello, se calculan la velocidad dentro de la tubería, el número de Reynolds y el coeficiente de pérdidas por fricción respectivamente para un diámetro de 1 metro:

$$V = \frac{4}{0.79} = 5.09 \text{ m/s} \quad Re = \frac{5.09 \cdot 1}{0.000001} = 5092958$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left(\frac{0.0001}{3.7 \cdot 1} + \frac{2.51}{5092958 \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \quad \lambda = 0.0125$$

A partir de los resultados anteriores, se calculan las pérdidas por metro lineal de tubería (h_f), según la Ecuación 2.14, y el factor de valor presente de una serie uniforme, según la Ecuación 2.29, considerando un interés del 12% y una vida útil de la central de 30 años. Estos valores son extraídos del ASCE en sus ejemplos de diseño (1993) para el método detallado. Además, los contratos de concesión de los Sistemas Garantizados de Transmisión duran alrededor de 30 años (Osinergmin, 2017).

$$h_f = 0.0123 \cdot \frac{1}{1} \cdot \frac{5.09^2}{2 \cdot 9.81} = 0.016173 \text{ m} \quad VP = \frac{(0.12 + 1)^{30} - 1}{0.12 \cdot (0.12 + 1)^{30}} = 8.06$$

Reemplazando los valores obtenidos previamente en la Ecuación 2.28, se obtiene el costo de bajo dimensionamiento por metro. Se considera un factor de planta del 68% de acuerdo al resumen hidromecánico del Anexo F.

$$C_{BD \text{ anual}}(M. \text{Simplificado}) = 0.05 \cdot 8640 \cdot 68\% \cdot 9.81 \cdot 4 \cdot 0.016173 = 186.43 \text{ (US\$)}$$

$$C_{BD \text{ total}}(M. \text{Detallado}) = 186.43 \cdot 8.06 = 1501.75 \text{ (US\$)}$$

La Tabla 3.14 resume todos los resultados para los 6 diámetros adicionales.

Tabla 3.14 Costos de la energía perdida según diámetro por metro lineal

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
D_i (m)	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
Q (m ³ /s)	4.00						
Área tub. (m ²)	0.71	0.79	0.87	0.95	1.04	1.13	1.23
Velocidad (m/s)	5.64	5.09	4.62	4.21	3.85	3.54	3.26
k_s (mm)	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
ε	0.00011	0.00010	0.00010	0.00009	0.00009	0.00008	0.00008
Re	5361009	5092958	4850436	4629962	4428659	4244132	4074367
λ	0.0124	0.0123	0.0122	0.0122	0.0121	0.0120	0.0120
C' (US\$/KWh)	0.050						
h (horas)	5,875.20						
$C_{BD \text{ anual}}$ (US\$)	242.66	186.43	145.13	114.33	91.05	73.23	59.43
VP	8.06						
$C_{BD \text{ total}}$ (US\$)	1,954.66	1,501.75	1,169.03	920.92	733.43	589.85	478.76

Fuente: Propia

3.5.7. Mantenimiento

A continuación, se muestra el cálculo del costo de mantenimiento para un diámetro de 1.20 metros en el cual se emplearon las Ecuaciones 2.4 y 2.30:

$$e = \frac{(254.17 + 25.43) \cdot 1.20}{2 \cdot 17810 \cdot 0.90} + 0.003 = 0.0135 \text{ m}$$

$$C_{mant} \text{ anual}(M. Simplificado) = 0.38 \cdot 7850 \cdot \pi \cdot (1.20 + 0.0135) \cdot 0.0135 \cdot 1 = 152.98 \text{ US\$}$$

Para el método detallado, se multiplica el costo anual por el valor presente calculado en el acápite 3.5.6 de acuerdo a la Ecuación 2.29.

$$C_{mant} \text{ total}(M. Detallado) = 152.98 \cdot 8.06 = 1232.32 \text{ US\$}$$

La Tabla 3.15 resume todos los resultados para los 6 diámetros adicionales.

Tabla 3.15 Costos de mantenimiento según diámetro por metro lineal

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
D_i (m)	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
H_b (m)	254.17						
ΔH (m)	41.76	37.41	33.71	30.54	27.80	25.43	23.34
σ_{adm} (mH2O)	17810	17810	17810	17810	17810	17810	17810
e (m)	0.0118	0.0121	0.0124	0.0128	0.0131	0.0135	0.0138
γ (kg/m ³)	7850.00						
P.U. (US\$/kg)	0.29	0.30	0.32	0.34	0.36	0.38	0.43
$C_{mant} \text{ anual}$ (US\$)	79.78	90.62	105.33	119.45	135.28	152.98	185.69
VP	8.06						
$C_{mant} \text{ total}$ (US\$)	642.63	729.94	848.47	962.17	1089.74	1232.32	1495.80

Fuente: Propia

3.6. Evaluación del diámetro óptimo

En este acápite, se analizarán los resultados obtenidos del acápite 3.5 en tablas y gráficos para cada método con el fin de determinar diámetro económicamente óptimo.

3.6.1. Esquema comparativo según diámetro

A continuación, en la Tabla 3.16 y Tabla 3.17 se muestra el resumen de los resultados obtenidos de aplicar el método tradicional y detallado, respectivamente, para la obtención del diámetro óptimo. Se consideraron todas las partidas expuestas en el acápite 2.4.2 de acuerdo al requerimiento de cada método.

Tabla 3.16 Resumen del análisis económico – Método tradicional

		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	D_i (m)	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
1	Bajo Dimensionamiento (US\$)	243	186	145	114	91	73	59
2	Mantenimiento (US\$)	80	91	105	119	135	153	186
	Costo total por metro (US\$)	322	277	250	234	226	226	245

Fuente: Propia

Tabla 3.17 Resumen del análisis económico - Método detallado

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Di (m)	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
1 Equipo Hidromecánico (US\$)	614	697	810	919	1041	1177	1428
2 Obras de Concreto (US\$)	111	123	136	149	162	177	192
3 Transporte (US\$)	219	237	255	275	295	316	338
4 Movimiento de Tierras (US\$)	42	46	51	56	61	66	72
5 Montaje (US\$)	293	317	342	368	395	423	452
6 Bajo Dimensionamiento (US\$)	1955	1502	1169	921	733	590	479
7 Mantenimiento (US\$)	643	730	848	962	1090	1232	1496
Costo total por metro (US\$)	3876	3652	3612	3649	3777	3981	4457

Fuente: Propia

3.6.2. Curvas parabólicas

Los resultados de la Tabla 3.16 y Tabla 3.17 pueden graficarse en curvas parabólicas tal como se muestran en la Figura 3-4 y Figura 3-5. Mediante estos gráficos, es más sencillo evidenciar el diámetro óptimo que se obtiene cuando el costo total es el menor posible. Para ello, se traza una línea vertical cuando la parábola de costo total posea una tangente de pendiente igual a 0. Solo se analiza la curva de costo total para la obtención del diámetro económicamente óptimo.

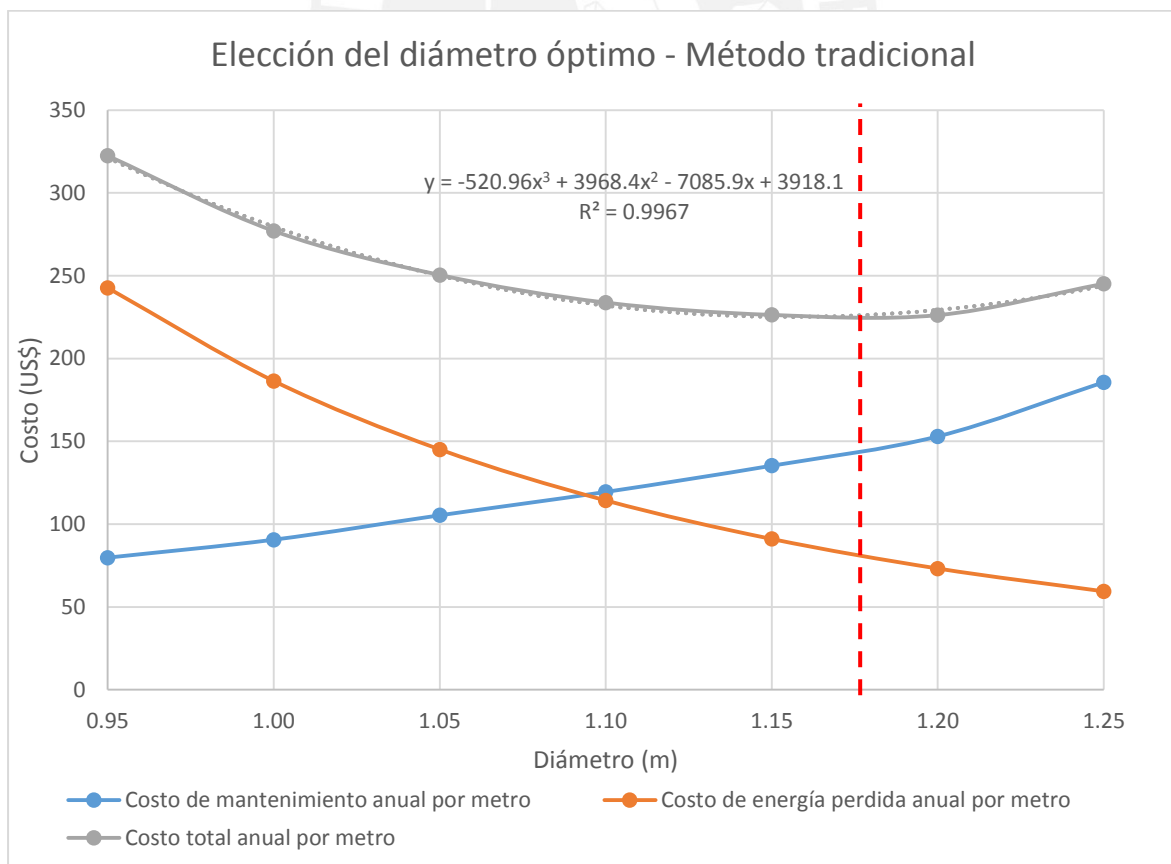


Figura 3-4 Curvas parabólicas para la elección del diámetro óptimo – Método tradicional
Fuente: Propia

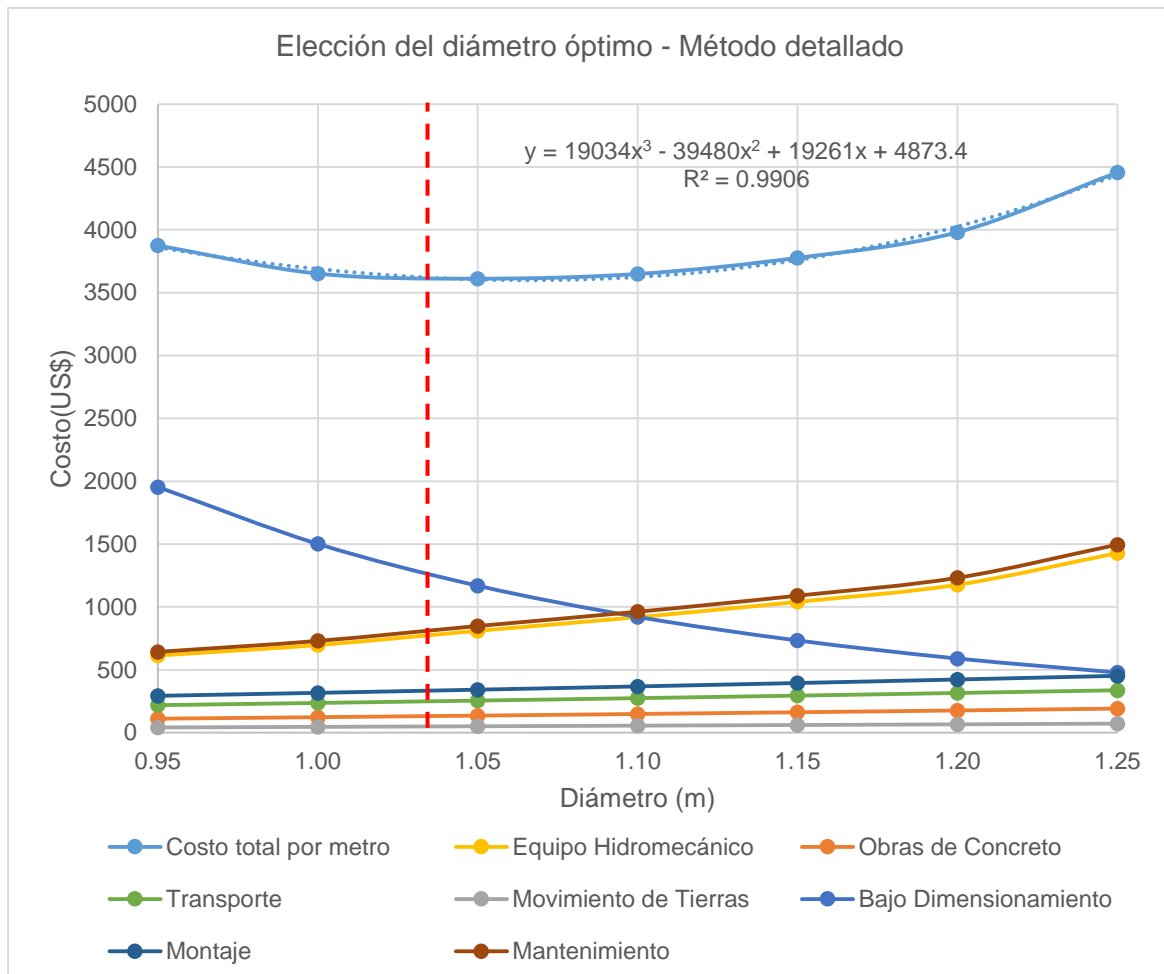


Figura 3-5 Curvas parabólicas para la elección del diámetro óptimo – Método detallado
Fuente: Propia

De acuerdo a la Figura 3-4, se observa que el diámetro óptimo para el caso en estudio según el método tradicional es de aproximadamente 1.175 metros. En base a los diámetros comerciales mostrados en el Anexo C, el diámetro óptimo sería de 48" (1.219 m). Por otro lado, de acuerdo a la Figura 3-5, según el método detallado, el diámetro óptimo es de aproximadamente 1.04 metros. Entonces, de acuerdo al Anexo C, el diámetro comercial más próximo sería de 40" (1.016m). Este último es el que se usará en el dimensionamiento de las componentes de la tubería forzada.

Por último, como comentario, la tubería forzada es uno de los pocos elementos de una mini central hidroeléctrica que se puede estandarizar a dimensiones comerciales. Por ejemplo, muchos proveedores han intentado estandarizar soluciones modulares para todo el sistema hidráulico. Sin embargo, estos poseen menor eficiencia y no se adaptaban a todas las condiciones que demanda el proyecto. Es importante recordar que las dimensiones, el tipo de material y el diseño están sujetos a la hidrología, topografía y geología del área de trabajo en específico (Paraschivescu, 2017).

4. CAPÍTULO IV: SIMULACIÓN FLUIDO DINÁMICA DE LA TUBERÍA FORZADA

El presente capítulo posee como propósito demostrar que la variación del diámetro de la tubería forzada afecta las pérdidas que se podrían generar, lo cual influye directamente sobre la elección del diámetro óptimo. Del mismo modo, se pretende introducir, a modo de verificación de los resultados obtenidos en el capítulo anterior, un análisis de volúmenes finitos. Esta corroboración se centra en el comportamiento hidráulico de la tubería forzada con ayuda de simulaciones elaboradas en el software ANSYS.

4.1. Justificación

Como se observa en la Tabla 3.14, los valores del costo por bajo dimensionamiento varían debido a que para cada diámetro de la tubería se obtienen diferentes pérdidas. Si bien estas pérdidas han sido calculadas con las ecuaciones de la mecánica de fluidos, no se posee una apreciación más realista de cómo afecta la variación del diámetro a la capacidad de la minicentral. Sin embargo, existen métodos que logran una mejor precisión de los resultados. Estos métodos pueden ser tanto el uso de modelos a escala que se pueden encontrar en laboratorios sofisticados, así como también, el uso de softwares de simulación que hay en los centros computacionales de investigación.

Una diferencia al momento de elegir entre los métodos es el costo que representa obtener todos los equipos. Respecto a esto, el uso de softwares no solo resulta ser más económico, sino que necesario ya que el software se basa en la Dinámica de Fluidos Computacional (CFD, por sus siglas en inglés), la cual está tomando mayor relevancia entre los ingenieros de diseño en el campo de la Mecánica de Fluidos y en el desarrollo de evaluaciones de riesgos en el campo de la Ingeniería Ambiental (Bagheri, Alamdari, & Davoudi, 2016). Esto se debe a que el resultado obtenido con la CFD es aproximado al resultado experimental. Por lo que se concluye que la CFD no es solo un medio para la enseñanza de la Mecánica de Fluidos, sino una ventana hacia el uso de herramientas computacionales para la investigación (Stramaná, Panella, Coussirat & Gandolfo, 2014).

4.2. Dinámica de Fluidos Computacional

El presente trabajo de investigación, se desarrolla en ANSYS CFX el cual opera como una “Caja negra”. Este apodo es brindado ya que el usuario puede introducir valores de entrada y obtener valores de salida, sin necesidad de tener conocimientos previos. A pesar de ello, esta característica exige al usuario conocer a fondo los conceptos que rigen a la CFD para realizar una buena simulación, es decir, que se aproxime más a la realidad.

Primero se debe saber que la CFD resuelve los problemas mediante el empleo de las 3 ecuaciones que rigen a la mecánica de fluidos, conocidas como las ecuaciones de

gobierno: ecuación de continuidad mostrada en la Ecuación 4.1, ecuación de momentum mostrada en la Ecuación 4.2 y la ecuación total de energía. Sin embargo, en las simulaciones desarrolladas solo se hace uso de las 2 primeras ya que la ecuación total de energía solo se usa cuando existe variación de temperatura.

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V}) = 0 \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$\frac{\partial(\rho \vec{V})}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V} \otimes \vec{V}) = -\nabla p + \nabla \cdot \tau + S_M \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde:

ρ	= densidad	p	= presión estática
t	= tiempo	τ	= tensor de esfuerzos
\vec{V}	= vector velocidad $\vec{V}_{x,y,z}$	S_M	= fuente de impulso

Por otro lado, existen 3 aspectos que se deben considerar para realizar una simulación correcta con la CFD (Casartelli & Ledergerber, 2010). La primera es el tamaño de la malla, la segunda, el tiempo de procesamiento de la computadora y, por último, la elección adecuada del modelo de turbulencia y de pared. Ya que estos aspectos están fuertemente relacionados, se explicarán en conjunto durante el desarrollo de este capítulo.

4.2.1. Mallado e independencia de la malla

Como todo software de simulación, ANSYS requiere de la elaboración de una malla computacional de tal manera que el software resuelva las ecuaciones expuestas para cada nodo de los elementos formados. ANSYS tiene la posibilidad de generar una malla por defecto; sin embargo, optar por esta opción no siempre es la correcta. Debido a que cada malla ofrece una exactitud diferente (comúnmente, las mallas más finas son más exactas que las mallas gruesas), por lo que los resultados obtenidos pueden ser erróneos. La solución a este problema es asegurar que los resultados sean independientes de la malla. Es decir, se tiene que llegar a un punto donde por más que se aumente la fineza de la malla (mayor número de nodos), se obtenga una muy ligera variación de los resultados. Por lo tanto, la malla juega un papel clave para la convergencia y se debe tener especial cuidado durante el proceso de generación de esta (Casartelli et al., 2010). A continuación se detallará el proceso seguido para la verificación de la independencia de la malla. Primero, se hizo uso de la malla por defecto. Esta se puede considerar como una malla gruesa debido a que el número de elementos obtenidos con esta malla fue de 63519 y 82000 nodos. Luego, se desarrolló una malla intermedia con 710832 elementos y 771264 nodos. Finalmente, se elaboró una malla fina de 1789944 elementos y 1899278 nodos. A continuación, la Figura 4-1 muestra los 3 tipos de malla que se desarrollaron.

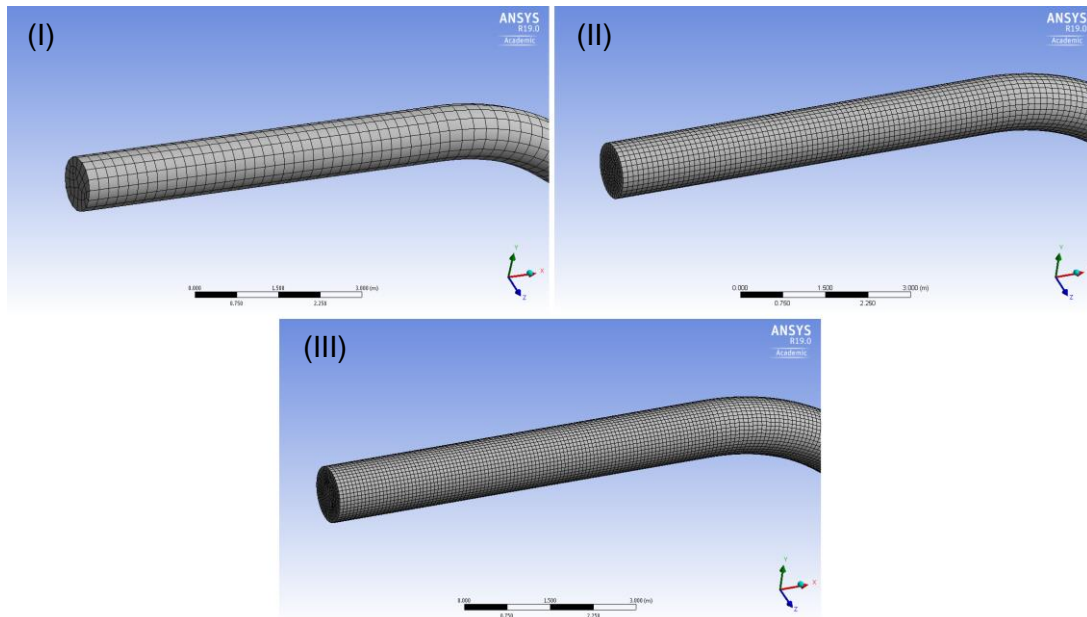


Figura 4-1 (I) Malla Gruesa, (II) Malla Intermedia y (III) Malla Fina
Fuente: Propia

Luego de definir las mallas, se asignaron las condiciones de borde, las cuales se basaron en los papers de Azad, Baranwal, Arya & Diwakar del 2014 y de Casartelli et al. del 2010.

- Inlet (entrada): Flujo subsónico, caudal másico de 3992.8 kg/s, la dirección del flujo es normal al límite y la turbulencia se establece como medio (intensidad=5%).
- Outlet (salida): Flujo subsónico y presión estática promedio de 0 kPa.
- Wall (pared): Pared no deslizante y rugosidad de pared de 0.0001 m.

La elección de una presión estática promedio de 0 kPa en la salida solo sirve de referencia ya que realmente la presión estática promedio en la salida tiene un valor mayor a 0 kPa como se obtiene con la ecuación de energía en el Capítulo 3. Sin embargo, se estableció esta por dos razones: La primera razón es que se busca un resultado independiente del uso de fórmulas simplificadas, como la ecuación de energía. La segunda razón es que se busca analizar las pérdidas totales y esta se pueda lograr con solo saber la diferencia de presiones totales entre los puntos 1 y 2 en la tubería simplificada de la Figura 4-2.

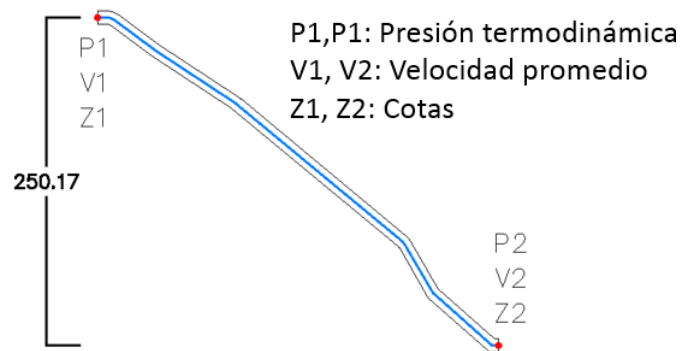


Figura 4-2 Esquema de la tubería forzada, donde el punto 1 es la entrada y el punto 2 es la salida Fuente: Propia

Para comprender mejor el segundo criterio, se aplica la ecuación de energía solo para apreciar las variables que influyen en la determinación de las pérdidas de carga.

$$\left(Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \right) - h_f = \left(Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} \right)$$

Con fines de simplificar la ecuación, se utiliza las presiones totales (E1 y E2).

$$h_f = (E1) - (E2)$$

Estas se obtienen con la herramienta Probe aplicado en los puntos deseados. A continuación, en la Figura 4-3, se observan los resultados para las 3 mallas elaboradas.

