



**Algoritmos En Visual Basic Y Python Para El Diseño De Bloques De Anclaje En Tuberías
de Glass Reinforced Plastic (GRP).**

Felipe Carlos Martínez Mármol

Informe de práctica empresarial presentado como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Modalidad de Práctica Cursada
Semestre de Industria o Práctica Empresarial

Asesor interno:

Álvaro José Mattos Olivella

Ingeniero Civil

Asesor externo:

Maria Isabel Rios Velásquez

Ingeniera Sanitaria

Universidad de Antioquia
Facultad de ingeniería, Escuela ambiental
Medellín, Colombia

2024

Cita	(Martínez Mármol, 2024)
Referencia	Martínez Mármol, F (2024). <i>Desarrollo de algoritmos en Visual Basic y Python Para diseño de bloques anclajes para los accesorios en tubería de Glass Reinforced Plastic</i> [Trabajo de grado profesional].
Estilo APA 7 (2020)	Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.



Centro de Documentación ingeniería (CENDOI)

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Dedicatoria

Dedico este logro a Manuel Martínez, Teresa Mármol, Otaivin Martínez, Yamit Martínez y Andrés Martínez, Katherin Borrero y a mis amigos por todo el apoyo que me han dado durante todo el proceso de la carrera.

Agradecimientos

Un agradecimiento especial a los profesores de la Universidad de Antioquia que me acompañaron durante el proceso de formación, al docente Álvaro José Mattos Olivella por el asesoramiento durante las prácticas académicas, también a la empresa O-tek y al equipo de ingeniería conformado por Wilson Gómez Gómez, María Isabel Ríos Velásquez, Danny Passos Granados y Juan Esteban Arango Cardona, por brindarme la oportunidad de realizar las prácticas y por el acompañamiento durante todo el proceso.

Tabla de contenidos

1	Introducción	12
2	Objetivos	14
2.1	Objetivo general	14
2.2	Objetivos específicos.....	14
3	Marco Teórico	15
3.1	Métodos De Diseño	15
3.2	Presión.....	17
3.3	Fuerza De Diseño	18
3.4	Condiciones del suelo.....	22
3.5	Empujes Verticales.....	29
3.6	Metodología De Diseño O-tek (2014).....	33
4	Metodología	35
4.1	Revisión Del Reporte CIRIA 128	35
4.2	Investigación De Implementaciones Alternativas.....	35
4.3	Revisión De La Documentación De Los Lenguajes De Programación	35
4.4	Implementación Del Algoritmo	36
4.5	Escritura Del Manual	38
5	Resultados	39
5.1	Algoritmo Del Reporte CIRIA 128	39
5.2	Revisión Bibliográfica.....	40
5.3	Comparación De Resultados	46
6	Discusión	73
7	Conclusiones	75
8	Limitaciones.....	76

Referencias77

Anexo 1: Ecuaciones para calcular el valor de K max.....79

Anexo 2: Manual para el diseño de bloques de anclaje81

Lista de figuras

Figura 1 <i>Diagrama de fuerzas para un codo Glass Reinforced Plastic</i>	19
Figura 2 <i>Diagrama de fuerzas para una Tee Glass Reinforced Plastic</i>	20
Figura 3 <i>Diagrama de fuerzas para una reducción Glass Reinforced Plastic</i>	21
Figura 4 <i>Diagrama de fuerzas para un tapón Glass Reinforced Plastic</i>	21
Figura 5 <i>Esfuerzos pasivos y activos</i>	26
Figura 6 <i>Esfuerzos pasivos y activos para un suelo no drenado</i>	27
Figura 7 <i>Esfuerzos pasivos y activos para un suelo drenado</i>	28
Figura 8 <i>Código que implementa la función para la metodología simplificada de Shumaker (2011)</i>	37
Figura 9 <i>Código que implementa la metodología estándar de la ASCE (2011) utilizando iteraciones</i>	38
Figura 10 <i>Interpolación de los valores de E_i para los casos 1, 2 y 3</i>	55
Figura 11 <i>Comparación de la diferencia porcentual de áreas requeridas entre las metodologías</i>	64
Figura 12 <i>Área requerida contra separación axial permisible</i>	65
Figura 13 <i>Comparación de la diferencia porcentual de volúmenes entre las metodologías</i>	71
Figura 14 <i>Gráfica de Sesgo vs Varianza de las metodologías</i>	72

Lista de tablas

Tabla 1 Descripción de las condiciones del suelo	23
Tabla 2 Factores de reducción	25
Tabla 3 Valores para los factores de capacidad de carga.....	32
Tabla 4 Librerías de Python utilizadas	36
Tabla 5 Valores sugeridos para la capacidad portante del suelo.....	45
Tabla 6 Resumen de las metodologías utilizadas	46
Tabla 7 Descripción del suelo caso 2 y 3	48
Tabla 8 Descripción del suelo caso 4.....	49
Tabla 9 Descripción del suelo caso 5.....	50
Tabla 10 Descripción del suelo caso 6.....	51
Tabla 11 Descripción del suelo caso 1 y 7.....	52
Tabla 12 Profundidades de los bloques de anclaje	53
Tabla 13 Propiedades del suelo	53
Tabla 14 Valores de Módulo de tangente inicial (E_i)	54
Tabla 15 Datos iniciales de los casos a analizar	56
Tabla 16 Resultados obtenidos del caso 1.....	57
Tabla 17 Resultados obtenidos del caso 2.....	59
Tabla 18 Resultados obtenidos del caso 3.....	61
Tabla 19 Comparación porcentual de las áreas requeridas	63
Tabla 20 Resumen de los casos para empujes verticales	66
Tabla 21 Resultados obtenidos del caso 4.....	67
Tabla 22 Resultados obtenidos del caso 5.....	68
Tabla 23 Resultados obtenidos del caso 6.....	69
Tabla 24 Resultados obtenidos del caso 7.....	70

Tabla 25 *Comparación porcentual de los volúmenes calculados*71

Notación

A	Área transversal del tubo basado en el diámetro externo	N_c	Factor de capacidad de carga para la cohesión
A_b	Área de la base del bloque de anclaje	N_γ	Factor de capacidad de carga para el peso
A_f	Área de la cara frontal del bloque de anclaje	P_a	Empuje activo
B	Ancho mínimo del bloque de anclaje	P_p	Empuje pasivo
C_t	Coefficiente de expansión térmica	p	Presión de diseño
c'	Cohesión	p_s	Sobrepresión
D_i	Diámetro interno	p_w	Presión de trabajo
D_o	Diámetro externo del tubo	Q_b	Capacidad portante última del suelo
E	Módulo de elasticidad de la tubería	q_b	Capacidad portante del suelo a la profundidad de la base del bloque
F_d	Fuerza de diseño	R	Factor de reducción
F_h	Fuerza de empuje horizontal	R_u	Resistencia última
F_p	Factor de prueba de presión hidrostática	R_x	Reacción en la componente x
F_s	Factor de seguridad	R_y	Reacción en la componente y
F_v	Fuerza de empuje vertical	S	Esfuerzo de diseño permisible para el diseño del tubo
h	Altura del bloque de anclaje	S'_{ba}	Esfuerzo de deflexión máxima permisible en la tubería
k_a	Coefficiente de empuje activo	s_u	Resistencia al corte no drenado
k_{ac}	Término de cohesión para empujes activos	T_d	Carga térmica de diseño
k_p	Coefficiente de empuje pasivo	t	Espesor del tubo
k_{pc}	Término de cohesión para empujes pasivos	V_b	Volumen del bloque de concreto
L	Longitud de la tubería	V_s	Volumen del suelo por encima del bloque
L_r	Longitud del tubo donde la resistencia pasiva del suelo actúa.	W	Peso efectivo
N_q	Factor de capacidad de carga para la sobrecarga	Z	Profundidad del bloque al centroide del bloque

Z_b	Profundidad a la base del bloque de anclaje
Z_c	Profundidad al centro del tubo
γ	Peso específico del suelo
γ_c	Peso específico del concreto
γ_f	Peso específico del flujo
γ_w	Peso específico del agua
δ_{allow}	Separación axial permisible
δ_{slack}	Desplazamiento del bloque que no induce a esfuerzos en los acoples
δ_{tb-ns}	Desplazamiento del bloque que induce esfuerzos en los acoples
η	Constante que encapsula las características del suelo
θ	Ángulo de curvatura del codo
μ_{sc}	Coefficiente de fricción entre el concreto y el suelo
ν	Coefficiente de Poisson
ρ_c	Densidad del concreto
σ_a	Esfuerzo activo del suelo
σ_p	Esfuerzo pasivo del suelo
σ_v'	Esfuerzo efectivo al punto medio del bloque de anclaje
τ_b	Esfuerzo cortante del suelo
ϕ'	Ángulo de fricción del suelo

Resumen

Este informe presenta una actualización de la hoja de cálculo de Microsoft Excel utilizada para el dimensionamiento de bloques de anclaje diseñados para diferentes tipos de accesorios fabricados en Glass Reinforced Plastic (GRP) por la empresa O-tek. La actualización se realiza mediante un análisis detallado de las metodologías disponibles en la base de datos de la American Society of Civil Engineers (ASCE), evaluando diversas aproximaciones de cálculo. Entre las metodologías analizadas se incluye el Reporte CIRIA 128 (Thorley & Atkinson, 1994), el método estándar de la ASCE, el método simplificado de Shumaker y el enfoque propuesto por Jeyapalan & Rajah.

Las metodologías desarrolladas se implementan en Python y Visual Basic for Applications, y su comparación se realiza evaluando las dimensiones obtenidas para los bloques de anclaje, con un enfoque en particular en los criterios establecidos por el Reporte CIRIA 128 en el para su dimensionamiento.

Se analizan siete casos reales de bloques de anclaje, sometidos a distintas fuerzas y direcciones de empuje, recomendando el uso de la metodología de Thorley & Atkinson (1994) para el diseño de bloques de anclaje eficientes y sostenibles frente a empujes.

Finalmente, se elabora un manual que detalla las instrucciones de uso de la hoja de cálculo y la base teórica que respalda la metodología escogida, asegurando una aplicación precisa y uniforme de las recomendaciones técnicas en futuros proyectos.

Palabras clave: Tubería GRP, bloques de anclaje, VBA, Python, Reporte CIRIA 128.

1 Introducción

O-tek es una empresa enfocada en la fabricación de tuberías y postes de Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP/PRFV) en Latinoamérica y el Caribe. Con más de 25 años de experiencia, que cuenta con plantas de producción en Colombia, México y Argentina que ofrecen alta ingeniería y asesoría en proyectos con aplicaciones de estas características.

Para brindar las asesorías dentro de O-tek existe un equipo de ingeniería para brindar soporte y asesorías para los clientes que compran la tubería GRP con el fin de garantizar una correcta instalación y funcionamiento de las líneas y redes hidráulicas. Asimismo, proporcionan a los clientes memorias de cálculo, informes y guías de instalación para que puedan realizar verificaciones y diseños internos al momento de comprar la tubería para sus proyectos.

Debido a que la instalación es fundamental para el correcto funcionamiento de la tubería GRP, O-tek cuenta con métodos de equilibrio límite para diversos aspectos relacionados con la construcción. Uno de estos aspectos es el diseño de bloques de anclaje para tuberías a presión. Actualmente, la empresa cuenta con una metodología y hojas de cálculo para el predimensionamiento de dichos bloques de anclaje, pero esta solo es aplicable para codos, limitando el alcance del equipo de ingeniería para otorgar información precisa a los clientes para otros tipos de bloques de anclaje.

Para solucionar esta problemática y actualizar las hojas de cálculo, la empresa O-tek ha propuesto, con el apoyo de un ingeniero estructural especialista interno, implementar una nueva metodología basada en la teoría de estados límite. Esta metodología se fundamenta en el Reporte 128 del Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) (Thorley & Atkinson, 1994) y tiene como objetivo ser utilizada tanto internamente por el equipo de ingeniería como externamente por los clientes. La nueva implementación permitiría diseñar bloques de anclaje para todo tipo de accesorios de tubería GRP, ampliando significativamente el alcance de la metodología actual. Para llevar a cabo este proyecto, se propone utilizar la herramienta Excel junto con el lenguaje de programación Visual Basic for Applications (VBA), ya que son los programas informáticos más comunes en el ambiente laboral, tanto interno como externo.

De manera paralela, con el fin de suministrarle a O-tek soluciones alternas y sólidas, y haciendo uso de los recursos de información de la Universidad de Antioquia, se propone realizar

una revisión bibliográfica de otros métodos de diseño de bloques de anclaje que puedan ser aplicados, implementados también en VBA, y en caso de ser necesario, utilizar herramientas más sofisticadas que no requieran de licencias ni gastos adicionales para la empresa, como es el caso de Python, ya que este posee numerosas librerías como Numpy que permiten el uso de análisis numérico de alto nivel, y a que será implementado gradualmente en Excel, lo que permitiría tener hojas de cálculo muy potentes y fáciles de utilizar a futuro.

2 Objetivos

2.1 Objetivo general

Desarrollar una hoja de cálculo y manual para el diseño de los bloques de anclajes en concreto para los accesorios de la tubería Glass Reinforced Plastic (GRP) para codos, tees, tapones, yees y reducciones.

2.2 Objetivos específicos

- Desarrollar una revisión de literatura de los métodos de diseño de estado límite de bloques de anclaje de concreto para los accesorios de la tubería GRP.
- Proponer una metodología para el desarrollo de análisis comparativos de los métodos de diseño de estado límite de bloques de anclaje de concreto para los accesorios de la tubería GRP.
- Desarrollar un manual que proporcione una base teórica para el diseño de estado límite y técnica para la comprensión de los algoritmos en Visual Basic for Applications (VBA) y Python.

3 Marco Teórico

Cuando las líneas de tuberías trabajan con fluidos a presión, estas experimentan fuerzas de empuje en ciertos puntos críticos del alineamiento, como en los cambios de dirección, cambios de diámetro o derivaciones. Para líneas enterradas con juntas restringidas, los esfuerzos se pueden transmitir al suelo por medio de la fricción de la tubería con este. Pero si la línea no cuenta con juntas restringidas, bloques de anclaje deben ser diseñados para resistir los esfuerzos. Los bloques de anclaje consisten en volúmenes de concreto que pueden ser reforzados que resisten los esfuerzos, y cuya efectividad depende de su forma, masa, y posición relativa con la línea (Thorley & Atkinson, 1994).

3.1 Métodos De Diseño

Las estructuras civiles deben ser diseñadas para cumplir su propósito durante todo el ciclo de vida, garantizando tres aspectos fundamentales: seguridad, servicio y economía (Punmia et al., 2007). En el diseño de estructuras de concreto reforzado, se emplean diversas metodologías, entre las que se incluyen: el **método de tensiones admisibles** (Working Stress Method, WSM), el **método de la resistencia última** (Ultimate Load Method, ULM) y el **método de estado límite** (Limit State Method). Aunque el método de tensiones admisibles es tradicionalmente considerado un enfoque distinto, algunos autores lo incluyen dentro de los métodos de estado límite, ya que se enfoca en asegurar las tensiones en los materiales no superen ciertos límites de seguridad bajo cargas de servicio. Por otro lado, el método de estado límite en su sentido más moderno emplea factores de carga y resistencia, garantizando que las estructuras no alcancen un “estado límite” de falla o deformación excesiva durante su vida útil, cumpliendo con los requisitos de seguridad y funcionalidad (Punmia et al., 2007).

3.1.1 Método De Estado Límite

El método del estado límite es una herramienta fundamental en el análisis estructural, diseñada para evaluar el comportamiento de los materiales sometidos a cargas estáticas y

uniformemente distribuidas. Este enfoque se centra en determinar las condiciones bajo las cuales una estructura o elemento estructural alcanza el *estado límite último*, es decir, el punto en el que falla y pierde su capacidad portante debido a deformaciones o tensiones críticas.

Los principios clave que rigen este método son los siguientes:

- Comportamiento plástico del material: Se asume que el material ha superado su límite elástico, el cual representa la máxima tensión que puede soportar sin sufrir deformaciones permanentes. Al exceder este límite, el material entra en un régimen de deformación plástica caracterizado por cambios permanentes en su geometría que no se revierten al eliminar la carga aplicada.
- Modelo de material rígido-perfectamente plástico: En el análisis el material se idealiza como rígido-perfectamente plástico, lo que implica dos características principales:
 - Rigidez inicial: El material no presenta deformaciones elásticas ante tensiones inferiores al límite elástico, comportándose como completamente rígido en ese rango.
 - Plasticidad perfecta: Una vez superado el límite elástico, el material experimenta deformaciones plásticas continuas sin un incremento proporcional de las tensiones internas, hasta alcanzar su límite plástico o capacidad máxima.
- Predicción del colapso estructural: Este método busca identificar el punto crítico donde las tensiones internas alcanzan la resistencia última del material. En este estado, las deformaciones plásticas son significativas y la estructura pierde su capacidad para soportar cargas adicionales, lo que resulta en el colapso. Este análisis incluye la evaluación de factores como el momento flector último, las tensiones de corte crítico y las deformaciones asociadas.

El método del estado límite no solo permite diseñar estructuras seguras y eficientes, sino que también facilita la comparación de los niveles de carga operativa con las capacidades máxima de los materiales (Gutiérrez García, 2005).

3.2 Presión

La presión en mecánica de fluidos se define como la fuerza que ejercen los fluidos a las caras perpendiculares de los objetos sumergidos en este y que aumenta con la profundidad. La presión depende de la fuerza aplicada y el área dónde se aplica esta fuerza, por lo que se mide en unidades de *Pascal* (Pa), que equivalen a un *Newton* por metro cuadrado (N/m²) (Serway & Jewett, 2006), aunque en la industria es más común el uso de las unidades *bar*, que equivale a 100.000 Pa, *metros columna de agua* que corresponde a la presión ejercida por un metro de columna de agua y que equivale a 10,2 *bar*.

3.2.1 Presión De Trabajo

La presión de trabajo se define como la presión constante que mantienen las tuberías bajo el funcionamiento normal (Nayyar, 2000). Las tuberías están especificadas con un valor de presión nominal (PN), que indican la presión de trabajo máxima que soportan en *bar*, por ejemplo, una tubería especificada como PN20 es capaz de soportar hasta 20 *bar* de presión de trabajo (Nayyar, 2000).

3.2.2 Sobrepresión

La sobrepresión es un fenómeno que ocurre al haber cambios repentinos en las velocidades del flujo dentro de la línea, como cuando se cierra una válvula de manera brusca, que genera incrementos en la presión del fluido por encima de la presión de trabajo, y que, a diferencia de la presión de trabajo, la sobrepresión es de corta duración (Nayyar, 2000). Según (Turkopp et al., 2014) la máxima sobrepresión que una tubería puede soportar es de 40% de su presión nominal.