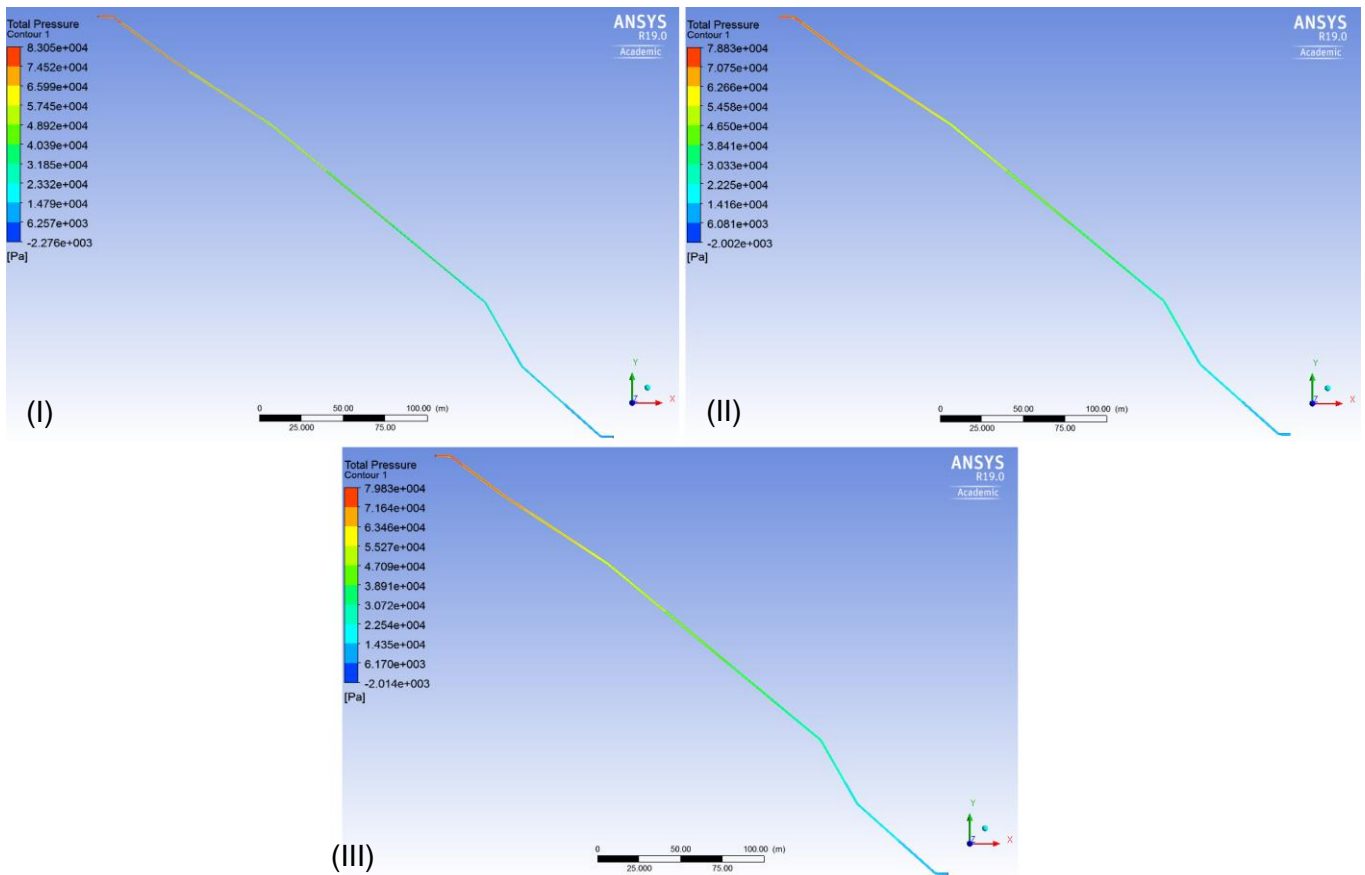


Figura 4-3 Campo de presiones totales para (I) Malla Gruesa, (II) Malla Intermedia y (III) Malla Fina
Fuente: Propia

La Tabla 4.1 muestra las presiones totales y las pérdidas totales para cada malla.

Tabla 4.1 Presiones totales en la entrada y la salida, y pérdidas totales para cada tipo de malla

Malla	Gruesa	Intermedia	Fina
Presión total en la entrada (kPa)	83.05	78.90	79.70
Presión total en la salida (kPa)	11.28	10.06	9.82
Pérdidas totales - Simulación (kPa)	71.77	68.84	69.88

Fuente: Propia

De estos resultados, se puede afirmar que existe una diferencia regular entre los resultados de una malla gruesa y una malla intermedia (2.93 kPa). Por otro lado, la

diferencia entre los resultados de un malla intermedia y una malla fina se reduce a casi la tercera parte de la primera diferencia (-1.04 kPa). Lo que implica que elaborar una malla aún más fina sería conseguir resultados con una diferencia alrededor de 1 kPa. Sin embargo, esto involucra un mayor costo computacional ya que el número de elementos deberá ser mayor al número de elementos de la última malla (1789944 elementos). Por lo tanto, se puede decir que ya no se requiere una nueva malla ya que las variaciones resultan despreciables comparadas con el tiempo de procesamiento de la computadora.

4.2.2. Modelo de turbulencia

La mayoría de los flujos que se estudia en ingeniería son turbulentos, estos se caracterizan por las fluctuaciones de sus propiedades en el tiempo y el espacio. Por otro lado, la turbulencia resulta ser compleja debido a que es un fenómeno tridimensional, inestable y se presenta en muchas escalas. A manera de resumen, la turbulencia hace que la velocidad y las propiedades del flujo tengan variaciones aleatorias en diferentes rangos de espectro (Aguirre et al., 2014).

“Los efectos de la turbulencia se hacen apreciables cuando las fuerzas de inercia en el fluido se vuelven significativas en comparación con las fuerzas viscosas” (ANSYS, Inc., 2018), lo cual también implica un alto número de Reynolds. Si bien las ecuaciones de Navier-Stokes pueden describir a los flujos laminares y turbulentos, la flexibilidad en el desarrollo de la malla impide el cálculo para flujos turbulentos con números de Reynolds reales (Re elevados). Por tal motivo se desarrollaron los modelos de turbulencia, los cuales usan métodos numéricos para obtener la solución de un determinado problema sin la necesidad de elaborar una malla extremadamente fina. (ANSYS, Inc., 2018). Se tiene que tener en cuenta que cada modelo de turbulencia presenta diferentes exigencias, como consecuencia se tendrá un modelo que calcule valores con mayor precisión pero demande un mayor tiempo de cálculo para la computadora. De estos modelos, los utilizados en las CFD industriales son los modelos de turbulencia de dos ecuaciones como los modelos $k-\varepsilon$ y $k-\omega$, o una combinación de ambos como el modelo SST (Menter, 1994).

Como se mencionó, el modelo utilizado para las simulaciones fue el modelo $k-\varepsilon$ usando el enfoque RANS (Reynolds Averaged Navier-Stokes Simulation). Este enfoque modifica las ecuaciones de Navier-Stokes de tal manera que se obtienen dos componentes: una componente promedio estable y una componente fluctuante. Con esta definición, “las ecuaciones de Navier-Stokes promedio pueden representar las cantidades medias de flujo, mientras modelan los efectos de turbulencia sin necesidad de la resolución de las fluctuaciones turbulentas” (ANSYS, Inc., 2018). El problema de usar estas ecuaciones promedio es que requieren añadir otros términos adicionales, a los cuales se les conoce

como tensiones de turbulencia o de Reynolds. Asimismo, la introducción de estas tensiones exige la aparición de ecuaciones adicionales para asegurar el “cierre”, lo cual implica que existan las ecuaciones suficientes para llegar a una solución.

En el modelo k-ε, “k” es la energía cinética de la turbulencia y consiste en la varianza de las fluctuaciones en la velocidad (con dimensiones de L²T⁻²). “ε” es la disipación del remolino de turbulencia equivalente a la velocidad a la que se disipan las fluctuaciones de velocidad (con dimensiones de L²T⁻³). Este modelo modifica a las Ecuaciones 4.1 y 4.2 con lo que se obtiene las Ecuaciones 4.3 y 4.4, además se necesita como complemento a las Ecuaciones 4.5 y 4.6.

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho \vec{V}_j) = 0 \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$\frac{\partial (\rho \vec{V}_i)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho \vec{V}_i \vec{V}_j) = -\frac{\partial p'}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\mu_{eff} \left(\frac{\partial \vec{V}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \vec{V}_j}{\partial x_i} \right) \right] + S_M \quad (\text{Ec. 4.4})$$

$$\mu_{eff} = \mu + \mu_t \quad (\text{Ec. 4.5})$$

$$\mu_t = C_\mu \rho \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Donde

ρ	= densidad	p'	= presión modificada
t	= tiempo	μ_{eff}	= viscosidad efectiva
\vec{V}	= vector velocidad	μ_t	= viscosidad de turbulencia
p	= presión estática	C_μ	= constante
τ	= tensor de esfuerzos	S_M	= suma de fuerzas del cuerpo

Por otro lado, en el proceso para lograr la independencia de la malla se tuvo que usar la Ecuación 4.7 para obtener la primera altura de la malla respecto al interior de la tubería. Las Ecuaciones 4.8 y 4.9 se usan para calcular los valores necesarios a introducir en la Ecuación 4.7.

$$y^+ = \frac{\sqrt{\tau_w / \rho} \cdot \Delta n}{\nu} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

$$\tau_w = \frac{1}{2} \cdot C_f \cdot \rho \cdot V^2 \quad (\text{Ec. 4.8})$$

$$C_f = 0.058 \cdot Re^{-0.2} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Donde:

y^+	= Yplus	ν	= viscosidad cinemática
-------	---------	-------	-------------------------

- τ_ω = esfuerzo cortante de pared V = velocidad promedio
 C_f = coeficiente de fricción interna ρ = densidad
 Δn = distancia entre la primera y segunda malla por encima de la pared

Se reemplazan los valores para la tubería forzada de 1 metro de diámetro.

$$C_f = 0.058 \cdot 5073643.57^{-0.2} = 0.0026446$$

$$\tau_\omega = \frac{1}{2} \cdot 0.0026446 \cdot 998.2 \cdot 5.09^2 = 34.237 \frac{kg}{m \cdot s^2} \text{ o } 34.237 Pa$$

$$\Delta n = \frac{y^+ \cdot \nu}{\sqrt{\tau_\omega / \rho}}$$

Para una simulación usando el modelo k- ϵ , Yplus tiene que estar entre un valor de 30 y 300, de lo que se obtienen los siguientes valores límites.

$$\Delta n_{min} = \frac{30 \cdot 1.0038 \cdot 10^{-6}}{\sqrt{34.237/998.2}} = \frac{3.0114 \cdot 10^{-5}}{0.185} = 0.000163 m \text{ o } 0.1626 mm$$

$$\Delta n_{max} = \frac{300 \cdot 1.0038 \cdot 10^{-6}}{\sqrt{34.237/998.2}} = \frac{3.0114 \cdot 10^{-4}}{0.185} = 0.00163 m \text{ o } 1.626 mm$$

Se eligió un altura de 1.5 mm para cumplir con el criterio y los resultados de las simulaciones para distintos diámetros se observan en la Figura 4-4 y Figura 4-5.

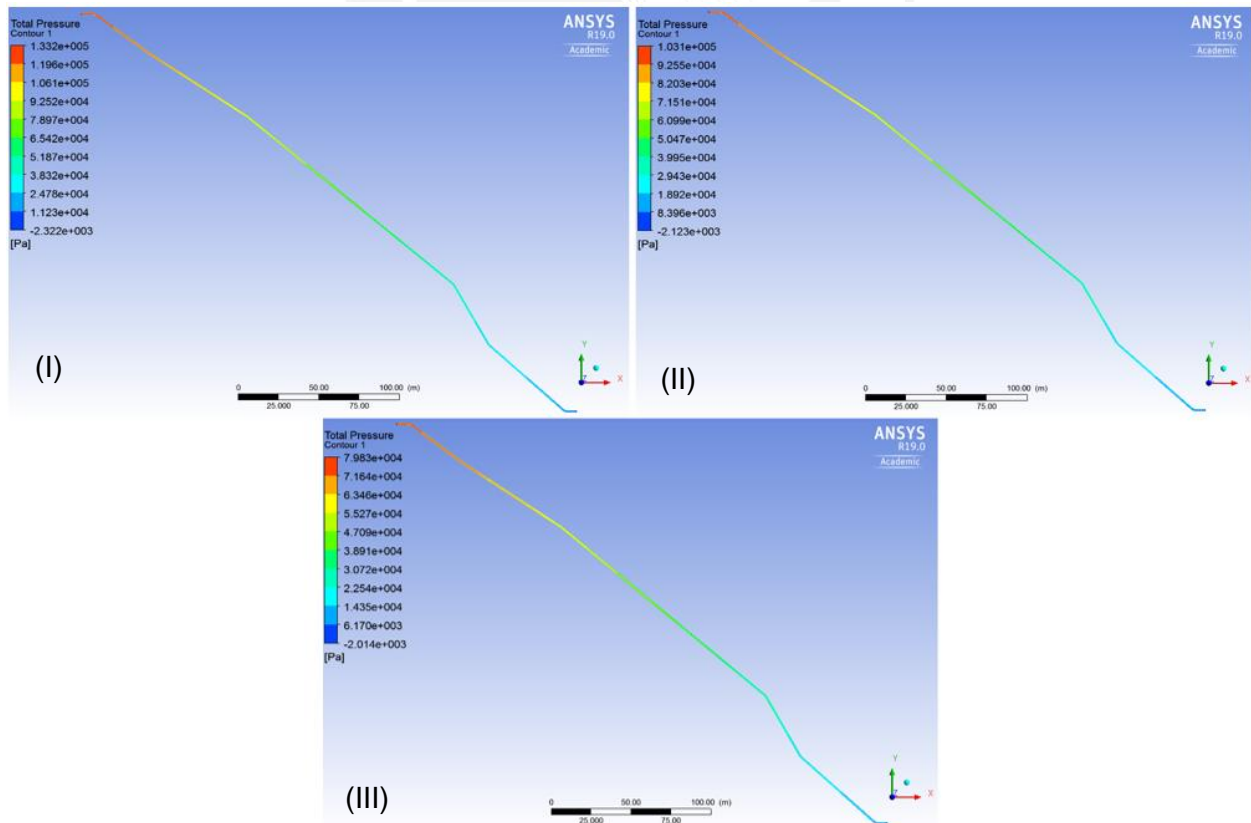


Figura 4-4 Campos de presiones totales para diámetros (I) $D=0.90m$, (II) $D=0.95m$, (III) $D=1.00m$
Fuente: Propia

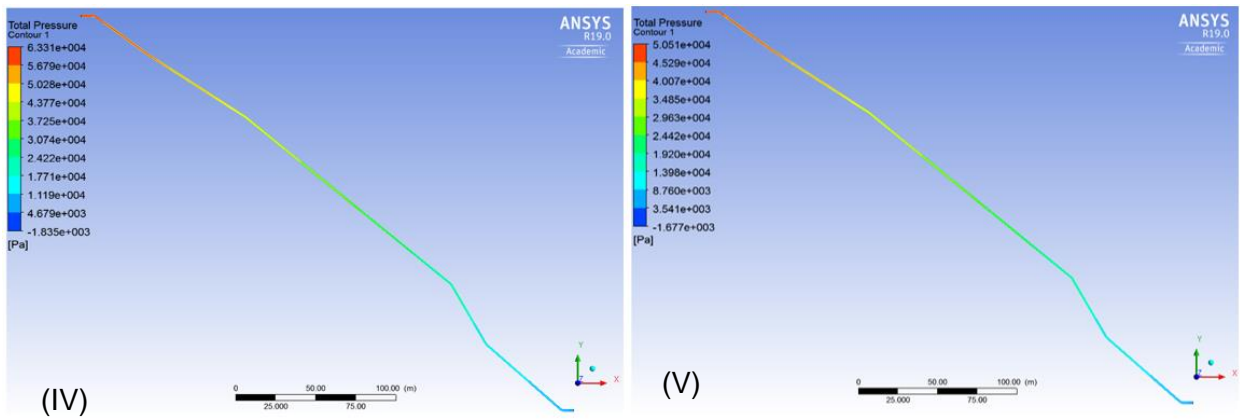


Figura 4-5 Campos de presiones totales para diámetros (IV) $D=1.05\text{m}$, y (V) 1.10m .
Fuente: Propia

Igual al procedimiento seguido para calcular las pérdidas totales para los 3 tipos de malla, se usa la herramienta “Probe” para primero obtener las presiones totales en la entrada y en la salida. En la Figura 4.5 y Figura 4.6 se observa la presión total obtenida en la entrada y presión total obtenida en la salida, respectivamente.

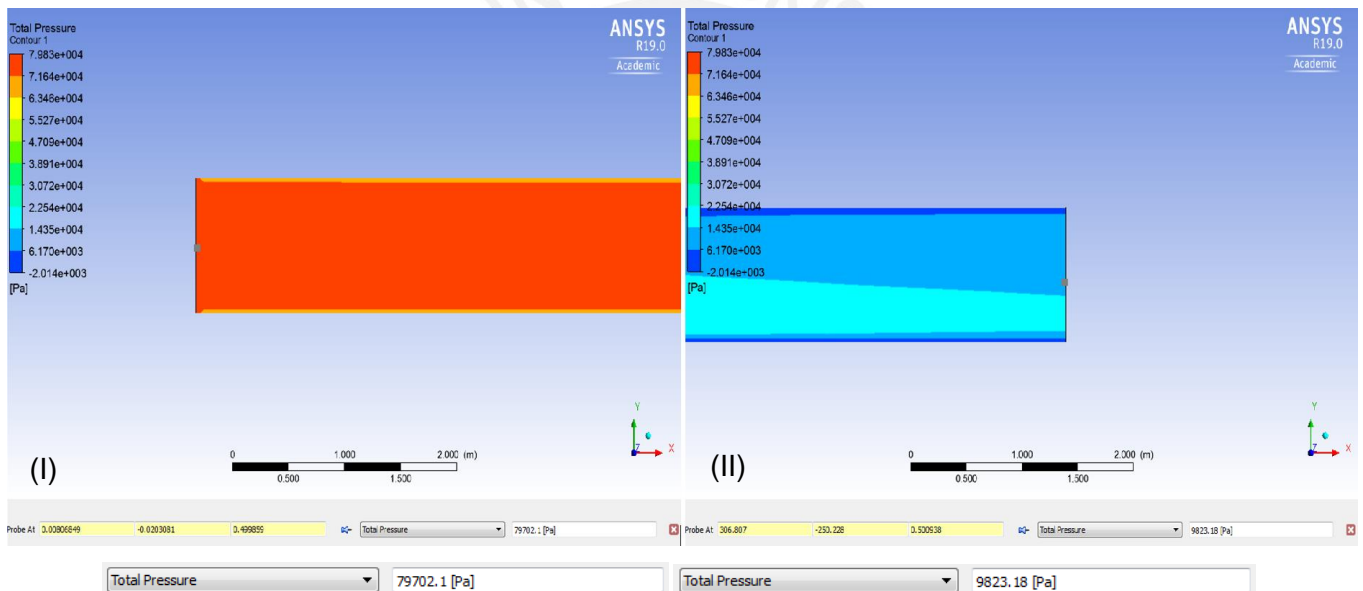


Figura 4-6 Campo de presión total de la tubería forzada: (I) en la entrada, y (II) en la salida
Fuente: Propia

Luego, se obtiene la diferencia de presiones totales entre estos dos puntos.

$$79702.10 - 9823.18 = 69878.92 \text{ Pa}$$

Esta diferencia vendría a ser las pérdidas totales a lo largo de la tubería forzada. Sin embargo, su valor usando la ecuación de energía es de 74714.09 Pa, lo cual implica en una diferencia del 6.92% del valor obtenido con la simulación CFD, siendo esta una buena aproximación. Con respecto a las demás tuberías, se realizó el mismo procedimiento para obtener las pérdidas totales. La Tabla 4.2 muestra las presiones totales de referencia en

la entrada y la salida, las pérdidas totales determinadas con la simulación y las pérdidas determinadas con la ecuación de energía para cada uno de los 5 diámetros de tubería.

Tabla 4.2 Presiones totales en la entrada y la salida, y pérdidas totales según la simulación y según la ecuación de energía para cada diámetro de tubería

Diámetro (m)	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10
Presión total en la entrada (kPa)	133.00	102.88	79.70	63.21	50.43
Presión total en la salida (kPa)	17.96	12.59	9.82	8.79	7.36
Pérdidas totales – Simulación (kPa)	115.04	90.29	69.88	54.42	43.07
Pérdidas totales – Ec. Energía (kPa)	126.42	96.49	74.71	58.62	46.54

Fuente: Propia

De los resultados obtenidos se observa que el diámetro de la tubería forzada sí influye cuantitativamente sobre las pérdidas totales. Consecuentemente, la elección del diámetro de la tubería influye directamente en el costo por bajo dimensionamiento. Ya que a mayor diámetro, habrá menores pérdidas de energía y así se obtendrá un menor costo por bajo dimensionamiento. Por lo contrario, a menor diámetro, habrá mayores pérdidas de energía y se obtendrá un mayor costo por bajo dimensionamiento.

Por otro lado, se observa que las pérdidas obtenidas con la ecuación de energía son más conservadoras que las pérdidas obtenidas con la simulación CFD. Esto implica que la gráfica de bajo dimensionamiento de la Figura 3-4 y Figura 3-5 se encuentre más “elevada” comparada con una gráfica de bajo dimensionamiento con los resultados de la simulación. Para el desarrollo de esta gráfica se tendría que simular una tubería recta (sin codos) para obtener así las pérdidas por metro lineal, con la intención de respetar los conceptos en los que se basa el procedimiento seguido para la determinación del diámetro óptimo.

5. CAPÍTULO V: DISEÑO PRELIMINAR DE LA TUBERÍA FORZADA DE LA MINICENTRAL HYDRIKA 4

5.1. Obras civiles

Este acápite establece el procedimiento mínimo sugerido a realizar en el diseño de la tubería forzada durante la etapa de prefactibilidad. El diseño se realizará en hojas de Excel por recomendación de Weiss (2001). Todas las obras civiles se dimensionarán en función al diámetro comercial obtenido en el capítulo anterior, es decir, 1.016 metros.

5.1.1. Predimensionamiento de la tubería

En cuanto al predimensionamiento de la tubería, primero se debe determinar un espesor preliminar. Para ello se obtiene el grosor mínimo posible tal que facilite el transporte y la manipulación durante la instalación según las Ecuaciones 2.2 y 2.3 del acápite 2.3.1.1.

Pacific Gas and Electric Company

$$e_{min} = \frac{40}{288} = 0.139" = 3.53 \text{ mm}$$

Bureau of Reclamation

$$e_{min} = \frac{40 + 20}{288} = 0.208" = 5.28 \text{ mm}$$

Luego, se deben hallar las condiciones estacionarias y transitorias del sistema. Estas pérdidas y sobrepresiones son empleadas en los cálculos de presiones totales con la finalidad de proponer el espesor adecuado. Para ello, la Tabla 5.1 muestra los parámetros del proyecto a analizar con el diámetro óptimo.

Tabla 5.1 Parámetros del proyecto Hydrika 4

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
Longitud (m)	403	Área (m ²)	0.811
Diámetro (m)	1.016	Velocidad (m/s)	4.934
Caudal del diseño (m ³ /s)	4.000	Reynolds	4993744
Rugosidad absoluta (mm)	0.1	f	0.012307
Caída Bruta (m)	254.17	v ² /2g	1.241

Fuente: Propia

Por temas económicos, el espesor es variable y depende de la presión a la cual está sometida. Para un mejor análisis de las pérdidas y sobrepresiones en la conducción a presión, la tubería forzada en estudio se divide en siete subtramos (I-VII). Los subtramos son definidos por aquellas secciones de la tubería que presentan una misma pendiente, es decir, los machones verticales (MV) o machones verticales horizontales (MVH) serán los elementos divisores. A partir de las Ecuaciones 2.12, 2.13, 2.14, 2.15, 2.16, 2.17, 2.18, 2.19, 2.20 y 2.21 del acápite 2.3.3 se obtienen las pérdidas totales de cada subtramo tal como se muestra en la Tabla 5.2. Los subtramos van desde el extremo de un machón hasta el extremo del siguiente machón. Así, por ejemplo, el Tramo II va desde el extremo derecho del machón MV-1 hasta el extremo izquierdo del machón MV-2.