3.2.3 Factor de prueba de presión hidrostática

Las pruebas hidrostáticas en campo son pruebas realizadas en el lugar de instalación de la tubería, que permiten demostrar el buen funcionamiento de la línea a presión. Para realizar la

prueba se utiliza la presión de trabajo multiplicada por un factor de prueba de presión hidrostática, que normalmente toma un valor de 1,5 (Nayyar, 2000).

3.2.4 Presión De Diseño

Las fuerzas de empuje que se ejercen en los accesorios de las tuberías a presión se deben a la propia presión interna de la tubería. Los empujes máximos para el diseño son los que se producen en las pruebas de carga, los cuales se alcanzan durante la puesta en servicio de la línea y en algunas ocasiones durante la operación del sistema (Thorley & Atkinson, 1994). La presión de diseño a utilizar se define como la mayor entre la ecuación (1) y (2):

$$p = F_p P_w \quad (1)$$

$$p = P_w + P_s \quad (2)$$

Dónde:

F_p Factor de prueba de presión hidrostática

p Presión de diseño

P_w Presión de trabajo

P_s Sobrepresión

3.3 Fuerza De Diseño

Según Thorley & Atkinson (1994), una vez se define la presión de diseño se calculan las fuerzas resultantes de dicha presión para cada accesorio, se deben tener en cuenta las siguientes condiciones:

1. A excepción de las reducciones, las áreas transversales son constantes.
2. Las pérdidas son despreciables, a excepción de válvulas parcialmente cerradas.

3. La cabeza de presión dinámica es pequeña, con presiones dinámicas menores a 0,05 bar y con velocidades de flujo que rara vez superan los 3 m/s.
4. La teoría del flujo en una dimensión es válida.
5. El líquido que fluye en la tubería se trata de un fluido newtoniano, por ejemplo, el agua.
6. Las fuerzas de empuje generadas por la fricción como resultado de una caída de presión asociada con el cambio en la velocidad del flujo son despreciables.

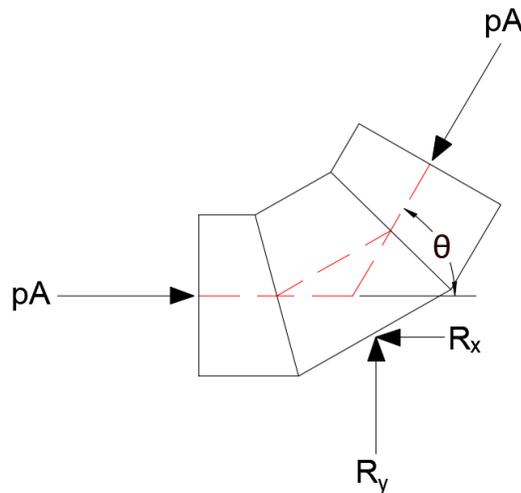
3.3.1 Componentes De Las Fuerzas Para Los Accesorios

Thorley & Atkinson (1994), Describe los diagramas de fuerzas que aplican para los distintos tipos de accesorios más comunes. Cada tipo de accesorio tiene un diagrama de fuerzas específico que ilustra cómo la presión de diseño genera fuerzas en puntos clave del accesorio, lo cual se describe a continuación para los accesorios en GRP:

Codos.

Figura 1

Diagrama de fuerzas para un codo Glass Reinforced Plastic (Fuente: Elaboración propia)



Las fuerzas actuantes en los codos provienen de la presión que actúa en diferentes direcciones debido al propio ángulo del codo, por sumatoria de fuerzas se puede definir que las

reacciones necesarias para contrarrestar la presión del fluido en el codo se presentan en las ecuaciones (3), (4) y (5):

$$R_x = pA(1 - \cos\theta) \quad (3)$$

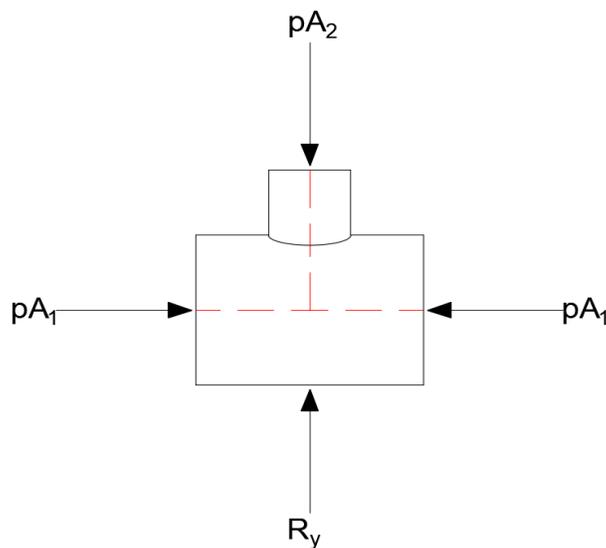
$$R_y = pA \sin\theta \quad (4)$$

$$F_d = 2pA \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (5)$$

Tees. Para las Tees, se considera la presión de los fluidos en todas las derivaciones del accesorio, se toma en consideración que el ramal principal tiene un diámetro constante y por ende la fuerza de diseño proviene del ramal lateral:

Figura 2

Diagrama de fuerzas para una Tee Glass Reinforced Plastic (Fuente: Elaboración propia)



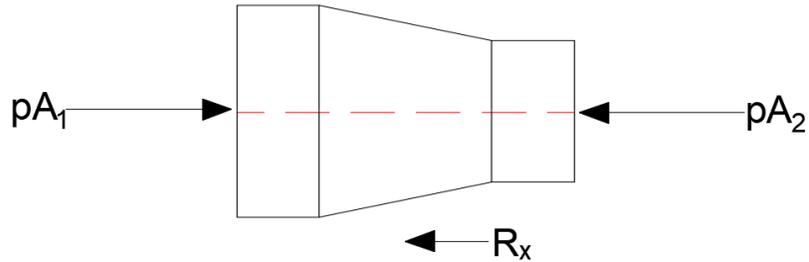
$$R_x = 0 \quad (6)$$

$$F_d = R_y = pA_2 \quad (7)$$

Reducciones. Para las reducciones, las fuerzas ejercidas en el accesorio se calculan con las ecuaciones (8) y (9).

Figura 3

Diagrama de fuerzas para una reducción Glass Reinforced Plastic (Fuente: Elaboración propia)



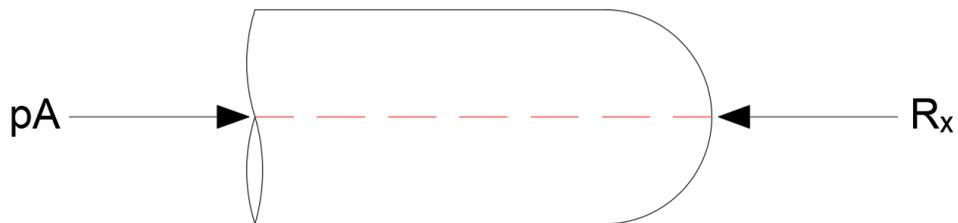
$$F_d = R_x = p(A_1 - A_2) \quad (8)$$

$$R_y = 0 \quad (9)$$

End caps. Los tapones o bridas ciegas son puntos dónde el flujo proviene de una sola dirección, y por ende solo presenta reacciones en la línea de acción de la fuerza de diseño, tal y como se presentan en las ecuaciones (10) y (11)

Figura 4

Diagrama de fuerzas para un tapón Glass Reinforced Plastic (Fuente: Elaboración propia)



$$F_d = R_x = pA \quad (10)$$

$$R_y = 0 \quad (11)$$

Dónde para las ecuaciones (3) – (11):

p	Presión de diseño
A	Área transversal del tubo basado en el diámetro externo
θ	Ángulo de curvatura del codo
R_y	Reacción en la componente y
R_x	Reacción en la componente x
F_d	Fuerza de diseño

3.4 Condiciones del suelo

Según Thorley & Atkinson (1994), para un buen diseño de los bloques de anclaje se deben considerar las condiciones del suelo, ya que estas influyen directamente en las condiciones de construcción (ver Tabla 1).

Tabla 1*Descripción de las condiciones del suelo (Thorley & Atkinson, 1994)*

Suelo	Categoría	Identificación en campo	Consistencia	Parámetros de resistencia al cortante del suelo
Suelo grueso granular (Más del 65% de arenas y gravas)	Roca > 200 mm	i. Partículas visibles a simple vista, excepto los limos, que son visibles con lupa.	Suelta: Puede ser excavado con una espátula: una estaca de 50 mm puede clavarse fácilmente	$\Phi' = 30^\circ$ $C' = 0$
	Empedrado 60 - 200 mm	ii. Se siente arenoso	Densa: Requiere un pico para excavar: una estaca de 50 mm es difícil de clavar	$\Phi' = 37^\circ$ $C' = 0$
	Grava 2 – 60 mm	iii. Forma un cono cuando se seca o sumerge		
	Arena 0,06 – 2 mm	iv. Limo seco que se “desempolva” de las manos o botas	Cementada: Los picos remueven trozos que pueden estar raídos ligera, moderada o fuertemente	Ligeramente: $C' = 10$ kPa Moderadamente: $C' = 40$ kPa Fuertemente: $C' = 100$ kPa
Suelos de grano fino (Más del 35% de arcilla)	Arcilla	i. Partículas de arcilla no visibles	Muy suave, se sale entre los dedos cuando es apretada	$S_u < 20$ kPa
		ii. La arcilla puede ser moldeada como plastilina	Suave: Puede ser moldeada fácilmente con los dedos	$S_u = 20 - 40$ kPa
		iii. La arcilla no se “desempolva” de las manos o botas y debe ser limpiada o arrancada	Firme: Puede ser moldeada por los dedos si se le aplica fuerza	$S_u = 50 - 75$ kPa
			Rígida: No puede ser moldeada con los dedos	$S_u = 100 - 150$ kPa
			Dura: Frágil o muy dura	$S_u > 150$ kPa
Suelos orgánicos	Turba	i. Color oscuro ii. Suelen ser fibrosos iii. Con olor característico		Suelen ser no aptos para los bloques de anclaje
Llenos	Todos los tipos	i. Notar el tipo de suelo	Bien compactado	Evaluar la fuerza dependiendo del tamaño de grano y la consistencia como se muestra arriba
		ii. Notar el material no natural	No compactado o pobremente compactado	Normalmente no son viables para los bloques de anclaje
Roca	Muchos tipos	i. Normalmente más fuertes y rígidos que los suelos	No erosionada sin juntas a 45°	$S_u > 150$ kPa
		ii. Notar la estructura y orientación de las juntas y fisuras	No erosionada con juntas cerca de 45° Muchas juntas con muchas orientaciones	$\Phi' = 30^\circ$
			Erosionada: evaluar como un suelo	

3.4.1 Suelos Drenados Y No Drenados

Los suelos se pueden comportar de diferentes maneras dependiendo si se trata de un suelo drenado o un suelo no drenado, esta es una consideración muy importante para definir las propiedades de los suelos (Thorley & Atkinson, 1994).

Suelos Drenados. Los suelos drenados tienen la propiedad de tener una permeabilidad relativamente alta y la presión de poros se mantiene hidrostática durante las condiciones de trabajo. Las propiedades importantes de los suelos drenados son: Ángulo de fricción y la cohesión, este último normalmente se toma como cero, excepto para suelos de grano grueso cementados (Thorley & Atkinson, 1994).

Suelos No Drenados. Estos suelos tienen la propiedad de tener bajos niveles de permeabilidad, por lo que los cambios del contenido de agua son muy lentos. Para los suelos no drenados la propiedad más importante es la resistencia al corte no drenado, el cual depende principalmente del contenido de agua durante las condiciones de trabajo (Thorley & Atkinson, 1994).

3.4.2 Peso Unitario

Según Thorley & Atkinson (1994), el peso unitario, también conocido como peso específico, es una relación entre el peso y su volumen, para los suelos se considera el peso del suelo y agua, las unidades de esta propiedad son *kilonewton por metro cúbico* (kN/m^3), para los suelos, normalmente toma valores entre 20 kN/m^3 y 16 kN/m^3 , comúnmente utilizando 18 kN/m^3 .

3.4.3 Nivel Freático

El nivel freático se refiere a la profundidad a la cual se encuentra el límite superior del suelo saturado. La presencia de agua afecta la capacidad de resistir empujes del bloque de anclaje, por

ende, cuando hay presencia del nivel freático por encima de la base del bloque de concreto, se asume que el nivel freático se encuentra en la superficie del suelo, esta asunción cubre todos los casos al ser el más desfavorable (*Groundwater level terminology | British Geological Survey (BGS), 2024*).

3.4.4 Factor De Reducción Para Los Empujes

De acuerdo con Thorley & Atkinson (1994), el factor de reducción para los empujes se calcula como la relación entre la resistencia última del suelo y la fuerza de empuje aplicada, con el fin de tener un bloque de anclaje que resista correctamente estas fuerzas desequilibrantes, el factor de reducción debe ser mínima la que se muestra en la *Tabla 2*.

Tabla 2

Factores de reducción (Thorley & Atkinson, 1994)

Factor de reducción	Tipo de Suelo
2 – 3	Arena o grava densa
	Suelo cementado moderada o fuertemente
	Arcilla dura
	Roca fresca
3 – 4	Arena o grava medianamente densa
	Suelo ligeramente cementado
	Arcilla rígida
4 – 5	Roca erosionada
	Arena o grava suelta
	Arcilla suave

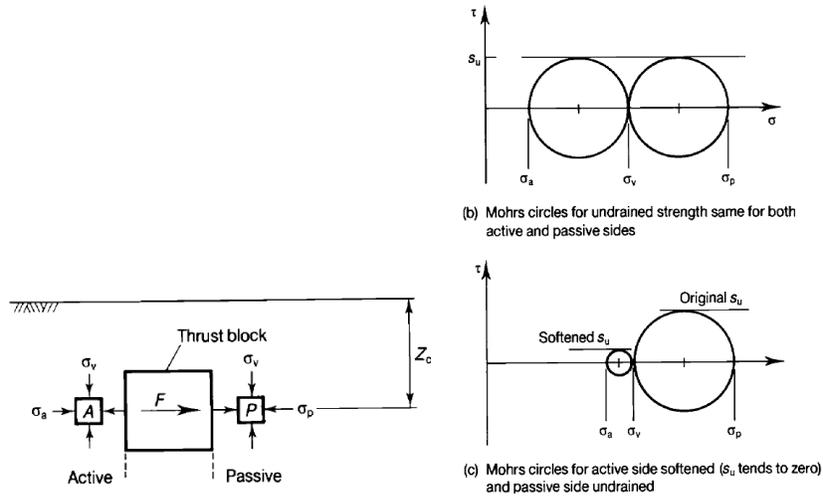
3.4.5 Resistencia Última Del Suelo

La resistencia última del suelo es la que permite soportar los empujes horizontales generados por la tubería, según Thorley & Atkinson (1994), la resistencia última del suelo es un

suelo disminuirá por el aumento del contenido del agua. Se asume que el suelo en el lado activo tiene una fuerza de cero, mientras que el aumento de fuerza en el lado pasivo es despreciable.

Figura 6

Esfuerzos pasivos y activos para un suelo no drenado (Thorley & Atkinson, 1994)



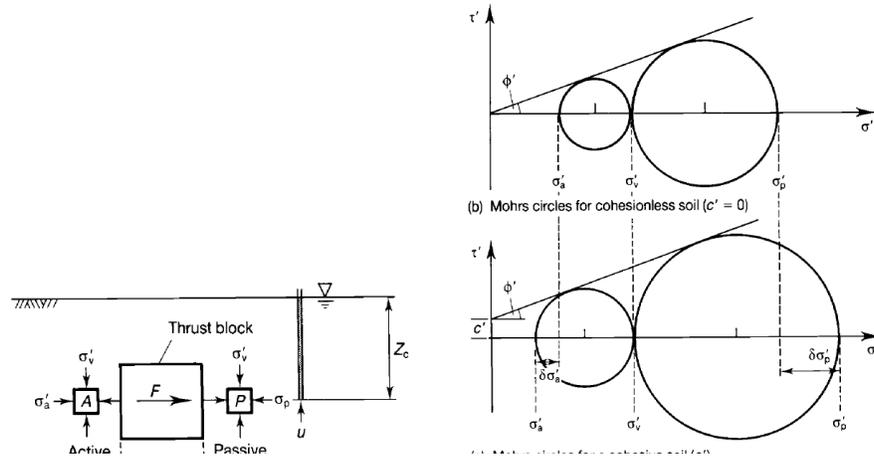
$$(\sigma_p - \sigma_a) = 2s_u \tag{13}$$

$$\tau_b = s_u \tag{14}$$

Para los suelos drenados:

Figura 7

Esfuerzos pasivos y activos para un suelo drenado (Thorley & Atkinson, 1994)



$$(\sigma_p - \sigma_a) = [(\gamma - \gamma_w)Z_c(k_p - k_a) + c'(k_{pc} - k_{ac})] \quad (15)$$

$$\tau_b = c' + (\gamma - \gamma_w)Z_c \tan \phi' \quad (16)$$

Donde, para las ecuaciones (13) – (15):

- γ Peso específico del suelo
- γ_w Peso específico del agua
- Z_c Profundidad al centro del tubo
- c' Cohesión
- ϕ' Ángulo de fricción
- k_p Coeficiente de empuje pasivo de Rankine
- k_a Coeficiente de empuje activo de Rankine
- k_{pc} Término de cohesión para empujes pasivos
- k_{ac} Término de cohesión para empujes activos
- s_u Resistencia al corte no drenado

Los valores de k_p, k_a, k_{pc} y k_{ac}

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (17)$$

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (18)$$

$$k_{ac} = 2\sqrt{k_p} \quad (19)$$

$$k_{ac} = 2\sqrt{k_a} \quad (20)$$

3.5 Empujes Verticales

Según Thorley & Atkinson (1994) cuando las fuerzas de diseño presentan componentes en el eje vertical del plano, los empujes generados son resistidos por el bloque de anclaje de acuerdo con el sentido de la fuerza ejercida: Para los empujes verticales hacia arriba, el bloque se ayuda del peso propio de este y del suelo que hay por encima de este, tal y como se presenta en la siguiente ecuación:

$$F_v = \frac{W}{F_s} = \frac{V_b(\gamma_c - \gamma_w) + V_s(\gamma - \gamma_w)}{F_s} \quad (21)$$

Donde:

- γ Peso específico del suelo
- γ_w Peso específico del agua
- γ_c Peso específico del concreto
- V_b Volumen del bloque de concreto
- V_s Volumen del suelo por encima del bloque
- W Peso efectivo

F_s Factor de seguridad (mínimo 1,5)

Para compensar los empujes verticales hacia abajo se debe tener en cuenta la capacidad portante última, la cual puede ser calculada con la ecuación (22). Este valor además debe ser reducido teniendo en cuenta el factor de reducción T_r de la **Tabla 2**.

$$Q_b = q_b A_b \quad (22)$$

Donde:

q_b Capacidad portante del suelo a la profundidad de la base del bloque

A_b Área de la base del bloque

Así mismo la capacidad portante del suelo q_b , se puede calcular con las siguientes ecuaciones; Para los suelos no drenados, q_b se calcula con la siguiente ecuación:

$$q_b = 6s_u \quad (23)$$

Donde:

s_u Resistencia al corte no drenado

Para los suelos drenados, se utiliza la siguiente ecuación:

$$q_b = c'N_c + \frac{1}{2}(\gamma - \gamma_w)BN_\gamma + (\gamma - \gamma_w)(N_q - 1)Z_b \quad (24)$$

Donde:

γ Peso específico del suelo

γ_w Peso específico del agua

γ_c Peso específico del concreto

B Ancho mínimo del bloque de anclaje

Z_b Profundidad a la base del bloque de anclaje
 c' Cohesión

N_c, N_γ y N_q se relacionan con el ángulo de fricción de acuerdo con la información presentada en la Tabla 3.