Tabla 5.2 Pérdidas totales de la tubería por tramos

Tramo	Descripción	Longitud Acum. (m)	Pérdidas Constantes (m)	Pérdidas Locales Acum. (m)	Pérdidas Totales Acum. (m)
I	C. de carga	0.00	0.00	0.00	0.00
	MV-1	4.72	0.07	0.05	0.12
II	MV-1	8.56	0.13	0.34	0.47
	MV-2	44.59	0.67	0.34	1.01
III	MV-2	48.19	0.72	0.36	1.08
	MV-3	118.80	1.79	0.36	2.14
IV	MV-3	121.82	1.83	0.39	2.22
	MV-4	283.43	4.26	0.39	4.65
V	MV-4	288.07	4.33	0.55	4.88
	MV-5	327.69	4.93	0.55	5.48
VI	MV-5	332.13	4.99	0.68	5.68
	MVH-1	390.75	5.86	0.68	6.55
VII	MVH-1	391.12	5.88	1.53	7.41
	C. de máquinas	403.00	6.06	2.65	8.71

Fuente: Propia

Del mismo modo, empleando las Ecuaciones 2.23 y 2.24 del acápite 2.3.4 se calculan las sobrepresiones (ΔH) en los extremos de cada tramo usando la carga neta (H_0), tal como se muestra en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Sobrepresiones de golpe de ariete por tramos

Tramo	Descripción	Presión estática (m)	H_0 (m)	B	$\Delta H / H_0$	ΔH (m)
I	C. de carga	4.00	4.00	0.000	0.00	0.00
	MV-1	4.00	3.88	0.010	0.11	0.42
II	MV-1	4.99	4.52	0.025	0.17	0.78
	MV-2	26.89	25.88	0.021	0.16	4.02
III	MV-2	28.98	27.90	0.021	0.16	4.34
	MV-3	67.59	65.45	0.023	0.16	10.74
IV	MV-3	69.37	67.15	0.023	0.16	11.02
	MV-4	172.37	167.72	0.020	0.15	25.50
V	MV-4	175.74	170.86	0.020	0.15	25.91
	MV-5	210.10	204.62	0.018	0.14	29.37
VI	MV-5	213.56	207.88	0.018	0.14	29.77
	MVH-1	252.51	245.96	0.018	0.14	35.01
VII	MVH-1	254.17	246.76	0.018	0.14	35.03
	C. de máquinas	254.17	245.46	0.019	0.15	36.18

Fuente: Propia

Posteriormente, se suman las presiones netas y sobrepresiones para obtener la presión total en los extremos de cada subtramo, estos se muestran en la Tabla 5.4. A partir de la Ecuación 2.4 se determina el espesor mínimo que resista la presión ejercida en cada extremo. Finalmente, y a partir de los resultados y espesores comerciales que se

encuentran en el Anexo C, se tiene que los tramos I, II, III y IV tendrán un espesor de 9.5 mm y los tramos V, VI y VII un espesor de 12 mm tal como se presenta en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Dimensionamiento del espesor por tramos

Tramo	Descripción	H_0 (m)	ΔH (m)	Presión total (m)	Espesor (mm)	Espesor de Diseño (mm)	
I	C. de carga	4.00	0.00	4.00	3.13	9.5	
	MV-1	3.88	0.42	4.30	3.14		
II	MV-1	4.52	0.78	5.30	3.17		
	MV-2	25.88	4.02	29.90	3.95		
III	MV-2	27.90	4.34	32.24	4.02		
	MV-3	65.45	10.74	76.19	5.41		
IV	MV-3	67.15	11.02	78.16	5.48		
	MV-4	167.72	25.50	193.22	9.12		
V	MV-4	170.86	25.91	196.77	9.24		12
	MV-5	204.62	29.37	233.99	10.42		
VI	MV-5	207.88	29.77	237.65	10.53		
	MVH-1	245.96	35.01	280.97	11.90		
VII	MVH-1	246.76	35.03	281.79	11.93		
	C. de máquinas	245.46	36.18	281.65	11.93		

Fuente: Propia

5.1.2. Predimensionamiento de machones o bloques de anclaje

El presente acápite expondrá los criterios sobre los cuales se basaron la disposición y los diseños de los bloques de anclaje.

5.1.2.1. Disposición

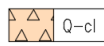
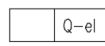
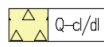

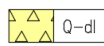
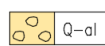
Los bloques de anclaje son elementos de concreto armado unidos a la tubería forzada. Estos se ubican en los cambios de pendiente que el eje de la tubería presente a lo largo de su desarrollo (Harvey, 1993). Su posición no depende únicamente de la topografía sino también de la geología del talud. En el caso del proyecto Hydrika 4, los machones serán posicionados sobre roca no meteorizada de modo que sus pernos de anclaje tengan mayor adherencia con la finalidad que la estructura no falle por deslizamiento o volteo. A continuación, la Figura 5-1 muestra la simbología empleada en el perfil geológico del trazo de la rasante proyectada de la tubería forzada la cual se expone en la Figura 5-2. La Tabla 5.5 muestra la capacidad portante del perfil geológico expuesto.

Tabla 5.5 Resistencia a compresión simple (capacidad portante) del perfil geológico en tonf/m^2

Descripción	Resistencia en tonf/m^2
Depósito coluvio-deluvial (36° aprox)	60
Depósito proluvial (40° aprox)	80
Depósito aluvial (34° aprox)	40
Intrusiones ígneas (Graniodorita y Tonalita)	10 197 – 25 492
Intrusiones ígneas (Arenisca intercalada con Pizarras)	2 549 – 10 197

Fuente: Adaptado de Bowles (1996) y González de Vallejo et al. (2002)

DEPÓSITOS CUATERNARIOS:

	DEPÓSITO COLUVIAL, BLOQUES Y GRAVAS CON ESCASA MATRIZ ARENOLIMOSA.		DEPÓSITO ELUVIAL / GRANITOS ALTERADOS A ARENAS.
	DEPÓSITO COLUVIO-DELUVIAL, GRAVAS Y BLOQUES CON MATRIZ ARENOLIMOSA.		DEPÓSITO PROLUVIAL / BLOQUES EN MATRIZ GRAVO ARENOSA.
	DEPÓSITO DELUVIAL / ARENA LIMOSA CON GRAVAS.		DEPÓSITO ALUVIAL / GRAVAS ARENOSAS CON BLOQUES.

ROCA BASAMENTO:

	INTRUSIONES ÍGNEAS/GRANODIORITA Y TONALITA.		FM. CHICAMA/ARENISCA INTERCALADA CON PIZARRAS.
---	---	---	--

Figura 5-1 Leyenda geológica
Fuente: Anexo H, Planos geológicos de Hydrika 4

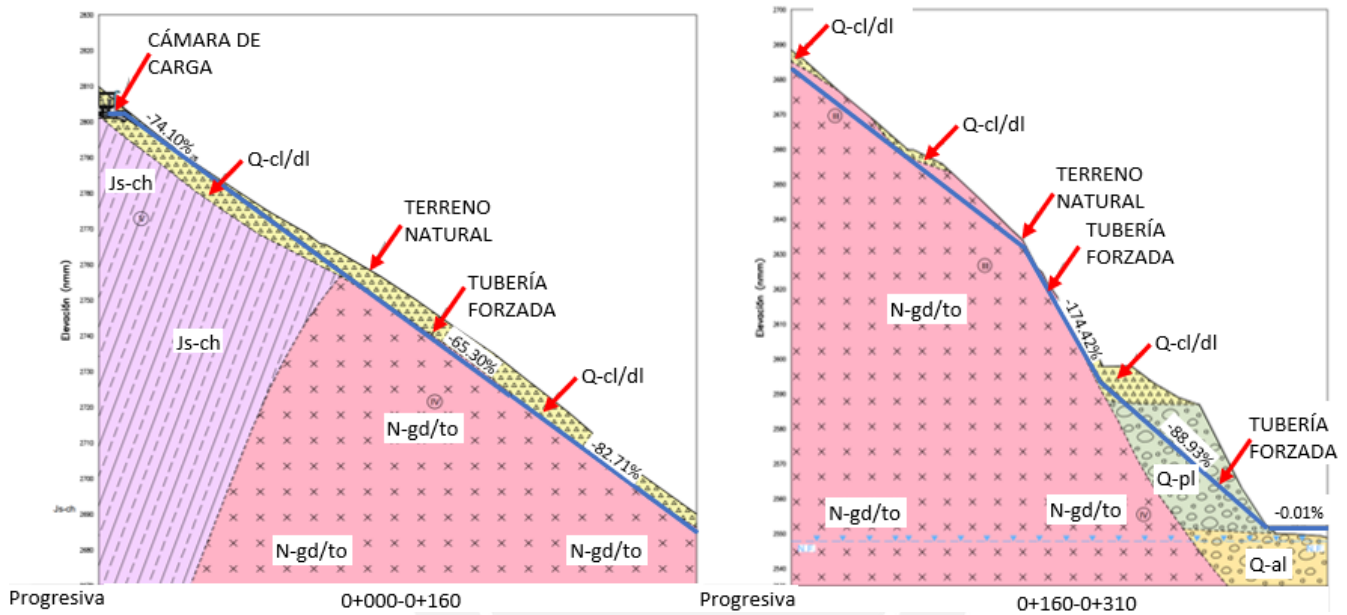


Figura 5-2 Perfil geológico rasante 2535 - 2830 m.s.n.m. - Fuente: Propia
Fuente: Anexo H, Planos geológicos de Hydrika 4

Se observa que la tubería forzada posee una geología muy buena compuesta por basamento rocoso ígneo de tipo III, IV y V debajo de una capa superficial de depósitos coluvio-deluviales con una acumulación de depósitos proluviales entre las progresivas 0+250 y 0+300 m. Los depósitos coluvio-deluviales son materiales transportados por gravedad, principalmente, por agua. Su origen es producto de la alteración in-situ de las rocas y posterior transporte de derrubios de ladera o depósitos de solifluxión (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002). Es suelo no compactado por lo que tendrá que ser excavado para llegar al basamento rocoso. Respecto a la acumulación de material proluvial, estos son generados a partir de la acumulación de detritos provenientes de corrientes temporales de agua y lluvia solifluxión (González de Vallejo et al., 2002). Además, poseen una capacidad portante baja por lo que no es apta para soportar la carga de los machones. En consecuencia, la zona de material proluvial tendrá una gran cantidad de material excavado. Los anclajes no podrían ser instalados sobre estos suelos coluvio-deluviales o proluviales debido a la gran fuerza resultante que ejerce la tubería forzada sobre el terreno. En la disposición de la rasante propuesta se observa un total de 7

cambios de pendiente en los cuales serán posicionados los machones verticales (MV-n, donde “n” es el número del machón) como se muestra en las Figura 5-3.

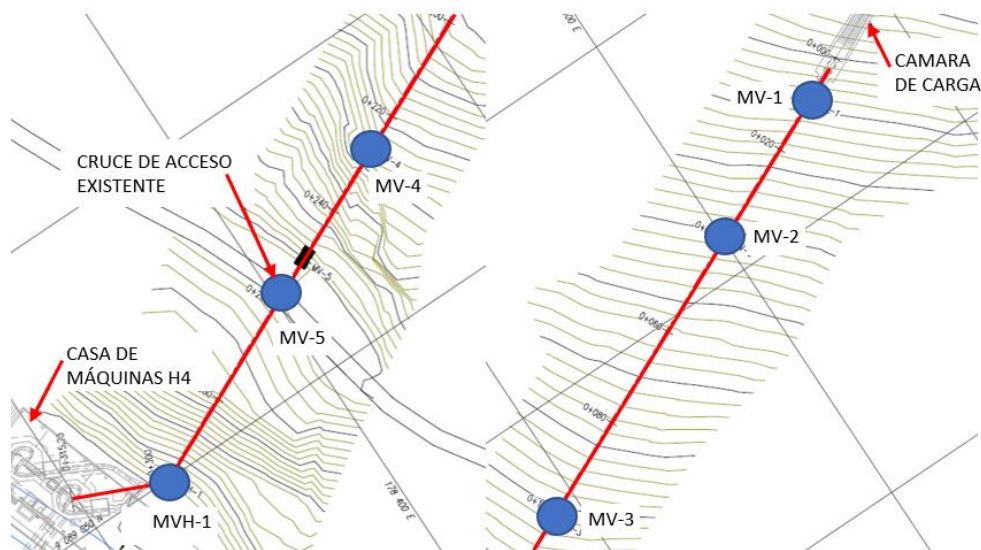


Figura 5-3 Disposición MV-1, MV-2, MV-3, MV-4, MV-5, MVH-1 Prog: 0+000-0+100
Fuente: Propia

5.1.2.2. Detalles geométricos y anclajes

En el presente acápite, se determina la geometría de los machones verticales a lo largo de la conducción a presión. Normalmente, para lograr que los bloques de anclaje cumplan su finalidad, el volumen de concreto necesario es muy grande, lo cual a veces dificulta la construcción. Por ello, para no sobredimensionar los machones y que el proyecto sea constructivamente más viable, se hace uso de pernos de anclaje con la finalidad de brindar mayor seguridad frente a volcaduras o deslizamientos con un menor volumen de concreto. Las dimensiones de los bloques de anclaje son tales que el peso de los mismos, en conjunto con los pernos de anclaje, equilibren las fuerzas provenientes de la tubería forzada, la presión máxima en los extremos del bloque, la fuerza centrífuga producto de la cantidad de movimiento y el peso de las tuberías sostenidas (Harvey, 1993). La fuerza generada por la interacción entre la tubería forzada y el machón está compuesta por el peso, la fuerza de fricción generada por la junta, la fuerza debido a la presión en la junta, la fuerza de fricción por variación de temperatura, la fuerza por fricción debido a la rugosidad en la tubería y las fuerzas debido a la presión en los extremos del sistema.

A partir de la topografía, geología y el diámetro de la tubería se proponen las dimensiones preliminares para los 6 bloques de anclaje tal como se muestran en la Figura 5-4, Figura 5-5 y Figura 5-6. En base a estas dimensiones se determina el volumen de control para el flujo de agua dentro de la tubería. El uso de un volumen de control se justifica por la naturaleza de las fuerzas hidrostáticas y dinámicas, ya que ambas son producto de la interacción del agua con la tubería forzada que la contiene (Sundberg, 2013).

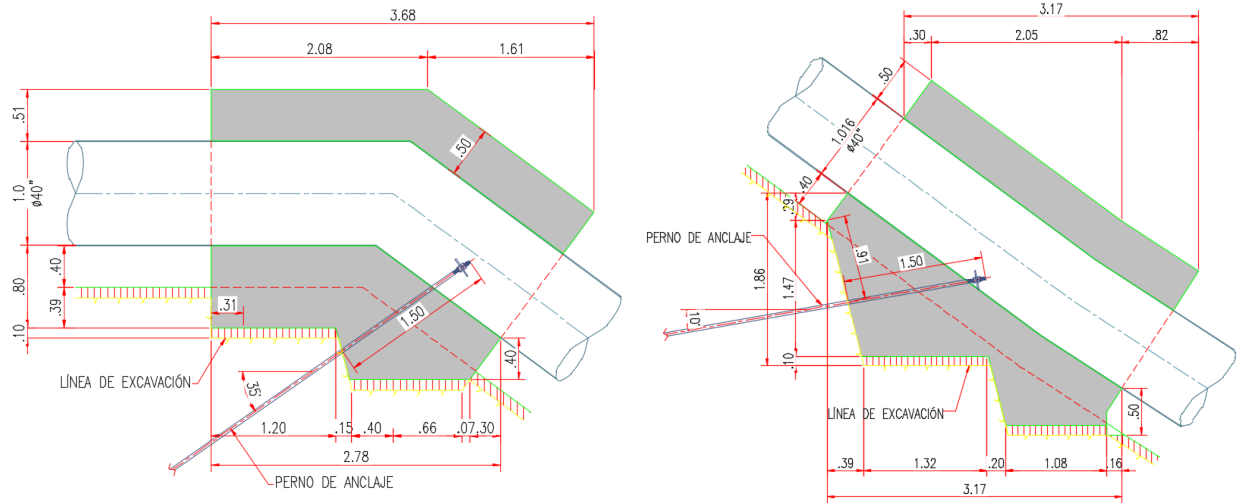


Figura 5-4 Machón Vertical 1 (MV-1) y Machón Vertical 2 (MV-2)
Fuente: Propia

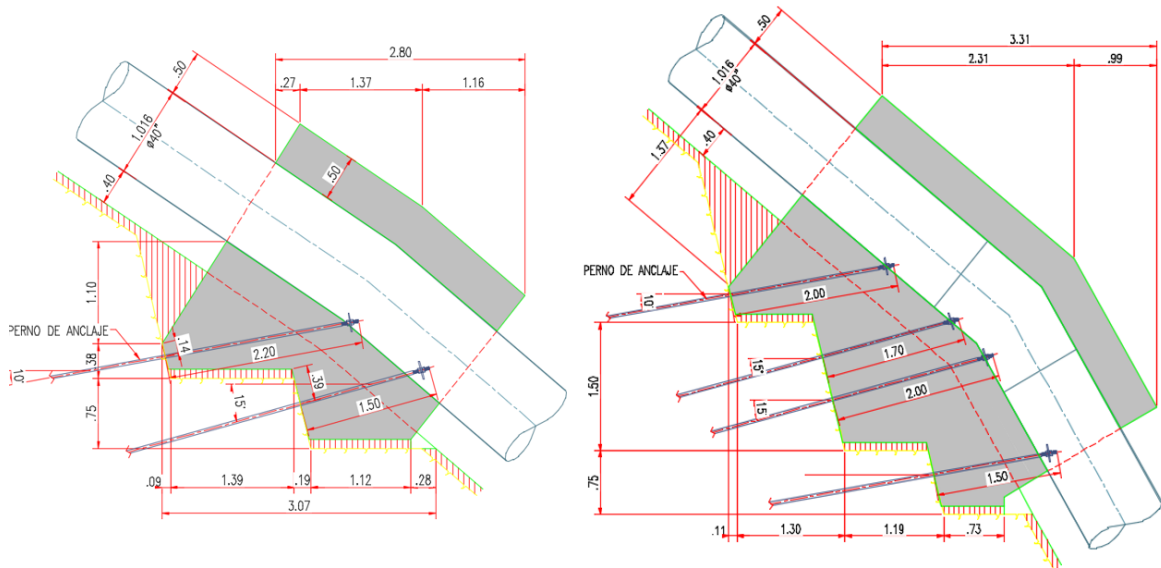


Figura 5-5 Machón Vertical 3 (MV-3) y Machón Vertical 4 (MV-4)
Fuente: Propia

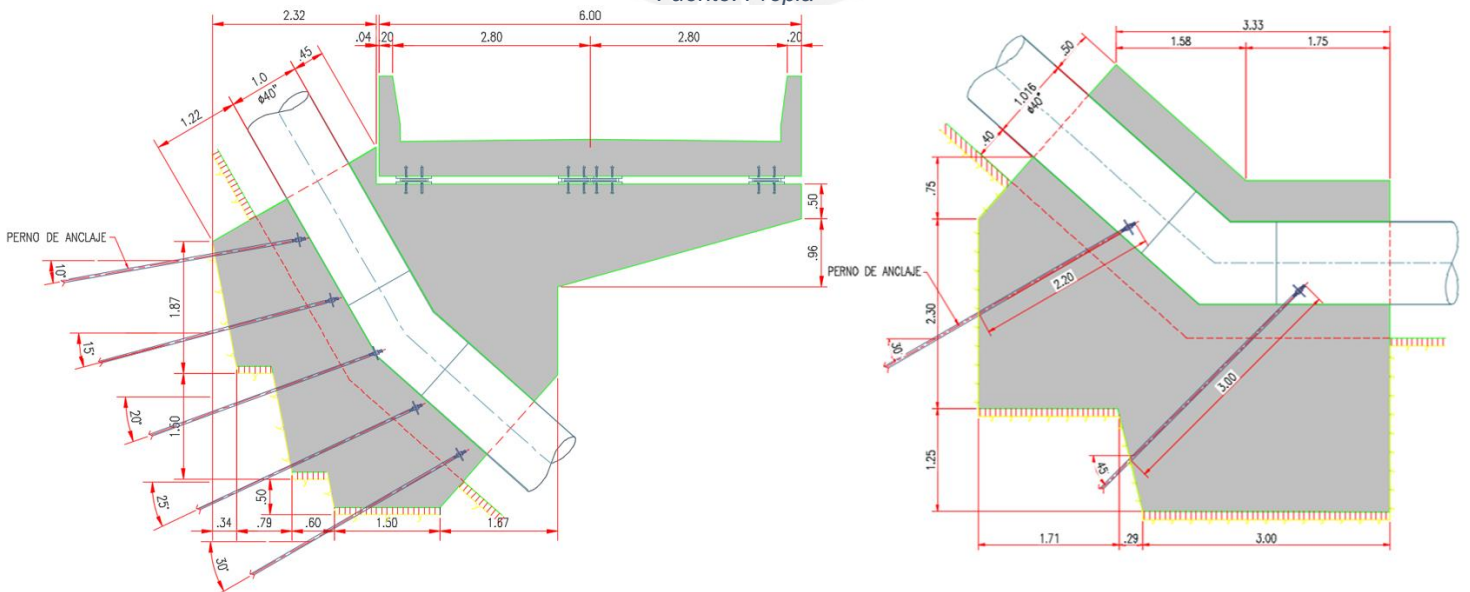


Figura 5-6 Machón Vertical 5 (MV-5) y Machón Vertical Horizontal 1 (MVH-1)
Fuente: Propia

El diseño requiere del análisis de las fuerzas externas que actúan sobre los machones. Para ello, se comienza analizando los tramos rectos de la tubería forzada antes y después del machón con el fin de obtener las fuerzas resultantes que le transmitirán. Luego, recién se analizan las fuerzas externas en el machón (Harvey, 1993). Para una mejor comprensión del análisis de fuerzas, se desarrollan los diagramas de cuerpo de libre (D.C.L.) de los tramos rectos superior e inferior adyacentes a cada machón con su respectivo volumen de control de agua dentro de ellas, igualmente, se desarrolla el D.C.L. de cada machón. Luego de determinar todas las fuerzas, se debe verificar las condiciones de estabilidad de cada uno de los machones. Todas estas condiciones deben cumplirse simultáneamente para el caso más crítico. La Figura 5-7 muestra las fuerzas sobre las tuberías adyacentes a un machón en general, representado por el machón vertical 4.

Cabe mencionar que en la literatura actual hay diferentes formas de considerar dichas fuerzas. Las variantes de estos trabajos contemplan la existencia de la variación de la temperatura y la existencia de los fenómenos transitorios. Un ejemplo de estos trabajos da a conocer la simplicidad con la que se puede calcular el volumen de concreto que requiere el machón para ofrecer estabilidad al sistema usando solo las fuerzas hidrostáticas y de cantidad de movimiento (Rodríguez, 2014).

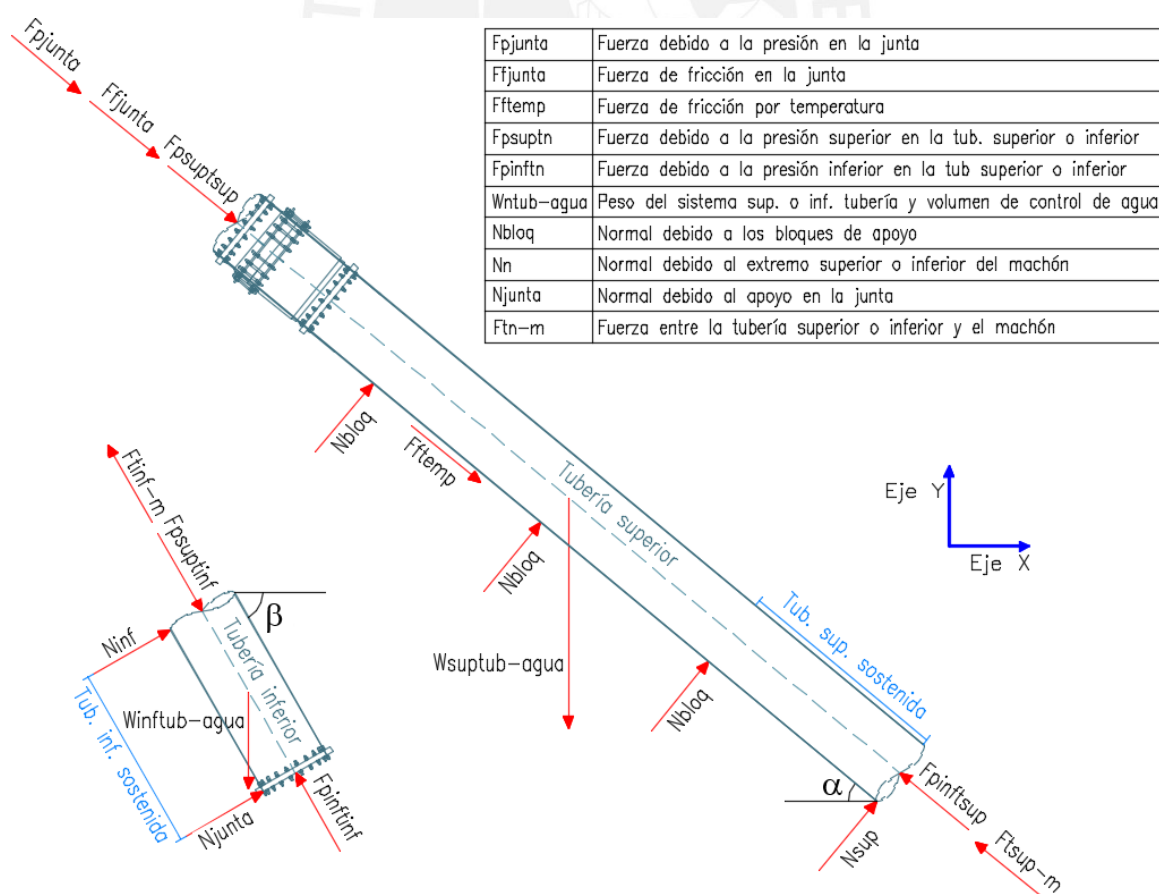


Figura 5-7 D.C.L. de las tuberías superior e inferior adyacentes al machón vertical 4
Fuente: Propia

A continuación, se inicia con el desarrollo del análisis de fuerzas involucradas en el diseño del machón MV-4. Primero, se determinan las fuerzas externas de la tubería superior que afectan al machón. En el eje longitudinal, estas fuerzas son el peso del sistema tubería-volumen de control, la fuerza de fricción en la junta, la fuerza de presión en la junta, la fuerza de fricción por variación de temperatura y la fuerza por fricción provocada por pérdidas de rugosidad. Mientras que, en el eje transversal, solo influye el peso del tramo de tubería apoyada sobre el machón. A continuación, se desarrolla el equilibrio de las fuerzas que se transmiten al machón.

$$\sum \text{Fuerzas Longitudinales} = 0 \quad \dots(I)$$

$$C. \text{long.} W_{\text{suptub-agua}} + F_{f \text{ junta}} + F_{p \text{ junta}} + F_{f \text{ temp}} + F_{p \text{ suptubsup}} = F_{p \text{ inf tubsup}} + F_{t \text{ sup-m}}$$

Reordenando (I) se obtiene la siguiente expresión.

$$F_{t \text{ sup-m}} = C. \text{long.} W_{\text{suptub-agua}} + F_{f \text{ junta}} + F_{p \text{ junta}} + F_{f \text{ temp}} + (F_{p \text{ suptubsup}} - F_{p \text{ inf tubsup}})$$

Además, se sabe que $C. \text{long.} W_{\text{suptub-agua}} = C. \text{long.} W_{\text{tubsup}} + C. \text{long.} W_{\text{aguasup}}$.