Tabla 3

Valores para los factores de capacidad de carga (NHI Course No.132012 / Soils and Foundations, s/f)

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5,1	1,0	0,0	23	18,1	8,7	8,2
1	5,4	1,1	0,1	24	19,3	9,6	9,4
2	5,6	1,2	0,2	25	20,7	10,7	10,9
3	5,9	1,3	0,2	26	22,3	11,9	12,5
4	6,2	1,4	0,3	27	23,9	13,2	14,5
5	6,5	1,6	0,5	28	25,8	14,7	16,7
6	6,8	1,7	0,6	29	27,9	16,4	19,3
7	7,2	1,9	0,7	30	30,1	18,4	22,4
8	7,5	2,1	0,9	31	32,7	20,6	26,0
9	7,9	2,3	1,0	32	35,5	23,2	30,2
10	8,4	2,5	1,2	33	38,6	26,1	35,2
11	8,8	2,7	1,4	34	42,2	29,4	41,1
12	9,3	3,0	1,7	35	46,1	33,3	48,0
13	9,8	3,3	2,0	36	50,6	37,8	56,3
14	10,4	3,6	2,3	37	55,6	42,9	66,2
15	11,0	3,9	2,7	38	61,4	48,9	78,0
16	11,6	4,3	3,1	39	67,9	56,0	92,3
17	12,3	4,8	3,5	40	75,3	64,2	109,4
18	13,1	5,3	4,1	41	83,9	73,9	130,2
19	13,9	5,8	4,7	42	93,7	85,4	155,6
20	14,8	6,4	5,4	43	105,1	99,0	186,5
21	15,8	7,1	6,2	44	118,4	115,3	224,6
22	16,9	7,8	7,1	45	133,9	134,9	271,8

3.6 Metodología De Diseño O-tek (2014)

Para realizar las comparaciones, se utiliza como base el diseño estructural proporcionado por un ingeniero estructural tercero, para el diseño de bloques de anclaje. Dónde se considera para el diseño la presión estática (flujo normal) de las líneas.

3.6.1 Cargas Desequilibrantes

Para las cargas desequilibrantes se consideran dos tipos de fuerza: *Fuerza por presión interna*, la cual depende de la presión y el área en el punto de análisis, y *Fuerza por el flujo*, la cual depende del caudal transportado (O-tek 2014).

$$F_{PI} = pA \quad (25)$$

$$F_{flujo} = \frac{\gamma_w Q^2}{gA} \quad (26)$$

Donde:

F_{PI} Fuerza por presión interna

F_{flujo} Fuerza por el flujo

3.6.2 Análisis De Estabilidad

Según O-tek (2014), los anclajes se consideran con criterios de estabilidad por deslizamiento y levantamiento. Teniendo en cuenta las presiones de contacto con el suelo deben ser mayores que cero y menores al esfuerzo admisible máximo de compresión.

3.6.3 Presiones De Contacto

Según O-tek (2014), los esfuerzos sobre el estrato de fundación se determinan a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_{i,j} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x Y}{I_x} \pm \frac{M_y X}{I_y} \quad (27)$$

Donde:

$\sigma_{i,j}$ Esfuerzos en el terreno de fundación

P Sumatoria de cargas verticales

A Área de contacto de la base con el terreno

M_x, M_y Momento flector alrededor de los ejes centroidales

X, Y Coordenadas de los puntos proyectados en dirección de la resultante

I_x, I_y Momentos de inercia respecto a los ejes

4 Metodología

La metodología para el trabajo se compone de las siguientes etapas.

4.1 Revisión Del Reporte CIRIA 128

Inicialmente, se realiza una consulta y análisis completo del Reporte CIRIA 128 (Thorley & Atkinson, 1994), esto permitirá entender el procedimiento para el diseño de bloques de anclaje para tuberías en GRP. Una vez se conozca el funcionamiento completo de la metodología de diseño, se plantean algoritmos preliminares que permitan planificar la implementación en Visual Basic for Applications (VBA).

4.2 Investigación De Implementaciones Alternativas

Para la revisión bibliográfica se hace uso de la herramienta American Society of Civil Engineers (ASCE) library, la cual es un repositorio que cuenta con una amplia cantidad de artículos e información relacionada con la ingeniería civil, y donde se alojan los artículos relevantes para el diseño de bloques de anclaje. De esta manera se podrán revisar metodologías alternas al Reporte CIRIA 128 para el diseño de bloques que puedan ser implementados en VBA o en Python. Esto también incluye su respectivo análisis y entendimiento. Finalmente, luego de realizar la revisión se generan prototipos para ser evaluados.

4.3 Revisión De La Documentación De Los Lenguajes De Programación

La lógica de los algoritmos detrás de los lenguajes de programación no cambia mucho entre unos y otros, no obstante, la manera de implementarlos no es exactamente la misma debido a que cada uno maneja convenciones y nombres de funciones diferentes, por ende, es importante documentarse de la funcionalidad y manera de uso correcto de estos. Para VBA, la revisión se realiza directamente desde la documentación oficial de Microsoft, ya que son los autores del lenguaje de programación y de la aplicación Excel, por lo que se tiene información muy completa

y de primera mano. Para Python, debido a su naturaleza de código abierto, la documentación proviene directamente de la página oficial de cada una de las librerías utilizadas.

En el caso de Python, debido a su naturaleza de código abierto, la documentación proviene directamente de la página oficial de cada una de las librerías utilizadas, como se detalla en la Tabla 4.

Tabla 4

Librerías de Python utilizadas (Fuente: Elaboración propia)

Librería	Descripción y uso
NumPy	Librería que permite realizar operaciones matemáticas y matriciales de manera eficiente. Se utiliza para realizar iteraciones de cálculos de manera muy rápida.
Matplotlib	Permite crear gráficas de distintos tipos directamente desde Python, se integra de manera nativa con las matrices generadas por NumPy
Pint	Esta librería le incorpora a Python y a NumPy la capacidad de trabajar con unidades, admite conversión de unidades y comprueba sus dimensiones antes de realizar una operación.

4.4 Implementación Del Algoritmo

Una vez se tengan elaborados los algoritmos, se empieza el proceso de implementación, este consiste en la verificación de los resultados obtenidos, comparándolos con la metodología de predimensionamiento existente en la empresa.

Para las metodologías implementadas en Python se utiliza el intérprete de Python de Google Colab. Algunos ejemplos de las implementaciones de las metodologías revisadas se presentan en la *Figura 8* y en la *Figura 9*:

Figura 8

Código que implementa la función para la metodología simplificada de Shumaker (2011)
(Elaboración propia)

```
def _CalculateAreaWithHeight(self, Height):
    A = np.power(self.DN/2, 2) * np.pi # Area
    t = (self.OD - self.DI)/2 #Thickness
    # Td = ITemp - MinServTemp

    # embedment depth of thrust block to the centroid of the bearing area
    Hc = (self.Z - Height/2)

    # Thrust force

    T = self.CalculateThrustForce(A)

    # Area of the block

    Kp, Ka = self.CalculateKCoefficients()
    Pp, Pa = self.CalculateEarthPressure(Kp, Ka, Hc)

    R = self.CalculateReductionFactor(MAS, Pp)

    FS = 1.5
    Ab = FS * T / (R * Pp - Pa)
    Ab = Ab.to_base_units()

    return (R, T, Ab)
```

Figura 9

Código que implementa la metodología estándar de la ASCE (2011) utilizando iteraciones
(Elaboración propia)

```
def _CalculateAreaWithHeight(self, Height):
    A = np.power(self.DN/2, 2) * np.pi # Area
    t = (self.OD - self.DI)/2 #Thickness

    # embedment depth of thrust block to the centroid of the bearing area
    Hc = (self.Z - Height/2)

    # Thrust force

    T = super(ThrustBlockStandard, self).CalculateThrustForce(A)

    # Area of the block

    Kp, Ka = super(ThrustBlockStandard, self).CalculateKCoefficients()
    Pp, Pa = super(ThrustBlockStandard, self).CalculateEarthPressure(Kp, Ka, Hc)

    Af = 1 * u.m ** 2
    FS = 1.5

    for i in range(100):
        _Af = Af.to(u.m ** 2)
        R = self.CalculateReductionFactor(MAS, Pp, Af)
        Af = FS * T / (R * Pp - Pa)

        Af = Af.to(u.m ** 2)

        print("Iteration: "+str(i)+": R = "+str(R)+", Af = "+str(Af))
        if (np.abs(_Af.magnitude - Af.magnitude) < 0.0001):
            break

    Af = Af.to_base_units()

    return (R, T, Af)
```

4.5 Escritura Del Manual

Una vez se finaliza con las etapas anteriores, se procede con el proceso de escritura del manual de usuario. Este contendrá la base teórica de la metodología seleccionada aplicada, y una guía de uso de la hoja de cálculo.