Aplicando la ecuación de Bernoulli en los extremos superior e inferior del volumen de control de la tubería superior al machón se obtiene la siguiente expresión.

$$Z_{\text{sup}} \cdot \gamma_{\text{agua}} + P_{\text{suptubsup}} - h_f \cdot \gamma_{\text{agua}} = Z_{\text{inf}} \cdot \gamma_{\text{agua}} + P_{\text{inf tubsup}} \quad \dots(II)$$

Reordenamos (II): $P_{\text{psuptubsup}} - P_{\text{pinftubsup}} = h_f \cdot \gamma_{\text{agua}} - (Z_{\text{sup}} - Z_{\text{inf}}) \cdot \gamma_{\text{agua}}$

Multiplicando esta última expresión por el área interna de la tubería, se obtienen las fuerzas que las presiones generan sobre el volumen de control.

$$F_{p \text{ suptubsup}} - F_{p \text{ inf tubsup}} = F_{h \text{ fsup}} - C. \text{long.} W_{\text{aguasup}} \quad \dots(III)$$

Reemplazando (III) en la forma reordenada de (I), obtendremos lo siguiente

$$F_{t \text{ sup-m}} = C. \text{long.} W_{\text{tubsup}} + F_{f \text{ junta}} + F_{p \text{ junta}} + F_{f \text{ temp}} + F_{h \text{ fsup}} \quad \dots(IV)$$

$$\sum \text{Fuerzas Transversales} = 0 \quad \dots(V)$$

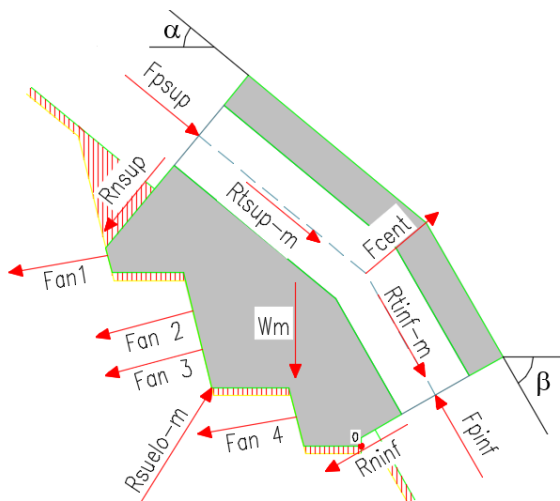
$$N_{\text{sup}} + \sum N_{\text{bloq}} = C. \text{trans.} W_{\text{suptub-agua}}$$

Debido a que se asumió que el último tramo sostenido está simplemente apoyado como una viga, las reacciones N_{sup} y $N_{\text{bloq(antes del machón)}}$ tendrán la misma magnitud.

$$N_{\text{sup}} + N_{\text{bloq(antes del machón)}} = C. \text{trans.} W_{\text{suptub-aguaSost}}$$

$$N_{\text{sup}} = \frac{C. \text{trans.} W_{\text{suptub-aguaSost}}}{2}$$

En el D.C.L. del machón 4, que se muestra en la Figura 5-8, se puede apreciar que las fuerzas F_{tsup-m} y N_{sup} tienen su par acción-reacción con el machón (R_{tsup-m} y R_{nsup}).



Fpsup	Fuerza debido a la presión superior
Fpinf	Fuerza debido a la presión inferior
Fcent	Fuerza centrífuga o de cantidad de movimiento
Wm	Peso del machón
Rnn	Reacción normal superior o inferior
Rtn-m	Reacción entre la tubería superior o inferior y el machón
Rsuelo-m	Reacción entre el suelo y el machón
Fan 1, 2, 3, 4	Fuerzas de tensión en los anclajes 1, 2, 3 y 4

Figura 5-8 D.C.L. del machón vertical 4
Fuente: Propia

La primera fuerza analizada sobre el machón MV-4 es el peso, la cual posee una componente longitudinal y una transversal al eje de la tubería. Para la componente longitudinal se considera todo el largo de la tubería. En el caso de la componente transversal, se produce un equilibrio entre la tubería y las normales de los bloques de apoyo excepto en el extremo apoyado sobre el machón. Por tanto, la componente transversal a calcular solo considera el tramo de tubería sostenido y el agua interna.

Para comenzar con el análisis se requiere conocer la longitud de la tubería superior

$$\text{Longitud de la tubería superior} = 162.43 \text{ m}$$

Luego, para determinar el peso de la tubería superior se multiplica el volumen de esta y el peso específico del acero (7.85 ton/m^3).

$$\text{Peso de la tubería superior} = \left[\left(\pi \cdot \frac{(1.035^2 - 1.016^2)}{4} \right) \cdot 162.43 \right] \cdot 7.85 = 39.03 \text{ tonf}$$

La componente longitudinal del peso determinado, se calcula multiplicando este último por el seno del ángulo que forma su eje central respecto a la horizontal.

$$C. \text{ long. del Peso de la tubería superior} = 39.03 \cdot \text{sen}(39.59^\circ) = 24.87 \text{ tonf}$$

Por otro lado, para determinar la componente transversal, primero se debe obtener la longitud de la tubería sostenida. Luego se procede de forma similar a la determinación de la componente longitudinal, pero se añade el peso del agua.

$$\text{Longitud de la tubería superior sostenida} = 9.75 \text{ m}$$

Luego se calculan los pesos de la tubería superior sostenida y del agua contenida en el volumen de control perteneciente a esta tubería. Para ambos casos, se multiplican sus volúmenes y pesos específicos respectivos.

$$\text{Peso de tubería superior sostenida} = \left[\left(\pi \cdot \frac{(1.035^2 - 1.016^2)}{4} \right) \cdot 9.75 \right] \cdot 7.85 = 2.34 \text{ tonf}$$

$$\text{Peso del agua superior sostenida} = \left[\left(\pi \cdot \frac{1.016^2}{4} \right) \cdot 9.75 \right] \cdot 0.998 = 7.89 \text{ tonf}$$

Luego, se suman *Peso tubería y agua superior sostenido* = 2.34 + 7.89 = 10.23 tonf

Finalmente se multiplica este por el coseno de su inclinación.

$$C. \text{ trans. del Peso tubería y agua superior sostenido} = 10.23 \cdot \cos(\alpha = 39.59^\circ) = 7.89 \text{ tonf}$$

Resumiendo, en la Tabla 5.6 se muestran los datos iniciales de cada tubería superior junto a los datos de salida en el mismo orden presentado en el ejemplo. Recordar que para cada machón habrá una tubería inferior y otra superior. Es decir que las tuberías N° “X” (sean inferiores o superiores) son aquellas adheridas al machón vertical “X”.

Tabla 5.6 Componentes del peso del sistema superior tubería–volumen de control de agua

Tubería Superior	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
Longitud tubería superior (m)	5.39	37.36	69.72	162.43	40.07	59.13
W_{tubsup} (tonf)	1.29	8.98	16.75	39.03	12.91	19.05
$C. \text{ long. } W_{tubsup}$ (tonf)	0.00	5.34	9.16	24.87	11.20	12.66
Longitud tub. sup. sostenida (m)	5.39	9.75	12.75	9.75	9.75	9.75
Peso tubería sup. sost. (tonf)	1.29	2.34	3.06	2.34	3.14	3.14
Peso agua sup. sost. (tonf)	4.36	7.89	10.32	7.89	7.89	7.89
$W_{suptub-aguaSost}$ (tonf)	5.66	10.23	13.38	10.23	11.03	11.03
$C. \text{ trans. } W_{suptub-aguaSost}$ (tonf)	5.66	8.22	11.20	7.89	5.49	8.24

Fuente: Propia

La segunda fuerza que se analiza en el D.C.L. es la fuerza producida por la fricción en la junta de expansión y se determina usando la Ecuación 5.1. Esta fuerza proviene del desplazamiento relativo entre los anillos de la junta. El desplazamiento absoluto genera un rozamiento en la zona de contacto (empaquetadura) entre la junta y la tubería.

$$F_{fjunta} = \mu_1 \cdot \pi \cdot D_{ext} \cdot a \cdot P_{max} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Donde

μ_1 = coeficiente de fricción, para este caso, igual a 0.25

D_{ext} = diámetro externo de la tubería en m

a = ancho de la empaquetadura, para este caso, igual a 0.11 m

P_{max} = presión máxima (presión neta más sobrepresión) en la junta, en tonf/m²

Continuando con el ejemplo, se determina la presión máxima en la junta perteneciente a la tubería superior N°4 y su diámetro externo con el fin de determinar la F_{fjunta} .

$$P_{max} = (H_0 + H_s) \cdot \gamma_w = (68.39 + 11.20) \cdot 0.998 = 79.44 \text{ tonf}$$

$$F_{fjunta} = 0.25 \cdot \pi \cdot 1.035 \cdot 0.11 \cdot 79.44 = 7.10 \text{ tonf}$$

En la Tabla 5.7 se muestran los diámetros externos, las presiones máximas en las juntas y las fuerzas resultantes de este tipo, para cada tubería superior.

Tabla 5.7 Fuerzas de fricción en la junta de expansión

Tubería Superior	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
D_{ext} (m)	1.035	1.035	1.035	1.035	1.041	1.041
P_{max} (tonf/m ²)	0.00	6.63	33.72	79.44	198.29	238.70
F_{fjunta} (tonf)	0.00	0.59	3.01	7.10	17.84	21.48

Fuente: Propia

La presión máxima ejercida en la zona de la junta de expansión genera una tercera fuerza sobre el área de la sección transversal de la tubería descubierta (anillos). Esta fuerza se obtiene mediante la Ecuación 5.2.

$$F_{pjunta} = \pi \cdot D_i \cdot e' \cdot P_{max} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Donde

D_i = diámetro interno de la tubería en *m*

e' = espesor del anillo descubierto en *m* (véase Figura 5-9)

P_{max} = presión máxima en la junta, en *tonf/m²*

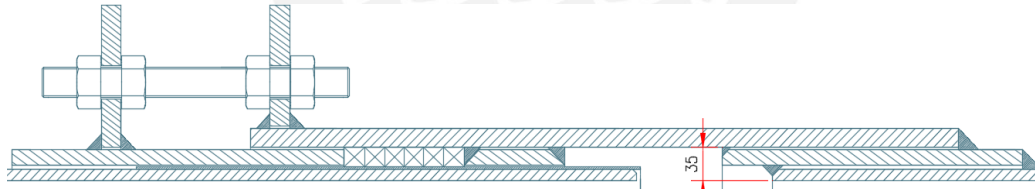


Figura 5-9 Espesor del anillo descubierto (en mm)

Fuente: Propia

A continuación, se determina la presión máxima y se reemplaza en la Ecuación 5.2 para determinar la F_{pjunta} que actúa sobre la tubería superior N°4.

$$P_{max} = \gamma_w \cdot (H_0 + H_s) = 0.998 \cdot 79.48 = 79.44 \text{ ton/m}^2$$

$$F_{pjunta} = \pi \cdot 1.016 \cdot 0.035 \cdot 79.44 = 8.87 \text{ tonf}$$

La Tabla 5.8 muestra los resultados de los otros tramos superiores de tubería del resto de machones.

Tabla 5.8 Fuerzas debido a la presión en la junta

Tubería Superior	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
P_{max} (tonf/m ²)	0.00	6.63	33.72	79.44	198.29	238.70
F_{pjunta} (tonf)	0.00	0.74	3.77	8.87	22.15	26.67

Fuente: Propia

La fuerza de fricción entre la tubería y el machón se evalúa con el uso de la Ecuación 5.3. Cabe mencionar que esta cuarta fuerza es consecuencia del cambio de temperatura pues genera que la tubería se dilate o se contraiga. Se analiza el caso más crítico que se da durante la dilatación de la tubería ya que ello favorece el deslizamiento y la volcadura del bloque de anclaje.

$$F_{f_{temp}} = \mu \cdot (G_T + G_W) \cdot \cos\alpha \quad (\text{Ec. 5.3})$$

Donde

μ = coeficiente de fricción entre el acero de las abrazaderas y el de la tubería, 0.45

G_T = peso de la tubería en *tonf*

G_W = peso del agua contenida en la tubería, en *tonf*

α : = ángulo del eje de la tubería con la horizontal (°)

A continuación, se muestra el procedimiento a seguir para el cálculo de la fuerza de fricción entre la tubería y el machón vertical 4. Para ello se determina el peso del conjunto que tiene contacto con el machón, los cuáles son el peso de la tubería superior (G_T) y el del volumen de agua que este contiene (G_W).

$$G_T = \left[\left(\pi \cdot \frac{(1.035^2 - 1.016^2)}{4} \right) \cdot 162.43 \right] \cdot 7.85 = 39.03 \text{ tonf}$$

$$G_W = \left[\left(\pi \cdot \frac{1.016^2}{4} \right) \cdot 162.43 \right] \cdot 0.998 = 131.45 \text{ tonf}$$

Luego se suman estos valores para obtener el peso total influyente

$$G_T + G_W = 39.03 + 131.45 = 170.48 \text{ tonf}$$

A continuación, se multiplica por el coseno del ángulo formado entre el eje de la tubería superior y la horizontal *Componente normal del peso total* = $170.48 \cdot \cos(\alpha = 39.59) = 131.36 \text{ tonf}$

Finalmente, se multiplica este valor por el coeficiente de fricción respectivo.

$$F_{f_{temp}} = 131.36 \cdot 0.45 = 59.11 \text{ tonf}$$

En la Tabla 5.9 se muestran los resultados de los pesos de la tubería, del agua contenida dentro de la misma, así como también, la componente transversal de la suma de los pesos del sistema tubería-agua contenida y la $F_{f_{temp}}$.

Tabla 5.9 Fuerzas de fricción por variación de temperatura

Tubería Superior	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
G_T (tonf)	1.29	8.98	16.75	39.03	12.91	19.05
G_W (tonf)	4.36	30.23	56.42	131.45	32.43	47.85
$G_T + G_W$ (tonf)	5.66	39.21	73.17	170.48	45.34	66.90
$C.trans.(G_T + G_W)$ (tonf)	5.66	31.50	61.27	131.36	22.55	49.99
F_{ftemp} (tonf)	2.55	14.18	27.57	59.11	10.15	22.50

Fuente: Propia

La quinta fuerza que se transmite al machón es la fricción que se genera por las pérdidas producidas debido a la rugosidad a lo largo de la tubería. Para el caso de la tubería superior N°4, ella posee una longitud de 162.43 metros.

Luego, se hace uso de la Ecuación 2.15 del acápite 2.3.3 para determinar las pérdidas en columnas de agua.

$$h_f = 0.0123 \cdot \frac{162.43}{1.013} \cdot \frac{4.934^2}{2 \cdot 9.81} = 2.441 \text{ m}$$

Consecuente a ello, se determina el equivalente de presión por pérdidas. Finalmente se determina $F_{hf\text{sup}}$ con la multiplicación del equivalente de presión por pérdidas por el área de la sección transversal interna (círculo).

$$h_f \cdot \gamma_{\text{agua}} = 2.441 \cdot 0.998 = 2.437 \text{ tonf/m}^2 \quad F_{hf\text{sup}} = 2.437 \cdot 0.811 = 1.98 \text{ tonf}$$

Los resultados de todas las tuberías superiores se muestran en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10 Fuerzas debido a las pérdidas de energía en la tubería superior

Tubería Superior	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
Longitud tub. sup. (m)	5.39	37.36	69.72	162.4	40.07	59.13
h_f (m)	0.081	0.562	1.048	2.441	0.602	0.889
$F_{hf\text{sup}}$ (tonf)	0.07	0.45	0.85	1.98	0.49	0.72

Fuente: Propia

Por otro lado, la Tabla 5.11 muestra el resumen de las fuerzas externas de todas las tuberías superiores.

Tabla 5.11 Fuerzas externas de la tubería superior en tonf

Tubería Superior		N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
Fuerzas Longitudinales	$C.long.W_{tub\text{sup}}$	0.00	5.34	9.16	24.87	11.20	12.66
	$F_{f\text{junta}}$	0.00	0.59	3.01	7.10	17.84	21.48
	$F_{p\text{junta}}$	0.00	0.74	3.77	8.87	22.15	26.67
	F_{ftemp}	2.55	14.18	27.57	59.11	10.15	22.50
	$F_{hf\text{sup}}$	0.07	0.45	0.85	1.98	0.49	0.72
	$F_{t\text{sup}-m}$	2.61	21.31	44.36	101.94	61.83	84.02
Fuerzas Transversales	$C.trans.W_{suptub-agua\text{Sost}}$	5.66	8.22	11.20	7.89	5.49	8.24
	N_{sup}	2.83	4.11	5.60	3.94	2.74	4.12

Fuente: Propia

Se aplican los mismos conceptos para el análisis de fuerzas de la tubería inferior, sin embargo, sobre esta no hay fuerzas en la junta ni fuerzas de fricción por temperatura. La primera fuerza que se evalúa es el peso (en sus componentes longitudinal y transversal). Para este caso, toda la longitud de la tubería inferior es igual a la longitud de la tubería inferior sostenida, por lo que sus pesos también serán los mismos.

$$\text{Longitud de la tubería inferior} = \text{Longitud de la tubería inferior sostenida} = 3.81 \text{ m}$$

El procedimiento es el mismo que siguió para la tubería superior.

$$\text{Peso de la tubería inferior} = \left[\left(\pi \cdot \frac{(1.041^2 - 1.016^2)}{4} \right) \cdot 3.81 \right] \cdot 7.85 = 1.23 \text{ tonf}$$

$$C. \text{ long. del Peso de la tubería inferior} = 1.23 \cdot \text{sen}(60.17^\circ) = 1.06 \text{ tonf}$$

$$\text{Peso del agua inferior sostenida} = \left[\left(\pi \cdot \frac{1.016^2}{4} \right) \cdot 3.81 \right] \cdot 0.998 = 3.08 \text{ tonf}$$

$$\text{Peso tubería y agua inferior sostenido} = 1.23 + 3.08 = 4.31 \text{ tonf}$$

$$C. \text{ trans. del Peso tubería y agua inferior sostenido} = 4.31 \cdot \cos(\beta = 60.173^\circ) = 2.14 \text{ tonf}$$

En la Tabla 5.12 se presentan los valores usados y los datos de salida desarrollados para cada tubería inferior.

Tabla 5.12 Componentes del peso del sistema inferior tubería -volumen de control de agua

Tubería Inferior	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
Longitud tubería inferior (m)	3.67	3.49	3.44	3.81	4.00	4.13
W_{tubinf} (tonf)	0.88	0.84	0.83	1.23	1.29	1.33
$C. \text{ long. } W_{tubinf}$ (tonf)	0.52	0.46	0.53	1.06	0.86	0.00
Peso agua inf. sost. (tonf)	2.97	2.82	2.78	3.08	3.24	3.34
$W_{inf tub-aguaSost}$ (tonf)	3.85	3.66	3.61	4.31	4.53	4.67
$C. \text{ trans. } W_{inf tub-aguaSost}$ (tonf)	3.09	3.07	2.78	2.14	3.38	4.67

Fuente: Propia

La segunda fuerza es generada por las pérdidas por fricción sobre la tubería inferior. El cálculo de esta fuerza es similar al que se usó para la tubería superior.

$$\text{Longitud de la tubería inferior} = 3.81 \text{ m}$$

$$h_f = 0.0123 \cdot \frac{3.81}{1.013} \cdot \frac{4.934^2}{2 \cdot 9.81} = 0.057 \text{ m}$$

$$h_f \cdot \gamma_{\text{agua}} = 0.057 \cdot 0.998 = 0.057 \text{ tonf/m}^2$$

$$F_{hf\text{sup}} = 0.057 \cdot 0.811 = 0.05 \text{ tonf}$$

En la Tabla 5.13 se muestra el resumen de los datos considerados y resultados obtenidos para cada tubería inferior, según este tipo de fuerza.

Tabla 5.13 Fuerzas debido a las pérdidas de energía en la tubería inferior

Tubería Inferior	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
Longitud tub. inf. (m)	3.67	3.49	3.44	3.81	4.00	4.13
h_f (m)	0.055	0.052	0.052	0.057	0.060	0.062
$F_{hf_{inf}}$ (tonf)	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05

Fuente: Propia

Asimismo, en la Tabla 5.14 se muestra el resumen de las fuerzas externas de todas las tuberías inferiores.

Tabla 5.14 Fuerzas externas de la tubería inferior en tonf

Tubería Inferior		N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
Fuerzas Longitudinales	$C. long. W_{tubinf}$	0.52	0.46	0.53	1.06	0.86	0.00
	$F_{hf_{inf}}$	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
	F_{tinf-m}	0.57	0.50	0.57	1.11	0.91	0.05
Fuerzas Transversales	$C. trans. W_{inf tub-aguaSost}$	3.09	3.07	2.78	2.14	3.38	4.67
	N_{inf}	1.55	1.53	1.39	1.07	1.69	2.34

Fuente: Propia

Una vez obtenidas las fuerzas que transmiten las tuberías superior e inferior al machón, es momento de analizar las fuerzas generadas en los machones. Para ello, se desarrolla el D.C.L. del machón MV-4 como se muestra en la Figura 5-8.

El peso de cada bloque de anclaje es la primera fuerza calculada. Para el MV-5 se consideró una carga adicional puesto que este machón soporta un acceso permanente que conecta la conducción de baja presión con la casa de máquinas tal como se observa en la Figura 5-3 y Figura 5-6. Este peso adicional corresponde a una longitud aproximada de 20 metros de acceso, hecho de concreto, como se observa en la Figura 5-10.

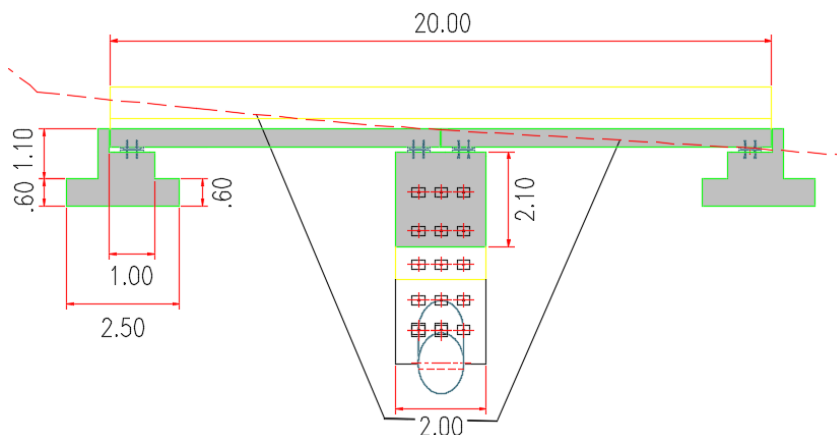


Figura 5-10 Sección transversal del machón MV-5

Fuente: Propia

$$\text{Peso total MV} - 4 = \text{Volumen} \cdot \text{Densidad} = 20.33 \cdot 2.40 = 48.80 \text{ tonf}$$

Los volúmenes y los pesos de todos los machones se observan en la Tabla 5.15.

Tabla 5.15 Peso de los machones

Machón	MV-1	MV-2	MV-3	MV-4	MV-5	MVH-1
Volumen (m^3)	11.11	12.50	11.50	20.33	109.80	33.84
W_m (tonf)	26.66	30.01	27.61	48.80	263.52	81.21

Fuente: Propia

La segunda fuerza es ejercida por la presión de agua y se genera a partir de dos efectos. El primer efecto es la presión neta en el punto de análisis. Esta se calcula con la ecuación de Bernoulli, a partir de la cota de agua y de las pérdidas de carga generadas por fricción en el sistema hasta el punto de análisis. El segundo, es la sobrepresión producto del golpe de ariete la cual será aplicada sobre el extremo superior del volumen de control debido a que genera la situación más crítica. Las presiones y sobrepresiones empleadas se encuentran en la Tabla 5.4. Ambos efectos se calculan multiplicando los metros de columna de agua por el área de la sección transversal de la tubería y por el peso específico del agua de $0.998 \text{ tonf}/m^3$.

Para el caso del machón MV-4, se determinan las presiones que existen en la entrada y en la salida de este machón, para luego multiplicarlo por el área de la sección transversal interna (círculo).

$$\text{Fuerza al inicio} = \text{Presión al inicio} \cdot \text{Área} = 192.87 \cdot 0.811 = 156.37 \text{ tonf}$$

$$\text{Fuerza al final} = \text{Presión al final} \cdot \text{Área} = 170.55 \cdot 0.811 = 138.27 \text{ tonf}$$

La Tabla 5.16 muestra las presiones en los extremos del volumen de control y las fuerzas correspondientes que ejercen.

Tabla 5.16 Fuerza debido a las presiones sobre el volumen de control contenido en el machón

Machón	MV-1	MV-2	MV-3	MV-4	MV-5	MVH-1
Presión superior (tonf/m^2)	4.29	29.85	76.05	192.87	233.57	280.40
F_{psup} (tonf)	3.48	24.20	61.66	156.37	189.37	227.33
Presión inferior (tonf/m^2)	4.51	27.85	67.03	170.55	207.51	246.31
F_{pinf} (tonf)	3.66	22.58	54.34	138.27	168.23	199.69

Fuente: Propia

La tercera fuerza aplicada al volumen de control es la fuerza centrífuga que se genera debido comportamiento dinámico del agua. Esta se determina a partir de la teoría de cantidad de movimiento expresada en la Ecuación 5.4 (véase Anexo I). En el cálculo, se debe definir la dirección de la fuerza a través de las componentes rectangulares de la velocidad del flujo entrante y saliente.

$$\text{Razón de flujo neto de la cantidad de movimiento} = \rho \cdot Q \cdot (\overrightarrow{V_{sup}} - \overrightarrow{V_{inf}}) \quad (\text{Ec. 5.4})$$

$$\rho \cdot Q \cdot |\vec{V}_{sup}| = \rho \cdot Q \cdot |\vec{V}_{inf}| = 0.998 \cdot 4 \cdot 4.934 = 19.70$$

$$\text{Ángulo entre vectores velocidad} = 180 - 39.59 + 60.17 = 200.58^\circ$$

$$F_{cent} = \sqrt{19.7^2 + 19.7^2 + 2 \cdot 19.7^2 \cdot \cos(200.58)} = 7.04 \text{ tonf}$$

La Tabla 5.17 muestra los ángulos de las tuberías (superior e inferior) adyacentes a los machones respecto a la horizontal, obtenidos con la Figura 5-4, Figura 5-5 y la Figura 5-6, y la fuerza centrífuga para cada machón.

Tabla 5.17 Fuerza Centrífuga

Machón	MV-1	MV-2	MV-3	MV-4	MV-5	MVH-1
Ángulo α (°)	0.00	36.54	33.14	39.59	60.17	41.65
Ángulo β (°)	36.54	33.14	39.59	60.17	41.65	0.00
$\rho \cdot Q \cdot V$	19.70					
F_{cent} (tonf)	12.35	1.17	2.22	7.04	6.34	19.70

Fuente: Propia

A partir de las fuerzas obtenidas en las tuberías superior e inferior y en el machón, la primera situación crítica a analizar, es el volcamiento del machón. Para ello, primero, se calculan los momentos respecto a "O" como se muestran en la Tabla 5.18. El punto "O" para cada machón viene a ser el punto inferior ubicado en el extremo derecho, por ejemplo, en la Figura 5-8 se puede observar el punto "O" que cumple con dicha condición.

Tabla 5.18 Análisis de volcadura - Momento generado por cada fuerza externa en los machones

MV-1	Fuerza (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{psup}	3.48	1.80	horario	-6.26
F_{pinf}	3.66	1.00	antihorario	3.66
F_{cent}	12.35	1.26	horario	-15.56
F_{ftemp}	2.55	1.29	horario	-3.28
R_{tsup-m}	0.07	1.80	horario	-0.12
R_{tinf-m}	0.57	1.00	horario	-0.57
R_{nsup}	2.83	2.49	antihorario	7.04
R_{ninf}	1.55	0.00	horario	0.00
W_m	26.66	0.93	antihorario	24.79
MV-2	Fuerza (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{psup}	24.20	0.87	horario	-21.05
F_{pinf}	22.58	0.93	antihorario	21.00
F_{cent}	1.17	1.12	antihorario	1.31
F_{ftemp}	14.18	0.36	horario	-5.10
R_{tsup-m}	7.13	0.87	horario	-6.20
R_{tinf-m}	0.50	0.93	horario	-0.47
R_{nsup}	4.11	3.73	antihorario	15.33
R_{ninf}	1.53	0.00	horario	0.00
W_m	30.01	1.25	antihorario	37.51

MV-3	Fuerza (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{psup}	61.66	1.16	horario	-71.43
F_{pinf}	54.34	1.01	antihorario	54.88
F_{cent}	2.22	1.38	horario	-3.06
F_{ftemp}	27.57	0.66	horario	-18.20
R_{tsup-m}	16.79	1.16	horario	-19.47
R_{tinf-m}	0.57	1.01	horario	-0.57
R_{nsup}	5.60	2.90	antihorario	16.25
R_{ninf}	1.39	0.00	horario	0.00
W_m	27.61	0.87	antihorario	24.02
MV-4	Fuerza (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{psup}	156.37	1.76	horario	-275.20
F_{pinf}	138.27	1.16	antihorario	160.39
F_{cent}	7.04	1.68	horario	-11.82
F_{ftemp}	59.11	1.26	horario	-74.48
R_{tsup-m}	42.81	1.76	horario	-75.37
R_{tinf-m}	1.11	1.16	horario	-1.29
R_{nsup}	3.94	4.20	antihorario	16.56
R_{ninf}	1.07	0.00	horario	0.00
W_m	48.80	0.86	antihorario	41.97
MV-5	Fuerza (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{psup}	189.37	0.80	horario	-151.49
F_{pinf}	168.23	1.51	antihorario	254.03
F_{cent}	6.34	2.22	antihorario	14.08
F_{ftemp}	10.15	0.29	horario	-2.94
R_{tsup-m}	51.68	0.80	horario	-41.34
R_{tinf-m}	0.91	1.51	horario	-1.37
R_{nsup}	2.74	4.88	antihorario	13.39
R_{ninf}	1.69	0.00	horario	0.00
W_m	263.52	1.39	horario	-366.29
MVH-1	Fuerza (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{psup}	227.33	0.84	horario	-190.96
F_{pinf}	133.62	3.02	antihorario	403.54
F_{cent}	13.18	3.06	antihorario	40.34
F_{ftemp}	22.50	0.33	horario	-7.42
R_{tsup-m}	61.52	0.84	horario	-51.68
R_{tinf-m}	0.03	3.02	horario	-0.10
R_{nsup}	4.12	6.09	antihorario	25.10
R_{ninf}	2.34	0.00	horario	0.00
W_m	81.21	2.43	antihorario	197.34

Fuente: Propia

Solo para este análisis de volcadura, la reacción R_{tsup-m} es igual a la fuerza F_{tsup-m} sin considerar el efecto de temperatura (F_{ftemp}), debido a que este último posee un brazo de palanca diferente (no pertenece al eje de la tubería). El análisis por estabilidad que se

expone en el libro “Guía para la elaboración de proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas destinadas a la electrificación rural del Perú” de Tsuguo Nozaki (1980) considera el riesgo de volcadura en las direcciones horario y antihorario. Es decir, se diferencia completamente del análisis de estabilidad por volcadura de un muro, en donde solo se analiza la inestabilidad en un sentido y se determina un Factor de Seguridad. Sin embargo, el procedimiento inicial es similar para ambos casos con la diferencia que para este análisis de estabilidad por volcamiento se buscará llevar el momento y la fuerza resultantes del punto “O” al centro de la superficie horizontal proyectada por el machón. Ello tiene como finalidad poder verificar que la excentricidad pertenezca al tercio central del largo de dicha superficie proyectada y, consecuentemente, asegurar que el suelo solo trabaje con esfuerzos de compresión. De forma matemática, la primera condición se expresaría de la siguiente manera:

$$|\text{Excentricidad}| < B/6$$

De no cumplirse la condición, se requerirá colocar pernos de anclaje sobre dichos machones, tal como se muestra en la Tabla 5.19.

Tabla 5.19 Análisis de volcadura - Momentos respecto a “O”, momentos respecto al centro de la superficie proyectada y excentricidades

MACHÓN	MV-1	MV-2	MV-3	MV-4	MV-5	MVH-1
Fuerza Resultante Eje Y (tonf)	17.16	50.57	55.28	93.47	376.86	306.62
Momento total "O" (tonf.m)	9.70	42.32	-17.68	-219.26	-281.93	416.15
B: Largo de la Sup. Proy. (m)	2.48	2.60	2.70	3.22	2.89	5.00
Momento total Centro (tonf.m)	-11.58	-23.42	-92.31	-369.75	-826.49	-350.40
Excentricidad (m)	-0.67	-0.46	-1.67	-3.96	-2.19	-1.14
B/6 (m)	0.41	0.43	0.45	0.54	0.48	0.83
¿Requiere anclajes?	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí

Fuente: Propia

Los pernos de anclaje son colocados en pares de tal modo que no se permite la inestabilidad en el plano XY. La profundidad de los pernos debe ser tal que sobrepase la superficie potencial de deslizamiento. Según los planos geológicos de la Figura 5-2, la superficie de contacto con los machones es roca, por lo cual los pernos de anclaje podrán tener una longitud mucho menor que en el caso que si fuera suelo.

Por otro lado, el aporte máximo de los anclajes es castigado, con el propósito que el diseño de la estructura en cuestión sea en base a fuerzas menores a las que realmente podrían llegar. Es decir, se tiene un factor de reducción de las cargas para garantizar que los anclajes puedan ofrecer una mayor fuerza y seguridad en caso sea necesario. Los pernos seleccionados tendrán un diámetro de 26mm y el par aportará una fuerza castigada de 56 tonf (Ucar et al. 2004).

Según este criterio, en base a la Tabla 5.19, todos los machones requieren pernos de anclaje. La excentricidad negativa significa que la fuerza vertical equivalente se ubica a la derecha del centro de la superficie proyectada, lo cual implica que todos los machones tienen tendencia a volcarse en sentido horario. Ello no es permitido puesto que no hay otra fuerza que impida dicha rotación. Por otro lado, si la excentricidad es positiva, implicaría que el sentido del volcamiento sería antihorario, el cual sí es permitido debido a que el talud de roca puede proveer una fuerza que equilibre al machón.

La posición de los anclajes dependerá de la altura de los taludes que hacen contacto con los machones y del brazo de palanca necesario para garantizar la estabilidad de la estructura. Los cálculos de momentos producidos por los anclajes se basan en una configuración de posición y dirección como se observa en las Figura 5-4, Figura 5-5 y Figura 5-6. La Tabla 5.20 muestra las fuerzas generadas por los pernos de anclajes, sus respectivos brazos de palanca y los momentos adicionales que se generan respecto al punto "O". A este sistema se le denominará como la primera configuración de pernos de anclaje.

Tabla 5.20 Análisis de volcadura - Momento generado por cada par de pernos de anclaje en los machones MV-1, MV-2, MV-3, MV-4, MV-5, MVH-1

MV-1	Módulo (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{an1}	56.00	0.93	antihorario	52.08
MV-2	Módulo (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{an1}	56.00	1.79	antihorario	100.24
MV-3	Módulo (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{an1}	56.00	1.36	antihorario	76.16
F_{an2}	56.00	0.69	antihorario	38.64
MV-4	Módulo (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{an1}	56.00	3.01	antihorario	168.56
F_{an2}	56.00	2.60	antihorario	145.60
F_{an3}	56.00	1.95	antihorario	109.20
F_{an4}	56.00	0.75	antihorario	42.00
MV-5	Módulo (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{an1}	56.00	4.60	antihorario	257.60
F_{an2}	56.00	3.76	antihorario	210.56
F_{an3}	56.00	2.50	antihorario	140.00
F_{an4}	56.00	1.90	antihorario	106.40
F_{an5}	56.00	0.51	antihorario	28.56
MVH-1	Módulo (tonf)	B. palanca (m)	Sentido	Momento (tonf.m)
F_{an1}	56.00	4.58	antihorario	256.48
F_{an2}	56.00	2.67	antihorario	149.52

Fuente: Propia

De acuerdo a estas fuerzas adicionales, se tendrán nuevos valores de excentricidad, los cuales deben pertenecer al tercio central. En la Tabla 5.21 se muestran los nuevos momentos totales respecto al punto "O", momentos totales en el centro, las nuevas excentricidades y si los machones cumplen con la primera condición de estabilidad.

Tabla 5.21 Análisis de volcadura con pernos de anclaje - Momentos respecto a "O", momentos respecto al centro de la superficie proyectada y excentricidades

MACHÓN	MV-1	MV-2	MV-3	MV-4	MV-5	MVH-1
Fuerza Resultante Eje Y (tonf)	49.28	60.30	79.50	141.91	471.90	374.22
Momento total "O" (tonf.m)	61.78	142.56	97.12	246.10	461.19	822.15
B: Largo de la Sup. Proy. (m)	2.48	2.60	2.70	3.22	2.89	5.00
Momento total Centro (tonf.m)	0.68	64.18	-10.20	17.63	-220.70	-113.40
Excentricidad (m)	0.01	1.06	-0.13	0.12	-0.47	-0.30
B/6 (m)	0.41	0.43	0.45	0.54	0.48	0.83
¿Cumple con la condición?	Sí	No	Sí	Sí	Sí	Sí

Fuente: Propia

Como se observa, todos los machones, excepto el machón MV-2, cumplen con la primera condición de estabilidad, sin embargo, la excentricidad del machón MV-2 es positiva lo que implica que la tendencia a la volcadura es antihorario. Dicho cambio de dirección es producido por el par de pernos de anclaje colocados sobre este machón, por lo que no importa si la excentricidad no pertenece al tercio central puesto que se asumió que la fuerza generada por el perno de anclaje era la máxima posible. Se sabe además que esta tensión es equilibradora, es decir, la tensión del par de pernos de anclaje puede adoptar cualquier valor con tal de no superar el valor de 56 tonf que nos proporciona los pernos seleccionados.

Con el propósito de entender mejor este concepto, en la Tabla 5.22 se determina el valor máximo que deben generar el par de anclajes del MV-2 para cumplir con la primera condición de estabilidad.

Tabla 5.22 Análisis de volcadura con pernos de anclaje - Momento respecto a "O", momento respecto al centro de la superficie proyectada y excentricidad para el machón MV-2 corregido

MACHÓN	MV-2
Fuerza en los pernos de anclaje (tonf)	30.34
Fuerza Resultante Eje Y (tonf)	55.84
Momento total "O" (tonf.m)	96.62
B: Largo de la Sup. Proyectada (m)	2.60
Momento total Centro (tonf.m)	24.03
Excentricidad (m)	0.43
B/6 (m)	0.43
¿Cumple con la condición?	Sí

Fuente: Propia

Como se observa, en la Tabla 5.22, la fuerza resultante del par de anclajes máxima que cumple con la primera condición de estabilidad es de 30.34 tonf (dentro de la capacidad admisible del perno de anclaje), completando así la estabilidad para cada uno de los machones por volcadura.

La segunda condición de estabilidad que se analiza es sobre la posibilidad que el machón deslice sobre la superficie y resulte en un colapso de la tubería forzada. Se debe verificar que la relación entre la Fuerza Horizontal Total y la Fuerza Vertical Total sea menor a 0.5 (μ : coeficiente de fricción entre la roca y el concreto) asegurando que el suelo genere una fuerza de fricción lo suficientemente grande para equilibrar a cada machón. Para este caso, la reacción R_{tsup-m} sí considera el efecto de temperatura F_{ftemp} debido a que el brazo de palanca no es considerado en el análisis de deslizamiento.

Las componentes rectangulares de las fuerzas obtenidas en las Tabla 5.11 y Tabla 5.14 para el análisis de falla por deslizamiento se encuentran en las Tabla 5.23, Tabla 5.24 y Tabla 5.25. El último machón (MVH-1) soporta carga en dos direcciones horizontales (plano XZ), por tanto, posee fuerzas tridimensionales como se muestra en la Tabla 5.26.

Tabla 5.23 Análisis de deslizamiento - Componentes de las fuerzas actuantes sobre los machones MV-1 y MV-2 en tonf

MV-1	Fuerza	Comp. X	Comp. Y	MV-2	Fuerza	Comp. X	Comp. Y
F_{psup}	3.48	3.48	0.00	F_{psup}	24.20	19.44	-14.40
F_{pinf}	3.66	-2.94	2.18	F_{pinf}	22.58	-18.90	12.34
F_{cent}	12.35	3.87	11.73	F_{cent}	1.17	-0.67	-0.96
R_{tsup-m}	2.61	2.61	0.00	R_{tsup-m}	21.31	17.12	-12.69
R_{tinf-m}	0.57	0.46	-0.34	R_{tinf-m}	0.50	0.42	-0.27
R_{nsup}	2.83	0.00	-2.83	R_{nsup}	4.11	-2.45	-3.30
R_{ninf}	1.55	-0.92	-1.24	R_{ninf}	1.53	-0.84	-1.28
W_m	26.66	0.00	-26.66	W_m	30.01	0.00	-30.01
Resultante	18.37	6.55	-17.16	Resultante	52.51	14.12	-50.57

Fuente: Propia

Tabla 5.24 Análisis de deslizamiento - Componentes de las fuerzas actuantes sobre los machones MV-3 y MV-4 en tonf

MV-3	Fuerza	Comp. X	Comp. Y	MV-4	Fuerza	Comp. X	Comp. Y
F_{psup}	61.66	51.63	-33.71	F_{psup}	156.37	120.49	-99.66
F_{pinf}	54.34	-41.87	34.63	F_{pinf}	138.27	-68.77	119.95
F_{cent}	2.22	1.31	1.79	F_{cent}	7.04	5.38	4.53
R_{tsup-m}	44.36	37.14	-24.25	R_{tsup-m}	101.94	78.55	-64.97
R_{tinf-m}	0.57	0.44	-0.36	R_{tinf-m}	1.11	0.55	-0.96
R_{nsup}	5.60	-3.06	-4.69	R_{nsup}	3.94	-2.51	-3.04
R_{ninf}	1.39	-0.89	-1.07	R_{ninf}	1.07	-0.93	-0.53
W_m	27.61	0.00	-27.61	W_m	48.80	0.00	-48.80
Resultante	71.09	44.70	-55.28	Resultante	162.37	132.76	-93.47

Fuente: Propia

Tabla 5.25 Análisis de deslizamiento - Componentes de las fuerzas actuantes sobre los machones MV-5 en tonf

MV-5	Fuerza	Comp. X	Comp. Y
F_{psup}	189.37	94.19	-164.28
F_{pinf}	168.23	-125.71	111.80
F_{cent}	6.34	-4.92	-4.00
R_{tsup-m}	61.83	30.75	-53.64
R_{tinf-m}	0.91	0.68	-0.60
R_{nsup}	2.74	-2.38	-1.36
R_{ninf}	1.69	-1.12	-1.26
W_m	263.52	0.00	-263.52
Resultante	376.96	-8.53	-376.86

Fuente: Propia

Tabla 5.26 Análisis de deslizamiento - Componentes de las fuerzas actuantes sobre el machón MVH-1 en tonf

MVH-1	Fuerza	Comp. X	Comp. Y	Comp. Z
F_{psup}	227.33	169.87	-151.07	0.00
F_{pinf}	199.69	-133.62	0.00	-148.40
F_{cent}	19.70	1.54	-13.09	-14.64
R_{tsup-m}	84.02	62.78	-55.83	0.00
R_{tinf-m}	0.05	0.03	0.00	0.04
R_{nsup}	4.12	-2.74	-3.08	0.00
R_{ninf}	2.34	0.00	-2.34	0.00
W_m	81.21	0.00	-81.21	0.00
Resultante	360.78	97.87	-306.62	-163.00

Fuente: Propia

Con la resultante de fuerzas en el eje Y (Fuerza vertical total) se determina la fuerza normal a través de la Ecuación 5.5.

$$F_{Normal} + \text{Resultante Fuerzas Eje Y} = 0 \quad (\text{Ec. 5.5})$$

La fricción se expresa en su totalidad en el eje X para los 5 primeros machones bajo la Ecuación 5.6

$$fr = \mu \cdot N \quad (\text{Ec. 5.6})$$

Sin embargo, en el último machón (MVH-1) la fricción se descompone en sus dos ejes (X y Z). Es decir, habrá una fuerza de fricción en el Eje X y otra en el Eje Z. Por practicidad, al machón MVH-1, como a los demás machones, se le analiza el deslizamiento solo en el eje X debido a que es el eje más crítico. A continuación, se desarrolla el análisis por deslizamiento paso a paso para el machón MVH-1.

Para dicho machón (MVH-1), la fuerza vertical total es igual a $V = -306.62 \text{ tonf}$ y la fuerza horizontal total es igual a $H = 97.87 \text{ tonf}$, según la Tabla 5.26. Por lo tanto, la relación H/V es igual a -0.32 . Luego, se determinan las componentes de la fuerza de

fricción en el plano XZ. Se asume que la fricción tendrá la misma dirección tanto en el caso de análisis por deslizamiento sin anclajes y deslizamiento con anclajes.

$$\text{Componente fr Eje X} = -N \cdot 0.5 \cdot \frac{97.87}{190.13} = -N \cdot 0.5 \cdot 0.51 = -0.26 \cdot N$$

$$\text{Componente fr Eje Z} = -N \cdot 0.5 \cdot \frac{-163.00}{190.13} = N \cdot 0.5 \cdot 0.86 = 0.43 \cdot N$$

Según estas operaciones, para el machón MVH-1, la relación H/V en valor absoluto deberá ser menor a 0.26. Entonces, el machón MVH-1 requiere el uso de anclajes (para los demás bloques de anclaje, el valor absoluto de H/V deberá ser menor a 0.5).

La Tabla 5.27 resume las fuerzas horizontales totales, fuerzas verticales totales y relaciones H/V para cada machón. Además, menciona si los machones requieren el uso de anclajes para prevenir el deslizamiento.

Tabla 5.27 Análisis de deslizamiento - Fuerzas horizontales, verticales y relaciones H/V

MACHÓN	MV-1	MV-2	MV-3	MV-4	MV-5	MVH-1
H: Fuerza Horizontal Total (tonf)	6.55	14.12	44.70	132.76	-8.53	97.87
V: Fuerza Vertical Total (tonf)	-17.16	-50.57	-55.28	-93.47	-376.86	-306.62
Relación H/V	-0.38	-0.28	-0.81	-1.42	0.02	-0.32
¿Requiere anclajes?	No	No	Sí	Sí	No	Sí

Fuente: Propia

Cuando la relación H/V es negativa implica que el machón tiene tendencia a desplazarse hacia la derecha. Ello no puede ser permitido puesto que, análogamente al concepto de volcamiento, no hay fuerzas que equilibren el sistema. Caso contrario, si la relación es positiva si existiría una reacción por parte del talud de roca que impida el desplazamiento hacia la izquierda asegurando así la estabilidad de cada machón.

Según la segunda condición de estabilidad (deslizamiento), se requiere el uso de pernos de anclaje solo para los machones MV-3, MV-4, MVH-1. Sin embargo, la primera condición de estabilidad estableció que todos los machones requieren pernos de anclajes, por lo tanto, se usará la primera configuración de pernos de anclaje. Ello debido a que el número de pernos de anclaje debe satisfacer todas las condiciones de estabilidad.