5 Resultados

5.1 Algoritmo Del Reporte CIRIA 128

Luego de la revisión del Reporte CIRIA 128 (Thorley & Atkinson, 1994), el algoritmo del reporte se implementa en Excel y VBA, el algoritmo lo constituye los siguientes pasos:

1. Ingresar datos de entrada: En este paso el usuario ingresa los datos de entrada en celdas de Excel, los datos incluyen dimensiones del accesorio, parámetros del suelo, condiciones de presión y parámetros del bloque de concreto.
2. Función “*DesignPressure*”: Esta función calcula la presión de diseño del accesorio.
3. Función “*DesignForce*”: Esta función obtiene las fuerzas en todas las componentes y la sumatoria de fuerzas total para todos los tipos de accesorios en GRP.
4. Verificación del Empuje: De acuerdo con el repote, para que esta metodología sea válida, se debe verificar que la fuerza de empuje no supere los 1000 kN.
5. Identificación de la dirección de la fuerza actuante: Dependiendo de las direcciones de las fuerzas actuantes, se calculan los empujes correspondientes, y se realizan los siguientes análisis:
 - a. Si hay fuerzas horizontales se llama la función “*HorizontalGroundResistance*”, que calcula la resistencia última del suelo para empujes horizontales, a continuación, se le aplica el factor de reducción y se verifica que la resistencia última reducida es mayor al empuje horizontal.
 - b. Si hay fuerzas verticales hacia abajo se llama la función “*UpturnGroundResistance*” la cual calcula la capacidad portante del suelo, luego, se le aplica el factor de reducción, finalmente, se verifica que la capacidad portante última del suelo reducida es superior al empuje vertical hacia abajo.
 - c. Si hay fuerzas verticales hacia arriba se llama la función “*DownturnGroundResistance*”, que permite calcular el peso del bloque de anclaje y el suelo que se encuentra por encima de este, seguidamente, se divide por el factor

de seguridad, por último, se verifica que el peso efectivo del bloque de anclaje reducido sobrepase el empuje vertical hacia arriba.

5.2 Revisión Bibliográfica

De la revisión bibliográfica se rescatan los siguientes artículos para implementarlos como metodologías alternas:

5.2.1 An Improved Approach for the Design of Thrust Blocks in Buried Pipelines

Según el Subcommittee on Thrust Blocks and ASCE Task Committee on Thrust Restraint Design of Buried Pipelines (2011), el artículo propone dos métodos para el dimensionamiento de bloques de anclaje para los empujes horizontales generados por los codos, el método simplificado y el método estándar. En estos se plantea el uso de la siguiente fórmula para calcular el área requerida para soportar los empujes:

$$A_f = \frac{F_s F_h - \mu_{cs} W}{(R P_p - P_a)} \quad (28)$$

Donde:

μ_{sc}	Coeficiente de fricción entre el concreto y el suelo (Varía dependiendo del suelo)
W	Peso efectivo del bloque de anclaje
Z	Profundidad del bloque al centroide del bloque
R	Factor de reducción (equivalente a T_r^{-1} para la metodología del Reporte CIRIA)
P_p	Empuje pasivo
P_a	Empuje activo
F_h	Fuerza de empuje horizontal
F_s	Factor de seguridad (mínimo 1,5)
γ	Peso unitario del suelo

Para los empujes pasivos y activos, se consideran las ecuaciones:

$$P_p = k_p \sigma_v' + 2c' \sqrt{K_p} \quad (29)$$

$$P_a = k_a \sigma_v' - 2c' \sqrt{K_a} \quad (30)$$

Donde:

k_p Coeficiente de empuje pasivo

k_a Coeficiente de empuje activo

c' Cohesión

σ_v' Esfuerzo efectivo al punto medio del bloque de anclaje

Donde considera que la fuerza de empuje horizontal se calcula teniendo en cuenta la presión y el momento del fluido, recomendando siempre tenerla en cuenta y no subestimar el aporte del momento al empuje total, la cual se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$F_h = 2A \left(p + \frac{\gamma_f V^2}{g} \right) \sin \left(\frac{\theta}{2} \right) \quad (31)$$

Donde:

A Área del tubo

V Velocidad del flujo

p Presión

γ_f Peso específico del flujo

g Gravedad

θ Ángulo de deflexión del codo

5.2.1.1 Método Simplificado. Considera que el factor de reducción R se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$R = \frac{\delta_{tb-ns} + \delta_{slack}}{\eta h} \quad (32)$$

Donde:

- δ_{tb-ns} Desplazamiento máximo permisible del bloque de anclaje
- δ_{slack} Desplazamiento del bloque que no induce a esfuerzos en los acoples
- η Constante que encapsula las características del suelo
- h Altura del bloque de anclaje

Los valores de η rondan entre 0,02 para suelos densos y 0,06 para suelos sueltos.

Para el desplazamiento δ_{tb-ns} se calcula de la siguiente forma:

$$\delta_{tb-ns} = \frac{S'_{ba} L_r^2}{10ED_o \cos(\theta/2)} \quad (33)$$

$$S'_{ba} = \frac{S}{2} - C_t E T_d \quad (34)$$

Donde:

- S'_{ba} Esfuerzo de deflexión máxima permisible en la tubería
- S Esfuerzo de diseño permisible para el diseño del tubo
- C_t Coeficiente de expansión térmica
- E Módulo de elasticidad de la tubería
- T_d Carga térmica de diseño: Diferencia entre la temperatura de instalación y la más baja posible
- D_o Diámetro externo del tubo
- L_r Longitud del tubo donde la resistencia pasiva del suelo actúa.

5.2.1.2 Método Estándar. Para el método estándar se considera la teoría Logarítmica Espiral para calcular los esfuerzos del suelo. La variación del empuje pasivo del suelo se puede representar por la relación hiperbólica presentada por la siguiente ecuación:

$$P = \frac{y}{\frac{1}{K_{max}} + R_f \frac{y}{P_{ult}}} \quad (35)$$

Donde:

- y Movimiento del bloque de anclaje
- K_{max} Rigidez inicial (Pendiente de la curva esfuerzo – deformación)
- R_f Coeficiente de fallo (Varía entre 0,7 – 0,9)
- P_{ult} Resistencia última pasiva máxima

El valor de K_{max} también puede ser calculado, la metodología para calcularlo se presenta en la ecuación . La resistencia última pasiva máxima se puede calcular de la siguiente manera:

$$P_{ult} = MP_p A_f \quad (36)$$

Dónde:

- M Factor de corrección (Se recomienda usar 1,0)
- P_p Empuje pasivo
- A_f Área frontal del bloque

El coeficiente de reducción finalmente se expresa de la siguiente manera:

$$R = \frac{\delta_{tb-ns} + \delta_{slack}}{\frac{P_{ult}}{K_{max}} + R_f (\delta_{tb-ns} + \delta_{slack})} \quad (37)$$

5.2.2 Update to the Improved Approach for the Design of Thrust Blocks in Buried Pipelines

Shumaker et al. (2017) propone una actualización a la metodología simplificada anterior, para calcular el numerador del factor de reducción R :

$$\delta_{tb-ns} + \delta_{slack} = \frac{\delta_{allow} - L \left[\frac{\nu p D_i}{2tE} + C_t T_d \right]}{\sin(\theta/2) + \frac{D}{2L} \cos(\theta/2)} \quad (38)$$

Donde:

- δ_{allow} Separación axial permisible
- L Longitud de la tubería
- ν Coeficiente de Poisson de la tubería
- t Espesor del tubo
- D_i Diámetro interno

Este acercamiento para obtener el factor de reducción R es mucho más sencillo de calcular, ya que todos los datos se pueden obtener directamente de la información del fabricante de la tubería (O-tek), por lo que se prototipa este algoritmo en Python.