Tabla 5.28 Análisis de deslizamiento - Componentes de las fuerzas de cada perno de anclaje en los machones MV-1, MV-2, MV-3, MV-4, MV-5 y MVH-1

MV-1	Fuerza	Comp. X	Comp. Y	MV-2	Fuerza	Comp. X	Comp. Y
F_{an1}	56.00	-45.87	-32.12	F_{an1}	30.34	-29.87	-5.27
MV-3	Fuerza	Comp. X	Comp. Y	MV-4	Fuerza	Comp. X	Comp. Y
F_{an1}	56.00	-55.15	-9.72	F_{an1}	56.00	-55.15	-9.72
F_{an2}	56.00	-54.09	-14.49	F_{an2}	56.00	-54.09	-14.49
F_{an3}	-	-	-	F_{an3}	56.00	-54.09	-14.49
F_{an4}	-	-	-	F_{an4}	56.00	-55.15	-9.72

MV-5	Fuerza	Comp. X	Comp. Y	MVH-1	Fuerza	Comp. X	Comp. Y
F_{an1}	56.00	-55.15	-9.72	F_{an1}	56.00	-48.50	-28.00
F_{an2}	56.00	-54.09	-14.49	F_{an2}	56.00	-39.60	-39.60
F_{an3}	56.00	-52.62	-19.15	F_{an3}	-	-	-
F_{an4}	56.00	-50.75	-23.67	F_{an4}	-	-	-
F_{an5}	56.00	-48.50	-28.00	F_{an5}	-	-	-

Fuente: Propia

Con estas componentes adicionales, producto de los pernos de anclaje, se obtiene nuevas relaciones H/V que deberán cumplir con la segunda condición de estabilidad. En la Tabla 5.29 se muestran las nuevas fuerzas horizontales totales, fuerzas verticales totales y relaciones H/V. Además, menciona si tiene estabilidad al deslizamiento.

Tabla 5.29 Análisis de deslizamiento con pernos de anclaje - Fuerzas horizontales totales, fuerzas verticales totales y relaciones H/V

MACHÓN	MV-1	MV-2	MV-3	MV-4	MV-5	MVH-1
H: Fuerza Horizontal Total	-39.32	-15.75	-64.54	-85.72	-269.64	9.77
V: Fuerza Vertical Total	-49.28	-55.84	-79.50	-141.91	-471.90	-374.22
Relación H/V	0.80	0.28	0.81	0.60	0.57	-0.03
¿Cumple con la condición?	No	Sí	No	No	No	Sí

Fuente: Propia

Al igual que en el caso del análisis de volcadura, que un machón “No” cumpla con la condición explícitamente no implica que no sea estable por este criterio. Ello debido a que ahora las relaciones H/V son positivas (excepto el machón MVH-1 que cumple con la segunda condición porque el valor absoluto de su relación H/V es menor a 0.26), lo cual implica que los machones se desplazarían hacia la izquierda. Esta situación no es un problema, por dos motivos: El primero consiste en que si la tendencia de desplazamiento fuera hacia la izquierda entonces la fuerza de los pernos de anclaje sería inferior a 56 tonf y así asegurarían la estabilidad. El segundo motivo tiene que ver con que, aunque la tendencia del deslizamiento fuera hacia la izquierda por razones extremas, existe el talud de roca que equilibraría al machón. Con referencia al primer motivo, se tiene la Tabla 5.30 que muestra las fuerzas que deberían tener todos los pernos de anclaje, para cada machón, con el propósito de no superar el coeficiente de fricción.

Tabla 5.30 Análisis de deslizamiento con pernos de anclaje - Fuerzas horizontales totales, fuerzas verticales totales y relaciones H/V para los machones MV-1, MV-3, MV-4 y MV-5 corregidos

MACHÓN	MV-1	MV-3	MV-4	MV-5
Fuerza en los pernos de anclaje (tonf)	28.34	41.70	51.74	47.13
H: Fuerza Horizontal Total	-16.73	-36.65	-69.11	-228.26
V: Fuerza Vertical Total	-33.47	-73.31	-138.23	-456.84
Relación H/V	0.50	0.50	0.50	0.50
¿Cumple con la condición?	Sí	Sí	Sí	Sí

Fuente: Propia

En conclusión, las fuerzas de la Tabla 5.30 deben ser las fuerzas máximas que puedan aportar los pernos para cada machón según la segunda condición de estabilidad. Sin embargo, estas fuerzas asumen que no hay una reacción horizontal con la pared, por lo que se seguirá trabajando con las fuerzas usadas en la determinación de la estabilidad por volcadura debido a que, a pesar que sean mayores a las fuerzas máximas en los pernos de anclaje de la Tabla 5.30, pueden ser equilibradas por el talud de roca. En la Tabla 5.31 se muestran algunas características de los machones, tales como: número de anclajes, fuerza de los pernos de anclaje, el tipo de suelo sobre el cuál se apoya cada machón y su respectivo esfuerzo admisible (previamente mostrados en la Tabla 5.5).

Tabla 5.31 Características finales de los machones, pernos de anclaje y el suelo

MACHÓN	N° anclajes	Fuerza para cálculos (tonf)	Tipo de Suelo	σ_{adm} (tonf/m ²)
MV-1	2	56.00	F. Chicama (Tipo V)	230 - 300
MV-2	2	30.34	F. Chicama (Tipo V)	230 - 300
MV-3	4	56.00	I. Ígneas (Tipo IV)	180 - 220
MV-4	8	56.00	I. Ígneas (Tipo III)	300 - 400
MV-5	10	56.00	I. Ígneas (Tipo III)	300 - 400
MVH-1	4	56.00	Depósito Proluvial	80

Fuente: Propia

Finalmente, la tercera condición de estabilidad consiste en verificar que los esfuerzos sobre el suelo sean inferiores al esfuerzo admisible y que no haya esfuerzos de tracción. Con tal propósito se usarán las fuerzas especificadas en la Tabla 5.31 para determinar los esfuerzos sobre el suelo, los cuales se muestran en la Tabla 5.32.

Tabla 5.32 Análisis de esfuerzos con pernos de anclaje

MACHÓN	MV-1	MV-2	MV-3	MV-4	MV-5	MVH-1
Fuerza Total Centro (tonf)	49.28	55.84	79.50	141.91	471.90	374.22
Momento total Centro (tonf.m)	0.68	24.03	-10.20	17.63	-220.70	-113.40
Esfuerzo Fuerza Total (tonf/m ²)	9.94	10.74	14.72	22.04	81.64	37.42
Esfuerzo Momento Total (tonf/m ²)	0.33	10.66	-4.20	5.10	-79.27	-13.61
Esfuerzo Total Izquierdo (tonf/m ²)	10.27	21.40	10.52	27.14	2.37	23.81
Esfuerzo Total Derecho (tonf/m ²)	9.61	0.07	18.92	16.94	160.92	51.03

Fuente: Propia

Según estos resultados y basándonos en la convención de signos que usa la mecánica de suelos (comprensión con signo "+" y tracción con signo "-"), no existen esfuerzos de tracción en el suelo. Además, todos los esfuerzos son inferiores a la capacidad portante del suelo de la Tabla 5.5. Finalmente, se logra verificar que todos los machones cumplen con las 3 condiciones de estabilidad, por lo que su diseño puede ser aprobado.

5.1.3. Predimensionamiento de bloques de apoyo

5.1.3.1. Disposición

Los bloques de apoyo se ubican preferentemente al medio de las tuberías transitorias para que no afecten la soldadura de las uniones (Harvey, 1993). Sin embargo, colocar los bloques de apoyo en todas las tuberías demandaría un gran costo. Por ello, son colocadas intercalando una tubería siempre que las deflexiones no superen a las máximas permisibles de $L/360$ (ASCE, 1993) o 5% del diámetro (ASME, 2002). La longitud comercial de las tuberías transitorias es de 6 metros por lo cual los bloques de apoyo estarán situados cada 12 metros como se muestra en la Figura 5-11. Se observa que los bloques de apoyo ubicados antes y después de los machones poseen una separación variable. El espaciamiento variable después de cada machón es debido a que en esta zona son posicionadas las juntas de expansión y siempre debe poseer una separación menor a 12 metros. En cambio, el espaciamiento variable antes de cada machón depende del arreglo que se necesite para que ningún tramo supere los 12 metros de separación.

A continuación, se realiza el cálculo de deflexión máxima para el caso más crítico, es decir, asumiendo que la tubería se encuentra completamente llena de agua. Primero, se calculan las cargas participantes como el peso de la tubería y del agua contenida dentro de la misma considerando también la inercia de la tubería.

$$W_{tub/metro} = 7850 \cdot (\pi \cdot (1.016 + 2 \cdot 0.0125)) \cdot 0.0125 \cdot 1 = 320.91 \text{ kg/m}$$

$$W_{agua/metro} = 1000 \cdot \left(\pi \cdot \frac{1.016^2}{4} \right) \cdot 1 = 953.10 \text{ kg/m}$$

$$W_{muerta} = 1274.01 \text{ kg/m}$$

$$I = \frac{\pi \cdot (1.041^4 - 1.016^4)}{4} = 0.085461 \text{ m}^4$$

Aplicando la Ecuación 5.7 se calcula la deflexión máxima de la tubería que se encuentra simplemente apoyada sobre dos bloques ubicados cada doce metros como una viga.

$$\delta_{max} = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (\text{Ec. 5.7})$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \cdot 1274.01 \cdot 12^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^7 \cdot 0.085461} = 0.2 \text{ mm}$$

A continuación, se corrobora que la máxima deflexión obtenida no supere la máxima deflexión permisible.

$$\frac{12000}{360} = 33.33 \text{ mm} > 0.2 \text{ mm}$$

$$0.05 \cdot 1016 = 50.8 \text{ mm} > 0.2 \text{ mm}$$

Los resultados son positivos debido a que se respetan las máximas deflexiones brindadas por el ASCE y ASME.

Por otro lado, la deflexión máxima no es el único parámetro a tomar en cuenta en la disposición de los bloques de apoyo. Los esfuerzos máximos que se generan en los bloques de apoyo no deben superar a los esfuerzos máximos permisibles dependiendo del material que se esté empleando. A continuación, se presentan las Ecuaciones 5.8, 5.9, 5.10, 5.11, 5.12, 5.13 y 5.14 para calcular los esfuerzos que se generan dentro de la tubería.

- Esfuerzo por efecto de presión interna (σ_{xp})

$$\sigma_{xp} = \frac{P_{Max} \cdot D_i}{2 \cdot e} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

- Esfuerzo longitudinal indirecto por efecto Poisson (σ_{yp})

$$\sigma_{yp} = \sigma_{xp} \cdot \nu \quad (\text{Ec. 5.9})$$

- Esfuerzos longitudinales debido a la variación de la temperatura (σ_{yt})

$$\sigma_{yt} = \alpha \cdot E \cdot \Delta T \quad (\text{Ec. 5.10})$$

- Esfuerzo longitudinal debido a la flexión (σ_{yf})

$$\sigma_{yf} = \frac{M}{W} \quad (\text{Ec. 5.11})$$

- Momento máximo para una viga continua (M)

$$M = \frac{q_{tot} \cdot \cos\theta \cdot L^2}{12} \quad (\text{Ec. 5.12})$$

- Módulo de la sección (W)

$$W = \frac{\pi \cdot (D_e - D_i) \cdot L^2}{32 \cdot D_e} \quad (\text{Ec. 5.13})$$

- Esfuerzo longitudinal equivalente resultante (σ_e)

$$\sigma_e^2 = \sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 \quad (\text{Ec. 5.14})$$

Donde

P_{Max} =presión máxima en m (véase enciso 2.3.1.1)

D_i =diámetro interno de la tubería en m

e =espesor de tubería en m

ν =módulo de Poisson (0.3)

α =coeficiente de dilatación térmica en $1/^\circ C$ ($1.2 \cdot 10^{-5}$)

E =módulo de elasticidad en kg/m^2 ($2.1 \cdot 10^6$)

ΔT =variación de temperatura en $^\circ C$ (15)

q_{tot} =carga distribuida kg/m^2

L =longitud de la tubería en m

D_e = diámetro externo de la tubería en m

A continuación, se calculan todos los esfuerzos, reemplazando los valores de la Ecuación 5.8 hasta la Ecuación 5.14, para el último tramo entre dos bloques de apoyo justo antes del MV-5.

$$\sigma_{xp} = \frac{(210.10 - 5.48 + 29.37) \cdot 0.0998 \cdot 1.016}{2 \cdot 0.012} = 988.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yp} = 988.59 \cdot 0.30 = 296.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yt} = 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 15 = 378 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{(304.22 + 810.73) \cdot \cos(60.73^\circ) \cdot 12^2}{12} = 6655 \text{ kg} \cdot m$$

$$W = \frac{\pi \cdot (1.04 - 1.016) \cdot 12^2}{32 \cdot 1.04} = 0.11043$$

$$\sigma_{yf} = \frac{6655}{0.11043} = 6.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e^2 = 988.59^2 - 988.59 \cdot (296.58 + 378 + 6.03) + (296.58 + 378 + 6.03)^2$$

$$\sigma_e = 876.18 \text{ kg/cm}^2$$

En la Tabla 5.33 se muestra el resumen de los esfuerzos parciales que actúan en la tubería forzada para todos los tramos expuestos y en la Tabla 5.34 se presentan los resultados de los esfuerzos totales por tramo.

Tabla 5.33 Esfuerzos parciales en los apoyos por tramo

Tramo	Descripción	Ángulo horizontal (°)	e (mm)	Presión total (kg/cm ²)	σ_{xp} (kg/cm ²)	σ_{yp} (kg/cm ²)	σ_{yt} (kg/cm ²)	M. en el Apoyo (kg.m)	σ_{yf} (kg/cm ²)	
I	C. de carga	0	9.5	0.40	21.35	6.40	378.00	12612	11.59	
	MV-1			0.43	22.93	6.88	378.00			
II	MV-1	36.537		0.53	28.28	8.49	378.00	10133	9.31	
	MV-2			2.98	159.56	47.87	378.00			
III	MV-2	33.143		3.22	172.06	51.62	378.00	10560	9.70	
	MV-3			7.60	406.61	121.98	378.00			
IV	MV-3	39.594		7.80	417.14	125.14	378.00	9718	8.93	
	MV-4			19.28	1031.14	309.34	378.00			
V	MV-4	60.173		12	19.64	831.33	249.40	378.00	6655	6.03
	MV-5			23.35	988.59	296.58	378.00			

Fuente: Propia

Tabla 5.34 Esfuerzo total en los apoyos por tramo

Tramo	Descripción	σ_x (kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	σ_e (kg/cm ²)	σ_{adm} (kg/cm ²)
I	C. de carga	21.35	395.99	385.76	1781
	MV-1	22.93	396.46	385.51	
II	MV-1	28.28	395.79	382.44	
	MV-2	159.56	435.18	381.32	
III	MV-2	172.06	439.32	383.43	
	MV-3	406.61	509.69	466.76	
IV	MV-3	417.14	512.07	471.82	
	MV-4	1031.14	696.27	911.09	
V	MV-4	831.33	633.42	752.16	
	MV-5	988.59	680.60	876.18	

Fuente: Propia

En la Tabla 5.34 se observa que el esfuerzo obtenido en cada tramo no supera al esfuerzo admisible del acero Gr. 70 empleado. Por tanto, se puede concluir que la separación de los bloques de apoyo cada 12 metros es acertada. Como el alcance de la presente tesis es de prefactibilidad, esta sencilla comparación es suficiente. Para el caso de una ingeniería de detalle es crucial determinar los esfuerzos en la tubería en los apoyos, las soldaduras y al medio de la luz entre apoyos para los diferentes casos de carga a analizar.

La Figura 5-11 muestra que el último tramo es enterrado. El diseño de los bloques de apoyos contenidos en este tramo es diferente a los tramos expuestos. Si bien se emplean abrazaderas para mantener la tubería forzada en su eje y evitar pandeos, el criterio para usar bloques de concreto como apoyo pierde sentido porque el peso de la masa de tierra proporcionará la adherencia al terreno que el bloque de concreto brindaba. En vez de ello, se emplea una losa que una todas las abrazaderas. El diseño de detalle de dicho tramo no se está dentro de los alcances de la presente tesis.

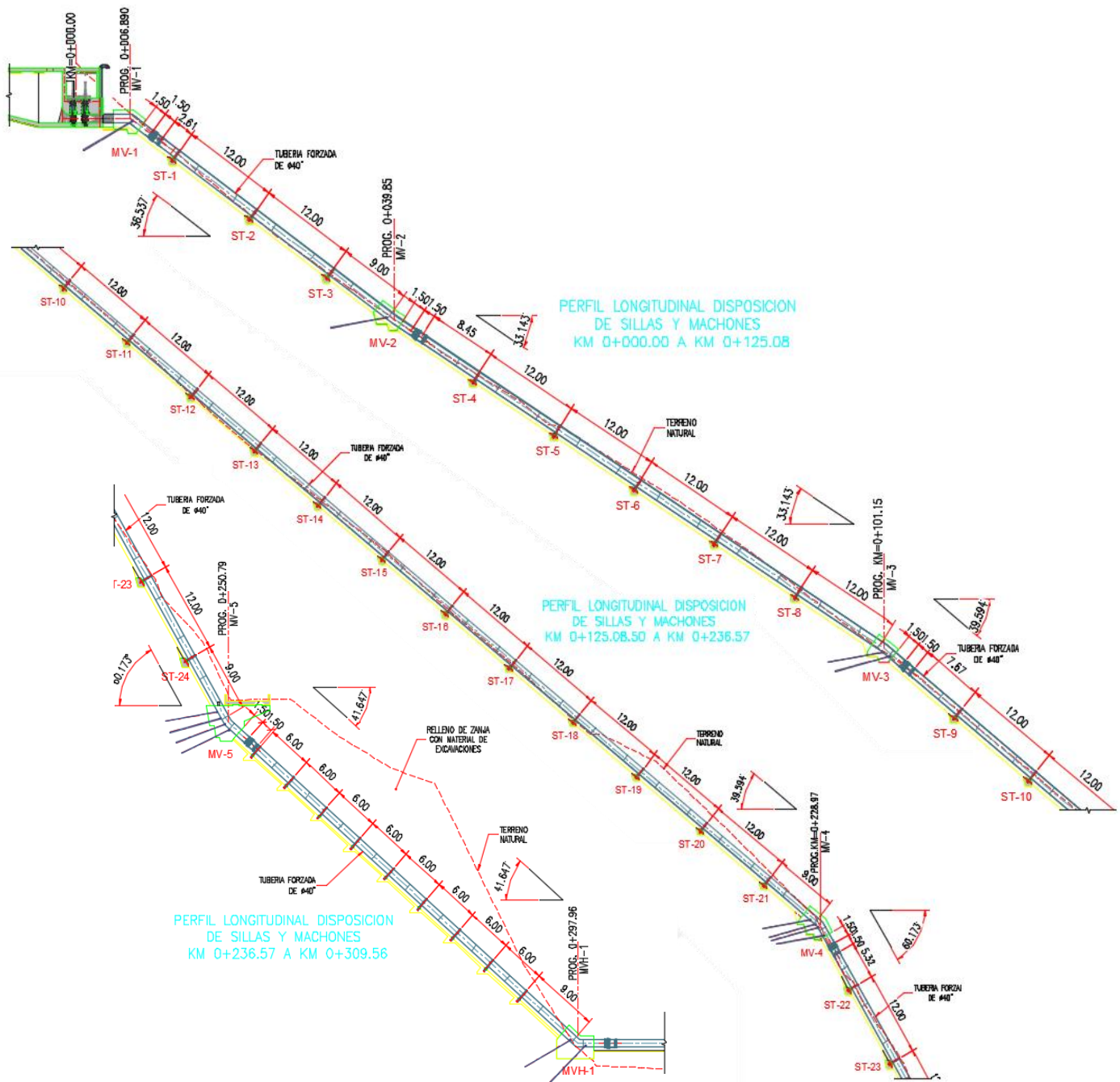


Figura 5-11 Disposición de bloques de apoyo ST-1@ST-24 Prog: 0+000-0+297.96
Fuente: Propia

5.1.3.2. Detalles geométricos

En principio, los bloques de apoyo deben ser diseñados de forma única para cada proyecto. La geometría de cada elemento dependerá, principalmente, de la geología del emplazamiento, de la pendiente y de la caída bruta que posea la conducción a presión. Como segundo plano, dependerá de los requerimientos específicos de cada proyecto. Por ejemplo, el proyecto que presente altas deflexiones, podrá emplear abrazaderas con la finalidad de disminuir la luz entre soportes de forma económica. Sin embargo, las

cargas paralelas al eje de la tubería forzada que soportan son pequeñas. En cambio, los bloques de apoyo de solo concreto que poseen una superficie de contacto considerable con la tubería mediante una capa que puede ser de diferentes materiales como, por ejemplo, neopreno, ejercen mayor fuerza de fricción proveniente del peso del agua y del acero de la tubería. Esta fuerza de fricción puede ayudar al machón a resistir menor carga longitudinal. Todo dependerá del criterio del diseñador (ASCE, 1993).

En todas las secciones, el método de cálculo empleado en el diseño durante la etapa de prefactibilidad consiste en realizar el desarrollo de un diagrama de cuerpo libre (D.C.L.). La resultante de fuerzas debe ser tal que se verifique que la estructura no deslice o vuelque. Ambos casos deben tener un Factor de Seguridad (F.S) mínimo de 1.5 (Nozaki, 1980). Además, se debe verificar que la capacidad portante del emplazamiento sea la adecuada. Esta verificación se logra comparando los esfuerzos normales que se generan en la sección de contacto con el terreno, con la capacidad portante de la superficie de la Tabla 5.5. Por último, entre la tubería transitoria y el bloque de concreto debe de haber una longitud mínima que facilite el escurrimiento igual a la cuarta parte del diámetro de la tubería forzada, en este caso una longitud mínima de 25 cm (Ortiz et al. 2001).

Se optó por bloques de concreto con abrazaderas incluidas debido a la geología que presenta el emplazamiento. El basamento rocoso con poco fracturamiento favorece el uso de pernos de anclaje en los machones verticales. Estos anclajes ayudan a soportar las cargas provenientes del flujo dinámico del agua, las cargas constantes por el peso del acero y el agua, entre otros. Por tanto, el uso de anclajes deriva en una menor inversión en el empleo de concreto para la construcción tanto en los bloques de apoyo como en los machones. La geometría empleada en el diseño de los bloques de apoyo de la tubería forzada está sustentada en dos modelos como se muestran en la Figura 5-12.

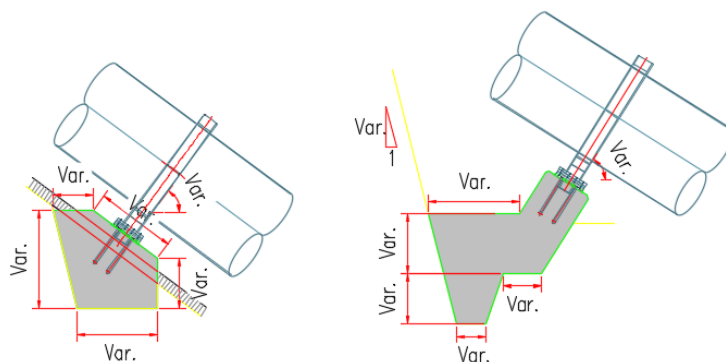


Figura 5-12 Bloque de apoyo - Modelo I (izquierda) y Modelo II (derecha)
Fuente: Propia

Al analizar ambos modelos, se observa que cada uno posee ventajas y desventajas. El modelo I es más económico y común debido a que el proceso constructivo es más

sencillo. Este prototipo se emplea también cuando la topografía de la tubería forzada no presenta una gran pendiente. En caso extremo, si la estructura fallara por volteo, se podrían insertar anclajes, pero elevaría el costo. Por otro lado, el modelo II se emplea en casos más adversos. Se presenta como una solución frente a la falla por volteo del modelo I. Por ello, la segunda opción posee una protuberancia al lado izquierdo que sirve como contrapeso. Esta zona acumula mayor cantidad de masa de concreto con el fin de evitar el desequilibrio de momentos por volcamiento. Esta estrategia se emplea cuando las pendientes son muy empinadas o cuando la geología del emplazamiento es suelo de media a baja resistencia.

Se escoge como opción más factible económicamente el modelo I. Los bloques de apoyo proyectados serán verificados mediante el análisis de fuerzas y momentos. El talud de corte al terreno para la construcción de los bloques de apoyo será 1H:4V debido a que la geología del emplazamiento de la conducción a presión es basamento rocoso como se observó en la Figura 5-2. Entonces, a partir de la topografía, la geología y el diámetro de la tubería se proponen dimensiones preliminares para los cuatro tramos expuestos tal como se muestran en las Figura 5-13 y Figura 5-14.

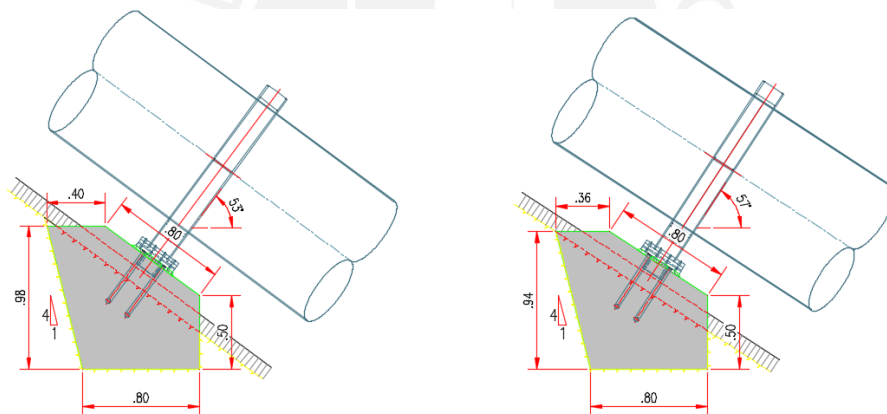


Figura 5-13 Bloques de apoyo – Secciones típicas - Tramo I y Tramo II - Fuente: Propia

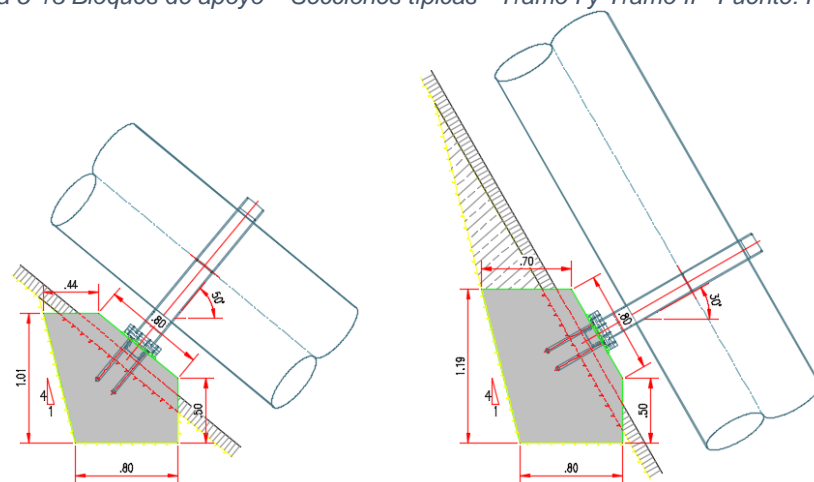


Figura 5-14 Bloques de apoyo – Secciones típicas - Tramo III y Tramo IV - Fuente: Propia

Además, la cantidad de bloques por tramo se encuentra expuesta en la Tabla 5.35.

Tabla 5.35 Secciones típicas y cantidad de bloques de apoyo por tramo

Secciones Típicas(S.T.)	Progresiva Inicial	Progresiva Final	Apoyo Inicial	Apoyo Final	Cantidad/Tramo
ST-TR1	0+000	0+040	ST-1	ST-3	3
ST-TR2	0+040	0+101	ST-4	ST-8	5
ST-TR3	0+101	0+229	ST-9	ST-21	13
ST-TR4	0+229	0+251	ST-22	ST-24	3

Fuente: Propia

El análisis de fuerzas en el D.C.L. debe realizarse para un bloque de apoyo de cada tramo de la conducción a presión que posea una misma pendiente. Se calcularán los esfuerzos generados en la base de los bloques de apoyo producto del peso de la tubería, del agua contenida, de las abrazaderas, de la fricción generada por el contacto tubería-abrazadera y de los bloques de concreto que los soporta, con la finalidad de compararlos con la capacidad portante de la roca.

A continuación, se determinan las 6 fuerzas resultantes que participan en el D.C.L que se muestra en la Figura 5-15, para el último bloque de apoyo ubicado en el tramo IV.

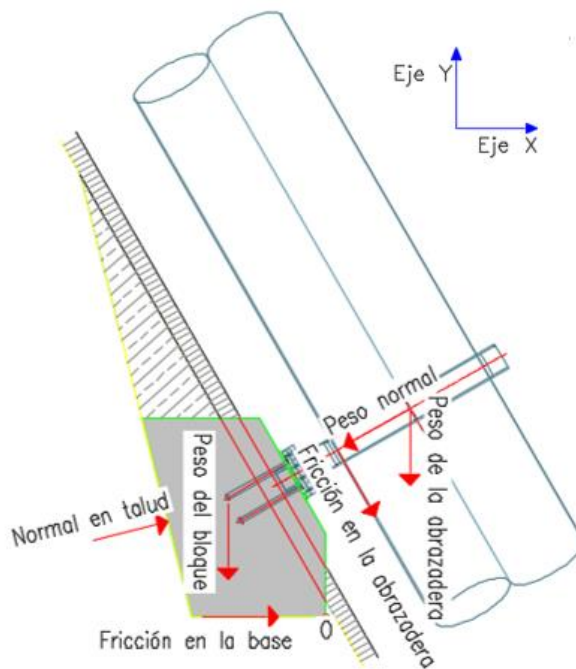


Figura 5-15 D.C.L. del bloque de apoyo en el Tramo IV
Fuente: Propia

El peso del bloque se calcula determinando el volumen de concreto y multiplicando por su densidad de $2.4 \text{ tonf}/\text{m}^3$.

$$\text{Peso del bloque} = 1.29 \cdot 2.40 = 3.10 \text{ tonf}$$

Por practicidad, el peso de la abrazadera se asume como un 10% del peso del bloque de concreto.

$$\text{Peso de la abrazadera} = 3.10 \cdot 0.10 = 0.31 \text{ tonf}$$

El peso normal se refiere al peso producto de los 12 metros de tubería de forzada (T.F.) y el agua contenida dentro de la misma. Solo se considera la componente normal porque la componente longitudinal es absorbida por los bloques de anclaje.

$$\text{Peso normal} = (\text{Peso de la T.F.} + \text{Peso del agua contenida}) \cdot \text{Seno}(\theta)$$

$$\text{Peso de la T.F.} = \left[\frac{\pi \cdot ((1.016 + 2 \cdot 0.0127)^2 - 1.016^2)}{4} \right] \cdot 7.85 \cdot 12 = 3.864 \text{ tonf}$$

$$\text{Peso del agua contenida} = \left[\frac{\pi \cdot 1.016^2}{4} \right] \cdot 0.998 \cdot 12 = 9.709 \text{ tonf}$$

$$\text{Peso normal} = (3.864 + 9.732) \cdot \text{Seno}(30) = 6.80 \text{ tonf}$$

La fuerza contra el deslizamiento de la tubería está dada por la fricción en la abrazadera. Se determina mediante la multiplicación de la normal a la base de la abrazadera por el coeficiente de fricción 0.30 que corresponde a un contacto acero-acero sin pulir y por un factor de 1.1 (Ortiz et al. 2001).

$$\text{Fricción en la abrazadera} = 1.1 \cdot 6.80 \cdot 0.30 = 2.24 \text{ tonf}$$

La normal del talud se calcula de tal manera que la componente de la fuerza resultante en X sea 0 o positiva, pero si la fuerza de fricción es suficiente para que se cumpla esta premisa, la fuerza normal se desprecia

$$\text{Normal en talud} = 1.92 \text{ tonf} (F_x = 0).$$

Por último, la fricción en la base del bloque de apoyo se calcula multiplicando la resultante vertical por el coeficiente de fricción de 0.35 que corresponde a un contacto entre superficies concreto-roca (Ortiz et al. 2001).

$$\text{Fricción en la base} = 0.35 \cdot (3.1 + 0.31 + 3.4 + 1.94 - 0.47) = 2.90 \text{ tonf}$$

A continuación, se muestran los resultados tabulados en la Tabla 5.36 para el tramo IV.

Tabla 5.36 Fuerzas en el bloque de apoyo del Tramo IV

Fuerzas en el bloque de apoyo (tonf)			
Descripción	Magnitud	F _x	F _y
Peso del bloque	3.10	0.00	-3.10
Peso de abrazadera	0.31	0.00	-0.31
Peso normal (TF+agua)	6.79	-5.88	-3.39
Fricción en la abrazadera	2.24	1.12	-1.94
Normal en talud	1.92	1.86	0.47
Fricción en la base	2.90	2.90	0.00
Fuerza resultante		0.00	-8.28

Fuente: Propia

Después, se calculan los momentos respecto el centro de la base del bloque de apoyo para poder determinar los esfuerzos que estos generan. Los brazos de palanca y los momentos generados por las fuerzas se muestran en la Tabla 5.37.

Tabla 5.37 Distancias y momentos respecto del centro de la base en el bloque de apoyo del Tramo IV

Distancias respecto del centro de la base (m)		
Descripción	dx	dy
Distancia al C.G. del bloque de apoyo	-0.13	-
Distancias al centro de la abrazadera	0.91	1.26
Distancias al punto de fricción	0.47	1.00
Distancias al centro del talud	-0.55	0.60
Momentos respecto del centro de la base (tonf · m)		
Descripción	Magnitud	
M. Peso del bloque	0.39	
M. Peso de abrazadera	-0.28	
M. Peso normal (TF+agua)	4.30	
M. Fricción en la abrazadera	-2.03	
M. Normal en talud	-1.36	
M. Fricción en la base	0	
Momento resultante	1.01	

Fuente: Propia

Finalmente, se calculan los esfuerzos generados por carga axial y flexión en la superficie del terreno tal como se muestra en el sistema equivalente de la Figura 5-16.

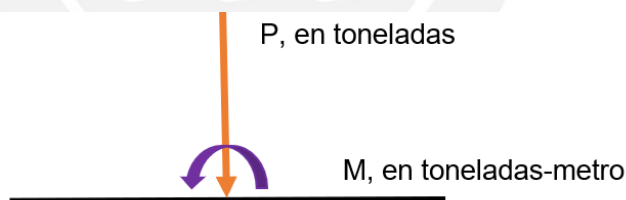


Figura 5-16 Diagrama de momento y fuerza resultante en el bloque de apoyo

Fuente: Propia

Luego, se aplican las Ecuaciones 5.15, 5.16, 5.17 y 5.18 para obtener los diferentes esfuerzos.

$$\sigma_{axial} = P \cdot (h \cdot b) \quad (\text{Ec. 5.15})$$

$$\sigma_{flexión} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \quad (\text{Ec. 5.16})$$

$$\sigma_{max} = \sigma_{axial} + \sigma_{flexión} \quad (\text{Ec. 5.17})$$

$$\sigma_{min} = \sigma_{axial} - \sigma_{flexión} \quad (\text{Ec. 5.18})$$

Donde

- P = fuerza la fuerza resultante en el eje y en $tonf$
- h = altura de la base del bloque de apoyo en m
- b = ancho de la base del bloque de apoyo en m
- M = momento resultante al centro de la base en $tonf \cdot m$

Los resultados se encuentran tabulados en la Tabla 5.38.

Tabla 5.38 Distribución de esfuerzos en la base del bloque de apoyo del Tramo 4

Distribución de esfuerzos ($tonf/m^2$)	
σ_{axial}	-7.97
$\sigma_{flexión}$	7.3152
σ_{max}	-15.29
σ_{min}	-0.655

Fuente: Propia

La Figura 5-17 representa los esfuerzos generados en la superficie del terreno para un bloque de apoyo del Tramo 4. Se observa que los esfuerzos máximos se generan en el lado izquierdo del bloque de apoyo. Ello es debido a que las componentes del peso del agua y de la tubería, en el caso de Hydrika 4, empujan al bloque de apoyo contra el talud.

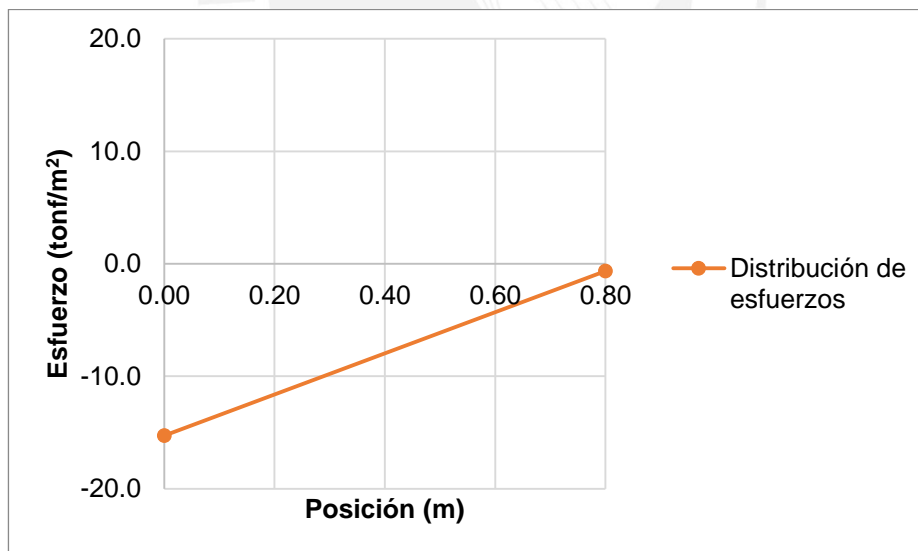


Figura 5-17 Distribución de esfuerzos en la base del bloque de apoyo del Tramo 4

Fuente: Propia

Se compara el esfuerzo que ejerce el bloque de apoyo sobre el terreno con la capacidad portante mostrada en la Tabla 5.5. Se evidencia que la capacidad portante del suelo coluvio-deluvial ($60 tonf/m^2$) y la roca tipo III ($300-400 tonf/m^2$) para el tramo 4 son muy superiores al máximo esfuerzo ejercido ($15.29 tonf/m^2$). Por tanto, se puede cimentar los bloques de apoyo sin ningún inconveniente.

Una vez comprobado que el suelo es capaz de resistir los esfuerzos generados en la base de los bloques de apoyo, se debe verificar que estos no fallen por volcadura o deslizamiento. En la Figura 5-15 y en la Tabla 5.36 se observan que las fuerzas deslizantes nunca serán superiores a las fuerzas no deslizantes debido a que son reacciones. Por tanto, a pesar que la magnitud del peso de la tubería y el agua aumenten, el bloque de apoyo no podrá fallar por deslizamiento. En consecuencia, no se analiza la posible deficiencia de la estructura bajo este criterio para este proyecto.

Por otro lado, el análisis de falla por volcadura se realiza a través de una sumatoria de momentos respecto al punto más crítico. Se considera una condición justo antes del volteo en la cual no hay contacto con el talud. En este caso, el análisis de volteo es respecto al punto O que muestra la Figura 5-15. En la Tabla 5.39 se observan las distancias que se usan en la obtención de momentos y los momentos obtenidos.

Tabla 5.39 Distancias y momentos respecto del punto O en el bloque de apoyo del Tramo IV

Distancias respecto al punto O (m)		
Descripción	dx	dy
Distancia al C.M. del bloque de apoyo	-0.53	0.00
Distancias al centro de la abrazadera	0.51	1.26
Distancias al punto de fricción	0.07	1.00
Distancias al centro del talud	-0.95	0.60
Momentos respecto al punto O (tonf · m)		
Descripción	Magnitud	
M. Peso del bloque	1.64	
M. Peso de abrazadera	-0.16	
M. Peso normal (TF+agua)	5.66	
M. Fricción en la abrazadera	-1.26	
M. Normal en talud	0.00	
M. Fricción en la base	0.00	
Momento resultante	5.88	

Fuente: Propia

Finalmente, se obtiene un factor de seguridad (F.S.) por volcadura dividiendo los momentos positivos que no favorecen el volteo entre los momentos negativos que favorecen el volteo.

$$F.S._{volcadura} = \frac{1.64 + 5.66}{0.16 + 1.26} = 5.16$$

La Tabla 5.40 muestra los resultados del análisis de esfuerzos en la superficie de contacto de los bloques de apoyo en cada tramo.

Tabla 5.40 Análisis de esfuerzos sobre el terreno de los bloques de apoyo para cada Tramo

TRAMO	I	II	II	IV
Ancho bloque de concreto (m)	1.30			
Ángulo de inclinación (°)	53.00	57.00	50.00	30.00
Volumen de concreto (m ³)	0.973	0.924	1.017	1.293
Peso del agua contenida (tonf)	9.73			
Peso de la tubería (9.5 y 12.7 mm) (tonf)	2.88			3.87
Peso del bloque (tonf)	2.34	2.22	2.44	3.10
Peso de abrazadera (tonf)	0.23	0.22	0.24	0.31
Peso normal (TF+agua) (tonf)	10.07	10.58	10.41	6.80
Fricción en la abrazadera (tonf)	3.02	3.17	3.12	2.24
Normal en talud (tonf)	0.00	0.00	0.00	1.92
Fricción en la base (tonf)	4.35	4.56	4.43	2.90
Fuerza resultante (Fy) (tonf)	12.43	13.04	12.67	8.29
M. Peso del bloque (tonf · m)	0.27	0.24	0.29	0.39
M. Peso de abrazadera (tonf · m)	-0.13	-0.11	-0.15	-0.28
M. Peso normal (TF+agua) (tonf · m)	3.84	3.56	4.32	4.30
M. Fricción (tonf · m)	-2.87	-3.01	-2.97	-2.03
M. Normal en talud (tonf · m)	0.00	0.00	0.00	-1.37
M. Fricción en la base (tonf · m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Momento resultante en la base (tonf · m)	1.10	0.69	1.49	1.01
σ_{axial} (tonf · m ²)	-11.95	-12.54	-12.18	-7.97
$\sigma_{flexión}$ (tonf · m ²)	7.95	4.94	10.76	7.32
σ_{max} (tonf · m ²)	-19.91	-17.48	-22.94	-15.29
σ_{min} (tonf · m ²)	-4.00	-7.59	-1.42	-0.65

Fuente: Propia

La Tabla 5.41 resume los resultados para el análisis de volcadura en todos los tramos.

Tabla 5.41 Momentos resultantes respecto al punto O en los bloques de apoyo para cada Tramo

TRAMO	I	II	III	IV
M. Peso del bloque (tonf · m)	1.20	1.13	1.27	1.64
M. Peso de abrazadera (tonf · m)	-0.04	-0.02	-0.05	-0.16
M. Peso normal (TF+agua) (tonf · m)	7.06	7.11	7.51	5.66
M. Fricción (tonf · m)	-2.14	-2.31	-2.17	-1.26
M. Normal en talud (tonf · m)	0.00	0.00	0.00	0.00
M. Fricción en la base (tonf · m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Momento resultante en la base (tonf · m)	6.08	5.90	6.56	4.33
M. No volcantes (tonf · m)	8.26	8.24	8.78	7.30
M. Volcantes (tonf · m)	2.18	2.34	2.22	1.41
F.S. Volcadura	3.78	3.52	3.96	5.16

Fuente: Propia

Se observa que los factores de seguridad son muy superiores al 1.5 sugerido por lo cual se podrían disminuir las dimensiones de los bloques de apoyo.

5.2. Obras mecánicas

5.2.1. Predimensionamiento de juntas de expansión

En términos generales, cuando la tubería forzada es expuesta a la intemperie, los esfuerzos por variación de temperatura poseen mucha importancia. Estas cargas derivan en la dilatación de la tubería. Por tanto, es necesario la utilización de un mecanismo que acumule y absorba el desplazamiento resultante excesivo en un solo punto (ASCE ,1993). Existen dos tipos de juntas de expansión que minimizan este problema. La primera es la junta de expansión de único extremo (single end) y, la segunda, es la junta de doble extremo (double end) (ANSI AWWA C221 Standards) que se muestran en la Figura 5-18. Ambas funcionan como alivio de la acumulación de esfuerzos por lo cual protegen a la tubería forzada del colapso. En sus modelos estándares, ambas pueden absorber un desplazamiento de 10 pulgadas o 25.4 cm. La junta de único extremo puede absorber esta deformación mediante el desplazamiento relativo de sus anillos en un lado mientras que la junta de doble extremo distribuye cinco pulgadas por ambos extremos. Sin embargo, esta longitud es variable y puede ser mayor o menor dependiendo del modelo.



*Figura 5-18 Junta de expansión de único extremo (Single end) y doble extremo (Double end)
Fuente: Anexo B, Figuras y fotografías*

La diferencia fundamental entre ambas juntas de expansión en tuberías forzadas radica en su aplicabilidad. La junta de único extremo se emplea cuando la pendiente de la conducción a presión es de moderada a pronunciada. La inclinación genera una saturación de esfuerzos en la parte más baja de la tubería debido a la gravedad. Las fuerzas derivadas de los esfuerzos son absorbidas por los machones verticales, los cuales a su vez restringen el desplazamiento. Por tanto, el cambio de longitud se genera en la zona con menos estrés, es decir, en la parte superior del tramo analizado. Por ello, la posición de las juntas de un solo extremo se encuentra justo después de los machones verticales (Harvey, 1993), en la parte superior de cada tramo tal como se muestra en la Figura 5-19.

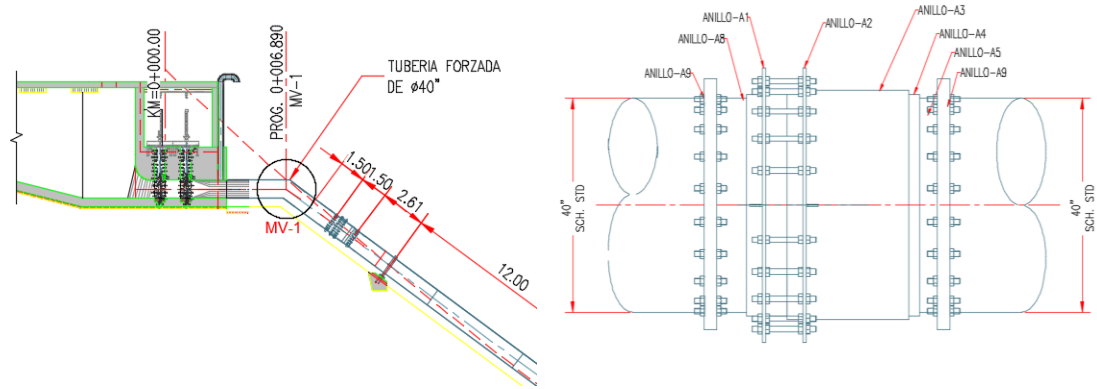


Figura 5-19 Disposición de las juntas de expansión 40" de único extremo y distribución de anillos
Fuente: Propia

Por otro lado, la junta de expansión de doble extremo se emplea cuando la tubería forzada se expande en todo su eje de forma uniforme. Ello sucede cuando la pendiente de la conducción a presión es muy pequeña. En otras palabras, a menor pendiente, la tubería posee mayor libertad para distribuir su incremento de longitud. Por ello, la posición de las juntas de expansión de doble extremo se encuentra a la mitad de los tramos.

De acuerdo a la topografía del emplazamiento de la tubería forzada de la minicentral Hydrika 4, la conducción a presión posee pendientes muy empinadas. Por tanto, el modelo más adecuado es la junta de expansión de único extremo. La distribución de los anillos se muestra en la Figura 5-20. Debido a que el presente trabajo contempla una etapa de prefactibilidad, no se realizan los cálculos de esfuerzos dentro de las juntas. Solo se ajustan las dimensiones internas entre anillos que permiten el desplazamiento relativo entre sí como se muestra en la Figura 5-20.

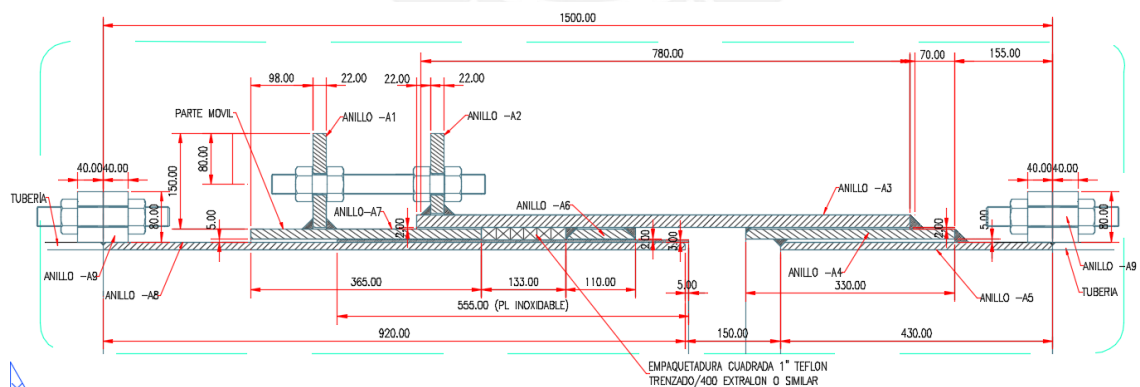


Figura 5-20 Espaciamento entre anillos
Fuente: Propia

Sin embargo, sí hay que verificar que el desplazamiento generado por la dilatación no supere al posible desplazamiento de la junta. Se obtiene el desplazamiento máximo a partir de la Ecuación 5.19.

- Cambio de longitud de la tubería por tramo (ΔL)

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T \quad (\text{Ec. 5.19})$$

Donde

α =coeficiente de dilatación térmica en $1/^\circ\text{C}$ ($1.2 \cdot 10^{-5}$)

ΔT =variación de temperatura en $^\circ\text{C}$ (15)

L =longitud de la tubería por tramos en m

Los resultados de las expansiones de la tubería forzada para los 7 tramos se muestran en la Tabla 5.42.

Tabla 5.42 Resumen de expansiones de la tubería forzada por tramos

Tramo	Descripción	Longitud	Cambio de longitud
I	C. de carga	3.4	0.06
	MV-1		
II	MV-2	41.02	0.74
III	MV-3	73.22	1.32
IV	MV-4	165.87	2.99
V	MV-5	43.88	0.79
VI	MVH-1	63.12	1.14
VII	C. de máquinas	17.3	0.31

Fuente: Propia

Se observa que ningún tramo supera el valor máximo permisible (25.4 cm.) de los modelos estándar, por lo tanto, estos pueden ser empleados.

5.2.2. Predimensionamiento de abrazaderas

La abrazadera típica que se emplea en conjunto con los bloques de apoyo posee la geometría que se muestra en la Figura 2-9. Las dimensiones se ajustan al diámetro de 40" como se observa en la Figura 5-21.