5.2.3 Unified Approach To Thrust Restraint Design

Según Jeyapalan & Rajah (2007), esta metodología se describe cómo la *metodología actual* y tiene en cuenta los siguientes parámetros para calcular el área requerida para los bloques de anclaje de empujes horizontales.

$$A_b = \frac{F_h}{S_{ba}} \quad (39)$$

Donde:

- S_{ba} Capacidad portante de diseño del suelo, se calcula como $S_{ba} = S_b/F_s$

S_b	Capacidad portante del suelo
F_s	Factor de seguridad, se toma como 1,5
F_h	Fuerza de empuje horizontal

La capacidad portante del suelo se puede obtener, de manera preliminar de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 5

Valores sugeridos para la capacidad portante del suelo (Turkopp et al., 2014)

Tipo de suelo	Capacidad portante	
	lb/ft^2	kN/m^2
Arcilla suave	1000	48
Limos	1500	72
Arenas limosas	3000	144
Arena	4000	192
Arena arcillosa	6000	298
Arcilla dura	9000	431

Jeyapalan & Rajah (2007) también tiene en consideración el volumen del bloque de anclaje cuando se contrarrestan los empujes verticales producidos en el accesorio.

$$V_b = \frac{F_s F_v}{\rho_c} \quad (40)$$

Donde:

V_b	Volumen del bloque de concreto
F_s	Factor de seguridad, se toma como 1,5
F_v	Fuerza de empuje vertical

ρ_c Densidad del concreto

5.3 Comparación De Resultados

La comparación de resultados se realiza para comparar las dimensiones de los bloques de anclaje calculados por las distintas metodologías mencionadas anteriormente, para ello, se utilizará como punto de referencia un diseño para un proyecto solicitado por O-tek en el año 2014. En la siguiente tabla se presentan un resumen de las metodologías comparadas:

Tabla 6

Resumen de las metodologías utilizadas

Metodología	Descripción
O-tek (2014)	Es el diseño base del cual se realizan las comparaciones, solicitado por O-tek a un ingeniero estructural en 2014.
Thorley & Atkinson (1994)	Es la metodología del Reporte CIRIA 128 implementada en Excel y Visual basic.
ASCE (2011)	Basada en la metodología estándar de la ASCE.
Shumaker (2017)	Basada en el estudio realizado por Shumaker para mejorar la metodología simplificada de la ASCE.
Jeyapalan & Rajah (2007)	Metodología descrita en el artículo “Unified Approach To Thrust Restraint Design” de este autor.
O-tek (2005)	Metodología de predimensionamiento actual de O-tek y la cual se va a actualizar.

5.3.1 Consideraciones Para Las Comparaciones

Como referencia, se tienen en cuenta las condiciones que se presentan para un proyecto dónde la tubería es suministrada por O-tek. El proyecto se trata de una línea de distrito de riego, la cual tiene una red principal de riego de diámetro nominal de 1600mm y ramales (1, 1A, 2, 2A) de diámetros variables. De los cuales se seleccionan distintos puntos del trazado para los que se construyeron bloques de anclaje, siendo en total 7, 3 casos donde empujes horizontales son aplicados (caso 1, 2 y 3), 2 casos con empujes verticales hacia arriba (caso 4 y 5) y 2 casos con empujes verticales hacia abajo (caso 6 y 7). El proyecto cuenta con un estudio de suelos realizado por JHF Perforaciones. Según JHF Perforaciones (2014), las condiciones de suelo presentadas en los distintos casos se presentan a continuación para los casos de empuje horizontal:

Tabla 7

Descripción del suelo caso 2 y 3 (JHF Perforaciones, 2014)

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN	% RECUBRO	NIVEL FREÁTICO	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
SH	N W CASING SHOE NW	0.00	LIMO ARCILLOSOS ROJIZO, DENSIDAD Y CONSISTENCIA BAJA, HUMEDAD MEDIA A ALTA	50	NO	SH
SPT		0.50		56		2-2-2
SH		1.00	ARCILLA HABANA CON OXIDACIONES ROJIZAS, DENSIDAD Y CONSISTENCIA MEDIA, PLASTICIDAD ALTA	64		SH
SPT		1.50		48		3-5-5
SPT		2.00	ARCILLA LIMOSA, GRIS HABANA ROJIZA, CONSOLIDADA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, HUMEDAD BAJA	50		7-8-12
SPT		2.50		46		8-14-15
SPT		3.00		54		13-15-16
SPT		3.50				

Tabla 8

Descripción del suelo caso 4 (JHF Perforaciones, 2014)

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN	% RECUBRO	NIVEL FREÁTICO	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
SH	N W CASING SHOE NW	0.00	0.05 LIMO ORGANICO	56	NO	SH
		0.50	LIMO ARCILLOSO HABANO, CON OXIDACIONES ROJIZAS, DENSIDAD Y CONSISTENCIA BAJA, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA			
SPT		0.50	ARCILLA LIMOSA, GRIS, HABANA, Y ROJIZA POR OXIDACION, DENSIDAD Y CONSISTENCIA MEDIA, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA.	51		2-2-2
		1.00				
SH		1.00	ARCILLA LIMOSA GRIS, AMARILLA, Y ROJIZA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, PLASTICIDAD MEDIA, HUMEDAD BAJA, CONSOLIDADA.	44		SH
		1.50				
SPT		1.50	ARCILLA LIMOSA GRIS, AMARILLA, Y ROJIZA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, PLASTICIDAD MEDIA, HUMEDAD BAJA, CONSOLIDADA.	36		4-7-8
		2.00				
SPT		2.00	ARCILLA LIMOSA GRIS, AMARILLA, Y ROJIZA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, PLASTICIDAD MEDIA, HUMEDAD BAJA, CONSOLIDADA.	54		4-7-10
		2.50				
SPT		2.50	ARCILLA LIMOSA GRIS, AMARILLA, Y ROJIZA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, PLASTICIDAD MEDIA, HUMEDAD BAJA, CONSOLIDADA.	60		12-16-17
		3.00				
SPT		3.00	ARCILLA LIMOSA GRIS, AMARILLA, Y ROJIZA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, PLASTICIDAD MEDIA, HUMEDAD BAJA, CONSOLIDADA.	50		14-16-19
		3.50				

Tabla 9

Descripción del suelo caso 5 (JHF Perforaciones, 2014)

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN	% RECUBRO	NIVEL FREÁTICO	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
SH	N W CASING SHOE NW	0.00	0.15 MTS LIMO ORGANICO, CARMELITO	76	NO	SH
		0.50				
SPT		0.50	LIMO ARCILLOSO HABANO, CON OXIDACIONES ROJIZAS, DENSIDAD Y CONSISTENCIA BAJA, PLASTICIDAD MEDIA, HUMEDAD MEDIA.	40		2-2-2
		1.00				
SH		1.00				
		1.50	ARCILLA LIMOSA, HABANA Y ROJIZA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD MEDIA.	50		SH
SPT		1.50				
		2.00				
SH		2.00	ARCILLA LIMOSA, HABANA Y ROJIZA POR OXIDACION, CONSOLIDADA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, PLASTICIDAD MEDIA.	72		8-12-13
		2.50				
SPT		2.50		62		12-14-17
		3.00				
SPT	3.00		70	13-15-19		
	3.50					

Tabla 10*Descripción del suelo caso 6 (JHF Perforaciones, 2014)*

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN	% RECUBRO	NIVEL FREÁTICO	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
SH		0	0.15 MTS, LIMO ORGANICO, CONSISTENCIA BAJA.	74	NO	SH
SPT		0.5	ARENA AMARILLA, DE GRANO MEDIO, DENSIDAD Y CONSISTENCIA, BAJA, HUMEDAD MEDIA	54		2-2-2
SH		1	ARENA ARCILLOSA, AMARILLA DENSIDAD Y CONSISTENCIA BAJA, HUMEDAD MEDIA.	48		SH
SPT		1.5		46		2-2-3
SH		2	ARENA ARCILLOSA, AMARILLA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA BAJA, HUMEDAD MEDIA, ARENA DE GRANO FINO A MEDIO.	52		SH
SPT		2.5		56		2-2-2
SPT		3		56		10-12-13
SPT		3.5	ARCILLA GRIS CLARA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, HUMEDAD BAJA.	56		

Tabla 11

Descripción del suelo caso 1 y 7 (JHF Perforaciones, 2014)

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN	% RECOBRO	NIVEL FREÁTICO	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
SH	N W CASING SHOE NW	0.00	LIMO ARENOSO, POCO ARCILLOSO, DENSIDAD Y CONSISTENCIA BAJA, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA.	60	NO	SH
		0.50				
SPT		0.50	LIMO ARENOARCILLOSO HABANO OSCURO, DENSIDAD Y CONSISTENCIA BAJA, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA, ARENA DE GRANO MEDIO A FINO.	50		3-3-4
		1.00				
SH		1.00		48		SH
		1.50				
SPT		1.50		62		3-3-2
		2.00				
SH		2.00	LIMO ARENOSO GRIS OSCURO, DENSIDAD Y CONSISTENCIA BAJA, HUMEDAD ALTA, PLASTICIDAD MEDIA.	56		SH
		2.50				
SPT		2.50		62		2-2-3
		3.00				
SH		3.00		68		SH
		3.50				

La profundidad de la base del bloque para los distintos casos de instalación se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 12*Profundidades de los bloques de anclaje (O-tek, 2014)*

Caso	Profundidad de la base del bloque (m)
Caso 1	3,50
Caso 2	2,10
Caso 3	2,10
Caso 4	3,61
Caso 5	3,97
Caso 6	1,35
Caso 7	2,12

5.3.1.1 Propiedades Del Suelo. Según JHF Perforaciones (2014), las propiedades mecánicas de los suelos presentes cohesivos presentes en los casos se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 13*Propiedades del suelo (JHF Perforaciones, 2014)*

Propiedad	Valor
Peso específico del suelo (kN/m ³)	17
Ángulo de fricción	0
Resistencia al corte Su (kPa)	30

5.3.1.2 Módulo de tangente Inicial. Para la metodología estándar (ASCE), se requieren parámetros del suelo que no se encuentran disponibles en el diseño realizado originalmente. No

obstante, según Duncan y Mokwa (2001) estos datos de módulo de rigidez inicial pueden ser obtenidos a través de la siguiente tabla dependiendo de los valores SPT del suelo:

Tabla 14

Valores de Módulo de tangente inicial (Ei) (Duncan & Mokwa, 2001)