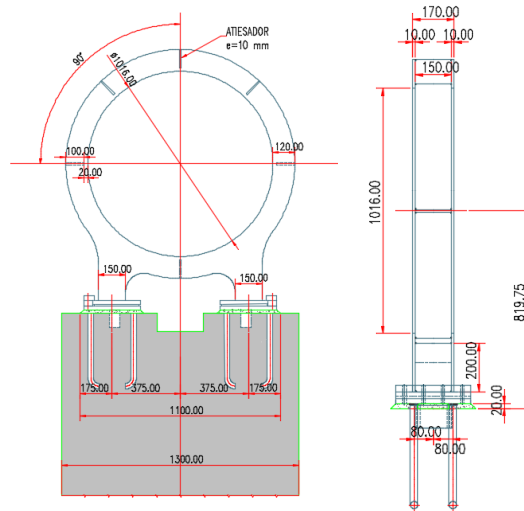


Figura 5-21 Elevación y perfil de abrazadera típica unida al bloque de apoyo
Fuente: Propia

La abrazadera está compuesta por dos planchas verticales las cuales están unidas por seis rigidizadores que brindan integridad al conjunto. Estas evitan el pandeo que pudiera sufrir la abrazadera. Además, las abrazaderas se fijan mediante pernos en los bloques de apoyo con la finalidad de asegurar que estos dos elementos se comporten estructuralmente como un solo sistema. Las abrazaderas se caracterizan por permitir el desplazamiento de la tubería forzada a lo largo de su eje. Este desplazamiento se da de forma muy lenta por lo cual el coeficiente de fricción se considera estático. El detalle de las planchas de acero que abarcan los pernos se muestra en la Figura 5-22.

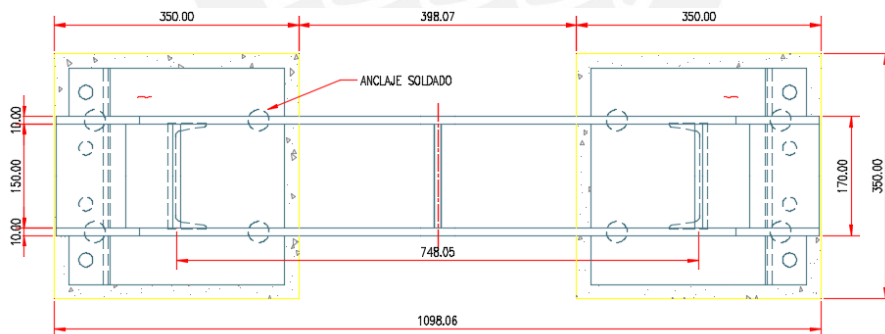


Figura 5-22 Planta de abrazadera típica
Fuente: Propia

6. CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones del Capítulo III: Análisis económico para la elección del diámetro óptimo de la tubería forzada en la minicentral Hydrika 4

En el capítulo 3 se realizó un análisis económico del costo de las diferentes partidas que dependen directamente del diámetro. Se emplearon dos métodos para el análisis: el método tradicional y el método detallado. El primer método consiste en una comparación de costos anuales entre el mantenimiento y el costo energía que se deja de vender por dimensionar la tubería con un menor diámetro. En cambio, el método detallado consiste en una comparación de costos totales al tiempo de inversión.

En el análisis del primer método se observó una tendencia de la curva hacia los diámetros más grandes del rango determinado debido a que el costo por concepto de mantenimiento no equipara a la caída abrupta de la curva parabólica del costo por concepto de energía perdida tal como se observa en la Figura 3-4. Por tanto, se concluye que mediante el método tradicional los diámetros tienden a ser mayores a los preliminares obtenidos mediante las Ecuaciones 2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 2.10 y 2.11 aplicadas en el acápite 2.3.2. Para la minicentral Hydrika 4 se obtuvo un diámetro óptimo aproximado de 48" (1.219 m).

Por otro lado, mediante el método detallado, se observó que la curva de costo total se torna más simétrica. Se evidenció que los costos de las partidas extras al momento de inversión equilibran el costo de la energía perdida traída al presente. Por tanto, el diámetro económico para el proyecto Hydrika 4 resultó ser de 40" (1.016m) aproximadamente. Por ende, se concluye que el diámetro óptimo por el método detallado es siempre menor y más exacto al método tradicional porque es más próximo a los valores preliminares y, sobre todo, a la ecuación del método Bondschú de 1.017 metros. La exactitud del método detallado se desprende del interés de préstamo en el tiempo ya que mientras mayor sea el interés, mayor será la diferencia de diámetros entre el método tradicional y detallado. El sustento de esta premisa se encuentra en que, al aumentar el interés, menor es el valor presente y, por tanto, la diferencia entre el costo de bajo dimensionamiento y mantenimiento es menor. La Tabla 6.1 muestra la variación del valor presente frente a cambios de interés y años de vida útil. Se observa que el valor presente es más sensible frente a una variación del interés del préstamo que frente a una variación en los años del tiempo de vida útil.

Tabla 6.1 Variación del Valor Presente por efecto de la tasa de interés y los años

i (%)	10	12	15	12	12	12
N (años)	30	30	30	20	30	50
Valor Presente	9.43	8.06	6.57	7.47	8.06	8.30

Fuente: Propia

En la Tabla 6.2 se muestran los porcentajes de participación de las componentes influyentes en el análisis. Se evidencia que las partidas de obras de concreto y movimiento de tierras son las que se ven menos afectadas por la variación del diámetro. En cambio, los costos por bajo dimensionamiento y mantenimiento son los más sensibles frente a una variación del diámetro. Además, se observa que el equipamiento hidromecánico es el parámetro que más ayuda a compensar el costo de oportunidad por la energía que se deja de vender (bajo dimensionamiento) y esta cobra mayor importancia a medida que aumenta el diámetro.

Tabla 6.2 Porcentajes de participación de cada componente influyente en el costo de la T.F.

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
1 Equipo Hidromecánico	15.83%	19.09%	22.44%	25.18%	27.55%	29.56%	32.05%
2 Obras de Concreto	2.87%	3.37%	3.76%	4.08%	4.30%	4.44%	4.30%
3 Transporte	5.64%	6.48%	7.07%	7.53%	7.81%	7.93%	7.58%
4 Movimiento de Tierras	1.08%	1.27%	1.41%	1.53%	1.62%	1.67%	1.62%
5 Montaje	7.56%	8.68%	9.47%	10.08%	10.46%	10.63%	10.15%
6 Bajo Dimensionamiento	50.43%	41.12%	32.37%	25.24%	19.42%	14.82%	10.74%
7 Mantenimiento	16.58%	19.99%	23.49%	26.37%	28.85%	30.95%	33.56%
Total	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%

Fuente: Propia

En síntesis, se logró el objetivo específico de determinar el diámetro óptimo de la tubería forzada a través ambos métodos empleados.

6.2. Conclusiones del Capítulo IV: Simulación fluido dinámica de la tubería forzada

Las diferencias de los resultados de la simulación comparados con los resultados obtenidos con la ecuación de energía pueden explicarse debido a que, para la geometría desarrollada, no se tiene una entrada definida de la cámara de carga hacia la tubería ya que esto exigía dibujar la cámara de carga con presencia de un espejo de agua. La existencia de un espejo de agua requiere un análisis de flujo bifásico debido a que hay una interacción del agua con el aire de la atmósfera. Este tipo de análisis resulta ser muy extenso como para desarrollarlo en solo un capítulo y se aleja de los objetivos de la tesis. Además, se tiene que tener en cuenta que los coeficientes de pérdidas de los codos fueron determinados mediante interpolaciones lineales, lo cual aumenta el error al momento de usar la ecuación de energía. Por otro lado, se observa que la variación del diámetro en la tubería forzada sí afecta en efectividad de la Minicentral Hiroeléctrica ya que altera el valor de las pérdidas totales. Sin embargo, para la obtención de buenos resultados, exige realizar varias calibraciones de la malla ya que como se vio en el Capítulo IV existen diferencias considerables en los resultados obtenidos con diferentes tipos de malla. Además se observó que la malla por defecto obtiene resultados inexactos,

por lo que se puede concluir que asegurar la independencia de la malla resulta indispensable para el desarrollo de una correcta simulación. Finalmente, con los resultados obtenidos se puede determinar la presión que existe realmente en cada punto. Ya que al conocer las pérdidas se puede determinar la presión real en la salida y corregir así las condiciones de frontera de la simulación, para obtener la distribución real de presiones. De esta distribución se pueden importar las cargas hidráulicas a un modelo estructural de la tubería forzada que incluya a los machones y a la cámara de carga, con el objetivo de realizar un análisis estructural con ANSYS donde se pueda verificar los esfuerzos en la tubería de acero y la estabilidad de los machones, lo cual vendría a ser un tema de continuación de esta tesis. A este tipo de análisis se le conoce como simulación Interacción Fluido – Estructura (FSI, por sus términos en inglés).

6.3. Conclusiones del Capítulo V: Diseño preliminar de la tubería forzada de la minicentral Hydrika 4

El capítulo 5 propone el procedimiento mínimo a seguir para desarrollar el diseño de una tubería forzada en etapa de prefactibilidad. Se empieza desde la obtención de pérdidas de carga y sobrepresión con la finalidad de determinar el espesor a emplear por tramos. A partir del espesor y de los esfuerzos generados a lo largo de la tubería forzada se puede determinar la separación entre bloques de apoyo. La separación es tal, de modo que la tubería no se pandee demasiado y que los esfuerzos de la tubería en las abrazaderas no superen al máximo permisible. Posteriormente, se brindan criterios para la ubicación y disposición tanto de los bloques de apoyo como de los machones que dependen principalmente de la geología y topografía del terreno. Es obligatorio hacer estudios geológicos en el emplazamiento antes de proponer cualquier disposición o diseño no adecuado. Dependiendo de las condiciones del lugar, los criterios de diseño varían y, por tanto, también el presupuesto. También, a partir de la geometría propuesta inicialmente de los machones y bloques de apoyo, se brinda un análisis para las condiciones de volcadura y desplazamiento con la finalidad de verificar la funcionabilidad de las estructuras. Por ejemplo, en los MV-1, MV-3 y MV-4, debido a su geometría, la fuerza centrífuga ejerce una tendencia sobre el machón de voltearse lo cual no sucede con el resto de machones.

En la Tabla 5.4 se muestra la gran diferencia de presiones a lo largo de la conducción a presión. A mayor profundidad, mayor presión y, por tanto, los machones finales soportan mayor carga y deben ser de dimensiones más grandes tal como se muestran en la Figura 5-6. También, a partir del desarrollo para obtener las fuerzas para el diseño de los bloques de anclaje se apreció que se podrían simplificar ciertos valores. Por ejemplo, las presiones

hidrostáticas en los extremos del volumen de control del machón pueden suponerse con una misma magnitud debido a que la variación es mínima tal como se muestra en la Tabla 5.16. Del mismo modo, se puede prescindir de la fuerza ejercida por las pérdidas de fricción tanto en la tubería superior como inferior ya que representa un pequeño porcentaje de las fuerzas resultantes o son de magnitud muy pequeña tal como se observa en la Tabla 6.3. Por último, a partir de la geometría de los machones verticales, se observó que dependiendo del ángulo que se forme entre las tuberías por la topografía, la fuerza centrífuga generada por el flujo de agua puede ser una fuerza resistente al volteo como también una fuerza volcante.

Tabla 6.3 Porcentaje de participación de la fuerza de fricción por pérdidas de rugosidad

Tubería Superior	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
$F_{hf_{sup}}$ (tonf)	0.07	0.45	0.85	1.98	0.49	0.72
$F_{t_{sup-m}}$ (tonf)	2.61	21.31	44.36	101.94	61.83	84.02
Participación (%)	2.68	2.11	1.92	1.94	0.79	0.86
Tubería Inferior	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6
$F_{hf_{sup}}$ (tonf)	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
$F_{t_{inf-m}}$ (tonf)	0.57	0.50	0.57	1.11	0.91	0.05
Participación (%)	7.02	8.00	7.02	4.50	5.49	100

Fuente: Propia

Por otro lado, con respecto a los bloques de apoyo, se concluye que estos no pueden fallar por deslizamiento debido a que el peso de la tubería y el agua contenida empujan a la silla de apoyo contra el talud. Además, en la Tabla 5.34 se aprecia que el esfuerzo admisible por el acero grado 70 está muy por encima del soportado por la separación de 12m. Por tanto, se recomienda cambiar el grado del acero lo cual podría resultar en un menor costo ya que no es recomendable aumentar la distancia entre sillas de apoyo.

6.4. Recomendaciones

En el Capítulo 3, se recomienda actualizar los datos empleados periódicamente como los diferentes ratios de costos debido a que son variables en el tiempo. En cuanto a la partida referente al montaje de la tubería, se podría adaptar mejor para un caso en el Perú agregando rendimientos según una sectorización geográfica por altitudes. Además, en el transporte de la tubería forzada podría darse un estudio que incluya el suministro de acero de un grado comercial nacional. Además, para una mayor precisión, el precio de venta de energía eléctrica debe ser analizado a detalle según las condiciones de Osinerming ya que influye mucho en el costo de energía no vendida. Por último, en la presente tesis se asume una tubería forzada de diámetro constante pero no siempre se diseñan las tuberías forzadas con un mismo diámetro. En otras centrales se emplean tuberías forzadas con diámetros telescópicos, es decir, con dimensiones variables y menores a

medida que se aproximan a la casa de máquinas. Este tipo de tuberías forzadas podrían ser tema de una siguiente investigación.

En el Capítulo 4, el desarrollo de la simulación tuvo varios diseños de geometría debido a que se encontró problemas en el proceso de mallado computacional para algunos de estos. A pesar de que ANSYS cuenta con una plataforma de diseño (DesignModeler) para elaborar geometrías, no es recomendable desarrollarlo aquí, debido a que no ofrece mucha versatilidad al momento de ubicar puntos específicos. En el caso de usar AutoCAD 3D, la ubicación de puntos específicos es sencilla; sin embargo, luego de exportar la geometría al DesignModeler se tiene problemas con la generación de la malla debido a que la geometría, aunque se vea continua en la plataforma del AutoCAD 3D, presenta varias irregularidades en los codos. Por otro lado, las secciones de corte que se usaron al momento del dibujo se hacen visibles, dificultando así tanto la generación de la malla como la creación de los Name Selection (debido a la cantidad de caras visibles). Por lo tanto, para evitar los problemas mencionados se recomienda ubicar los puntos específicos y desarrollar los ejes necesarios para la realización del dibujo en AutoCAD 3D, luego exportarlos al Inventor Professional para elaborar la sección transversal de la tubería. Finalmente, guardar la geometría en formato STP para exportarla al DesignModeler, con lo que ya se puede empezar a trabajar con la generación de la malla.

Para el proceso de generación de la malla, se puede omitir la determinación del Yplus; sin embargo, exige observar a este desde los resultados. Es decir, se observan valores en un campo de Yplus, similar a lo que se observa con el campo de presiones totales.

En el Capítulo 5, en la Tabla 5.41, los factores de seguridad son muy superiores a los mínimos necesarios para el diseño de bloques de anclaje. La sugerencia es armonizar el factor de seguridad de volteo y deslizamiento de tal manera que la estructura sea la más económica posible sin comprometer la seguridad ni el funcionamiento de la central. Sin embargo, disminuir las dimensiones no es tarea sencilla pues cambian muchos factores. El criterio para la elección de las dimensiones preliminares se fundamenta más en la experiencia del ingeniero y de la comprobación de funcionabilidad propuesta mediante los cálculos mostrados en la presente tesis.

Por otro lado, los cálculos presentados en el Capítulo 3 no deben aplicarse en una ingeniería de detalle. En estos casos, los análisis de esfuerzos, fuerzas y momentos deben realizarse en todos los planos y bajo diferentes casos de carga. Las condiciones de carga pueden ser para la etapa de construcción, funcionamiento normal, cierre de válvula (golpe de ariete en ambos sentidos del eje), sismo, etc.

Referencias

AGUIRRE, C. A., & CAMACHO, R. R. (2014). Head losses analysis in symmetrical trifurcations of penstocks—High pressure pipeline systems CFD. Camacho Instituto de Engenharia Mecânica, Universidade federal de Itajubá.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1993). Exposed penstocks. Manuals and Reports on Engineering Practice N°79, Steel Penstocks, 73-109

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1993). Penstock Design Examples, Manuals and Reports on Engineering Practice N°79, Steel Penstocks. 330-336, 350-418

ANAYA DURAND, A. I., CAUICH SEGOVIA, G. I., FUNABAZAMA BÁRCENAS, O., & GRACIA MEDRANO BRAVO, V. A. (2014). Evaluación de ecuaciones de factor de fricción explícito para tuberías. *Educación química*, 25(2), 128-134.

AWWA Staff. (2011). *Steel Pipe: A Guide for Design and Installation*, (M11). American Water Works Association

AZAD, A., BARANWAL, D., ARYA, R., & DIWAKAR, N. (2014). Flow Analysis of Butterfly Valve Using CFD. *Modern Engineering Research (IJMER)* Vol, 4, 50-56.

BACA URBINA, GABRIEL (2007). *Fundamentos de Ingeniería Económica*. México D.F., México: Editorial McGraw-Hill, 89-92

BAGHERI, M., ALAMDARI, A., & DAVOUDI, M. (2016). Quantitative risk assessment of sour gas transmission pipelines using CFD. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 31, 108-118.

BERGANT, A., SIMPSON, A. R., & TIJSSELING, A. S. (2006). Water hammer with column separation: A historical review. *Journal of fluids and structures*, 22(2), 135-171.

BOWLES, L. E. (1996). *Foundation analysis and design*. Illinois, Estados Unidos: McGraw-hill.

CASARTELLI, E., & LEDERGERBER, N. (2010). Aspects of the numerical simulation for the flow in penstocks. IGHEM2010, IIT Roorkee, India.

CASTILLO AGUIRRE, B. D., REVILLA MANCHEGO, J. L., ROJAS VALDEZ, M. E., & CALAPUJA MARTINES, R. (2017). *Planeamiento estratégico de la energía renovable hidroeléctrica en el Perú (Tesis Magistral)*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú, 1-18

CHOW, V.T. (1986). *Hidráulica de Canales Abiertos*. México D.F., México: Ed. Diana S.A.

DIVATIA, E., CHELVARAJ, A. S., & MURTHY, G. N. (1974). Manual on design, fabrication, erection and maintenance of steel penstocks. *Central Water Commission, Government of India, New Delhi, India*, 62.

FALCÓN CORZO, J. V., ROJAS SEGURA, Y. I., ROSAS, U., SCOT, R., & VELÁSQUEZ PALOMINO, A. R. (2013). Plan estratégico de la generación fluvial de electricidad en el Perú (Tesis Magistral). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú, 1-14

GONZÁLEZ DE VALLEJO, L. I., FERRER, M., ORTUÑO, L., & OTEO, C. (2002). Ingeniería geológica. Madrid, España: Pearson Educación, 99-107

GORDON, J. L. (1978). Design Criteria for exposed hydro penstocks. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 5(3), 340-351

HARVEY, ADAM (1993). Micro-Hydro Design Manual: A Guide To Small-Scale Water Power Schemes, 621.24 (341), 1-4, 73, 90, 114, 218, 132-134

HOSSEINI, S. M. H., FOROUZBAKHS H, F., & RAHIMPOOR, M. (2005). Determination of the optimal installation capacity of small hydro-power plants through the use of technical, economic and reliability indices. *Energy Policy*, 33(15), 1948-1956.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY (IEA) (2012). Technology roadmap hydropower. Recuperado de <http://www.iea.org/publications/freepublications/publication/technology-roadmap-hydropower---foldout.html>

KUMAR, A., GANDHI, B. K., & KULKARNI, P. K. (2017). Effect of Misalignment of Penstocks on Head Loss. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 8(4), 04017012. doi: : 10.1061/(ASCE)PS.1949-1204.0000270

LI, H., CHEN, D., XU, B., TOLO, S., & PATELLI, E. (2017). Dynamic analysis of multi-unit hydropower systems in transient process. *Nonlinear Dynamics*, 90(1), 535-548

MENTER, F. R. (1994). Two-equation eddy-viscosity turbulence models for engineering applications. *AIAA journal*, 32(8), 1598-1605

MOSONYI, EMIL (1965). Water power development. Hungarian Academy of Sciences, (Volume 2). Budapest, Hungría 304-359

NIKOLAEV, V. B., LISICHKIN, S. E., RUBIN, O. D., & LISICHKIN, A. S. (2017). Steel-Reinforced Concrete Penstock Experiments. *Power Technology and Engineering*, 5(50), 466-472.

NOVAK, P., & MOFFAT, A.I.B., & NALLURI, C. (2007). Hydraulic Structures. Abingdon, U.K.: Taylor & Francis, 496-497, 499-502, 518-520, 523, 525, 562

NOZAKI, TSUGUO (1980). Guía para la elaboración de proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas destinadas a la electrificación rural del Perú. Lima, Perú: Ministerio de Energía y Minas.

ORGANISMO SUPERVISOR DE LA INVERSIÓN EN ENERGÍA Y MINERÍA (OSINERGMIN) (2016). Reporte Semestral de Monitoreo del Mercado Eléctrico. Recuperado de [http://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro_documental/Institucional/Estudios Economicos/Reportes de Mercado/RSMME-I-2016.pdf](http://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro_documental/Institucional/Estudios_Economicos/Reportes_de_Mercado/RSMME-I-2016.pdf) [Último acceso: 20 de Enero del 2018]

ORGANISMO SUPERVISOR DE LA INVERSIÓN EN ENERGÍA Y MINERÍA (OSINERGMIN) (2017). Supervisión de contratos de generación y transmisión de energía eléctrica en operación. Recuperado de http://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro_documental/electricidad/Documentos/Publicaciones/Compendio-Proyectos-GTE-Operacion-octubre-2017.pdf [Último acceso: 31 de Mayo del 2018]

ORGANISMO SUPERVISOR DE LA INVERSIÓN EN ENERGÍA Y MINERÍA (OSINERGMIN) (2018). Supervisión de contratos de generación y transmisión de energía eléctrica en operación. Recuperado de http://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro_documental/electricidad/Documentos/Publicaciones/Compendio-Proyectos-GTE-Operacion-enero-2018.pdf [Último acceso: 31 de Mayo del 2018]

ORTIZ FLÓREZ, R., & MACHADO, H. (2001). Pequeñas centrales hidroeléctricas. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill, 214-271

ORTIZ FLÓREZ, Ramiro (2011). Hidráulica, Generación de Energía. Bogotá, Colombia: Edición de la U, 86-87, 90,94, 98-99

PARASCHIVESCU, A. V., AHMAD-RASHID, K., POPA, F., & POPA, B. (2017). Small hydropower plants standardization, between myth and reality. *Materials Science and Engineering*, 163(1), 1-16

PARASCHIVESCU, A. V., AHMAD-RASHID, K., POPA, F., & POPA, B. (2017). Small hydropower plants standardization, between myth and reality. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 163, No. 1, p. 012028). IOP Publishing.

ROBERSON, JOHN A., & CASSIDY, JOHN J., & CHAUDHRY M. HANIF (1995). Hydraulic Engineering. New York, U.S.A.: John Wiley & Sons, 243, 255

RODRÍGUEZ, J. (2014). Aplicación de las ecuaciones de energía y de cantidad de movimiento en el cálculo de bloques de anclajes para tuberías. *Yachana Revista Científica*, 3(2).

SINGHAL, M. K., & KUMAR, A (2015). Optimum Design of Penstock for Hydro Projects. *International Journal of Energy and Power Engineering*, 4(4), 216-226

STRAMANÁ, A. E., PANELLA, L. E., COUSSIRAT, M. G., & GANDOLFO, E. F. (2014). Uso de herramientas CFD como apoyo al aprendizaje de la Mecánica de los Fluidos en la Universidad.

STUTSMAN, R. D. (1999). Penstock Life Extension. In *Waterpower'99: Hydro's Future: Technology, Markets, and Policy*. 1-10

SUNDBERG, C. (2013). Anchor Block Design Made Easy. In *Pipelines 2013: Pipelines and Trenchless Construction and Renewals—A Global Perspective*. 520-533

TRIKI, A. (2017). Water-hammer control in pressurized-pipe flow using a branched polymeric penstock. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 8(4), 04017024.

UCAR NAVARRO, R. (2004). Manual de anclajes en ingeniería civil. Madrid, España: López Jimeno, 21-26

VÁZQUEZ-ROWE, I., REYNA, J. L., GARCÍA-TORRES, S., & KAHHAT, R. (2015). Is climate change-centrism an optimal policy making strategy to set national electricity mixes? *Applied Energy*, 159, 108-116.

VERÁN LEIGH, D. (2017). Evaluación ambiental de un tramo específico de la autopista panamericana sur, usando la metodología de análisis de ciclo de vida (Tesis de Pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú, 1-7

WEISS, P. T., & GULLIVER, J. S. (2001). What do students need in hydraulic design projects? *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(12), 984-991