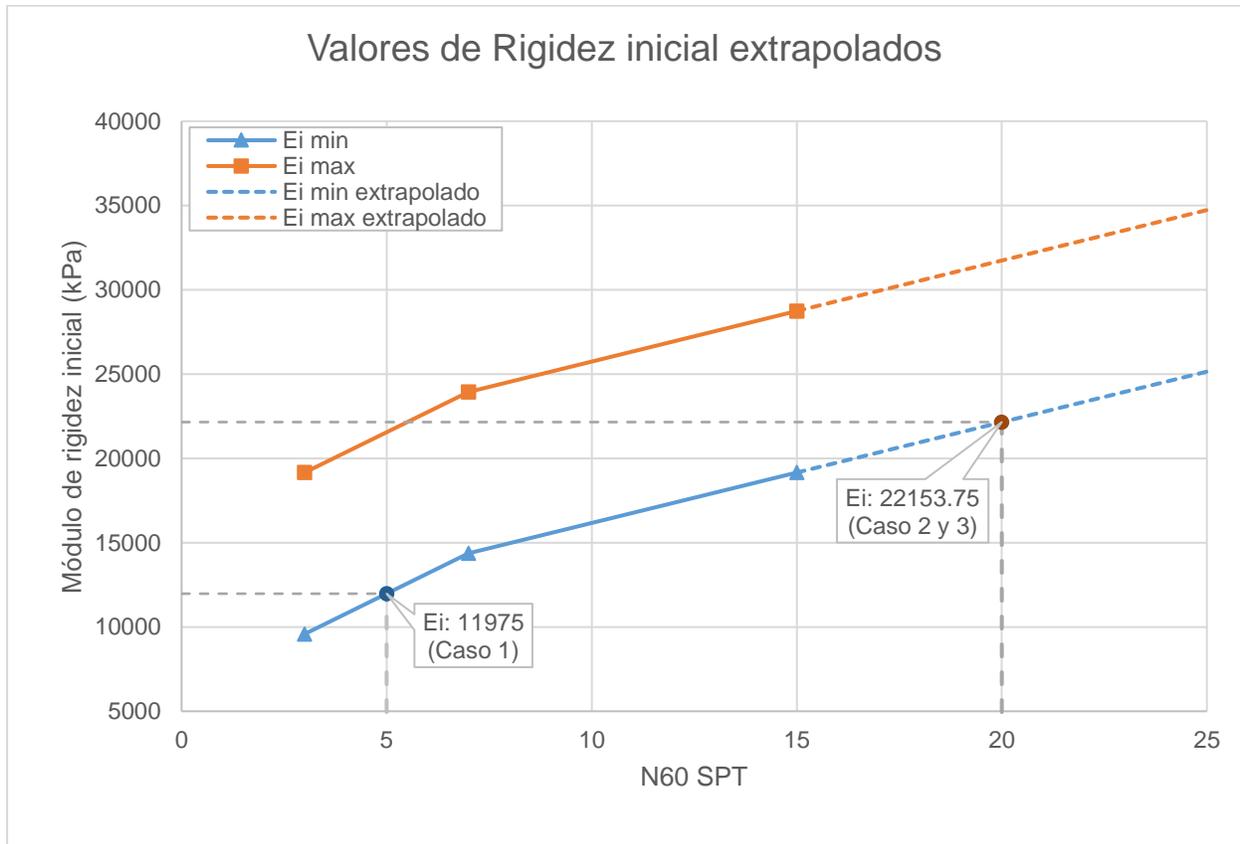
Densidad	Densidad relativa	N60	Cargado normalmente	Compactado
Suelta	40%	3	Ei = 200 – 400 ksf	Ei = 400 – 800 ksf
Medio	60%	7	Ei = 300 – 500 ksf	Ei = 500 – 1000 ksf
Densa	80%	15	Ei = 400 – 600 ksf	Ei = 600 – 1200 ksf

Nota: 1 ksf = 47,9 kPa

Teniendo en cuenta los valores de SPT que se registraron en los estudios de suelos a nivel de la base del bloque de anclaje, se obtiene un valor de N de 5 para el caso 1 y 20 para los casos 2 y 3. De acuerdo con estos valores y realizando las interpolaciones presentadas en la figura 10, se calculan los valores de rigidez inicial para cada caso.

Figura 10

Interpolación de los valores de Ei para los casos 1, 2 y 3 (Fuente: Elaboración propia)



5.3.1.3 Módulo de Poisson del suelo. El valor del módulo de Poisson del suelo es un valor requerido para el cálculo para la metodología de la ASCE, de acuerdo con Duncan & Mokwa, (2001) sugiere que el módulo de Poisson del suelo se puede calcular a partir del ángulo de fricción de la siguiente manera:

$$v = \frac{1 - \sin\phi}{2 - \sin\phi} \quad (41)$$

5.3.2 Comparación De Resultados Para Empujes Horizontales

Para la comparación de resultados para empujes horizontales, se consideran los 3 casos mencionados anteriormente: En el caso 1 se busca comparar casos con fuerzas de empuje muy altas en diámetros grandes; en el caso 3 se comparan las metodologías en casos con empujes horizontales bajos y diámetros más pequeños; el caso 2 presenta el mismo diámetro del caso 2, pero con un codo de un ángulo mayor, lo que abarca cargas de empujes medianas. Los casos de comparación son presentados a continuación:

Tabla 15

Datos iniciales de los casos a analizar

Propiedad	Caso 1	Caso 2	Caso 3
Q (m ³ /s)	6,00	1,15	1,15
DN (mm)	1600	700	700
OD (mm)	1637	719	719
Presión de diseño (mca)	47,22	24,34	24,37
Ángulo de deflexión	47,61	73,42	37,10
Longitud de tubería (m)	2,50	1,50	1,50

Los resultados obtenidos detallados para cada metodología en cada caso se presentan a continuación:

Tabla 16

Resultados obtenidos del caso 1

		Thorley & Atkinson (1994)	ASCE (2011)	Shumaker (2017)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 47,22 m.c.a Ángulo = 47,61°	Diámetro externo = 1637 mm Diámetro interno = 1586 mm Presión diseño = 47,22 m.c.a Ángulo = 47,61° Longitud tubería = 2,5 m Módulo de Young = 10,1 GPa Poisson = 0,2 Caudal = 6 m ³ /s Separación máx. Admisible = 3 cm Esfuerzo permisible S = 26 MPa	Diámetro externo = 1637 mm Diámetro interno = 1586 mm Presión diseño = 47,22 m.c.a Ángulo = 47,61° Longitud tubería = 2,5 m Módulo de Young = 10,1 GPa Poisson = 0,2 Caudal = 6 m ³ /s Separación máx. Admisible = 3 cm
	Instalación	Prof. Base del bloque = 3,5 m Altura del bloque = 3 m Peso unitario concreto = 22kN/m ³	Prof. Base del bloque = 3,5 m Altura del bloque = 3 m	Prof. Base del bloque = 3,5 m Altura del bloque = 3 m
	Suelo	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa N SPT = 2,71	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa η = 0,02 (Suelo fino)
Calculados	Fuerza de diseño = 802,1 kN Fuerza equilibrante reducida = 807 kN Largo del bloque = 8,5 m	Ei = 86499.19 kPa Fuerza de diseño = 766 kN Factor de reducción = 0,63 Largo del bloque = 4,54 m	Fuerza de diseño = 766 kN Factor de reducción = 0,59 Largo del bloque = 4,7 m	
Resultados	Área requerida = 25,5 m²	Área requerida = 13,62 m²	Área requerida = 14 m²	

Continuación Tabla 16

		Jeyapalan & Rajah (2007)	O-tek (2005)	Diseño original - O-tek (2014)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro interno = 1586 mm Presión diseño = 47,22 m.c.a Ángulo = 47,61° Caudal = 6 m ³ /s	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 47,22 m.c.a Ángulo = 47,61°	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 47,22 m.c.a Ángulo = 47,61° Caudal = 6 m ³ /s
	Instalación	Altura del bloque = 3 m	Factor de seguridad = 1,5	Prof. Base del bloque = 3,5 m Peso unitario concreto = 22kN/m ³
	Suelo	Capacidad portante del suelo = 48 kPa	Capacidad portante del suelo = 48 kPa Fricción suelo - concreto = 0,5	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3
Calculados	Fuerza de diseño = 766 kN Largo del bloque = 8 m	Fuerza de diseño = 786,8 kN Altura bloque = 2,4 m Largo del bloque = 7,6 m	Fuerza de diseño = 766,3 kN Fuerza equilibrante reducida = 769,4 kN Altura del bloque = 3 m Largo del bloque = 7,2 m	
Resultados	Área requerida = 23,9 m²	Área requerida = 17 m²	Área requerida = 21,7 m²	

Tabla 17

Resultados obtenidos del caso 2

		Thorley & Atkinson (1994)	ASCE (2011)	Shumaker (2017)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro externo = 719 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo = 73,42°	Diámetro externo = 719 mm Diámetro interno = 695,2 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo = 73,42° Longitud tubería = 1,5 m Módulo de Young = 10,1 GPa Poisson = 0,2 Caudal = 1,15 m ³ /s Separación Máx. Admisible = 3 cm Esfuerzo permisible S = 26 MPa	Diámetro externo = 719 mm Diámetro interno = 695,2 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo = 73,42° Longitud tubería = 1,5 m Módulo de Young = 10,1 GPa Poisson = 0,2 Caudal = 1,15 m ³ /s Separación Máx. Admisible = 3 cm
	Instalación	Prof. Base del bloque = 2,1 m Altura del bloque = 1,4 m Peso unitario concreto = 22kN/m ³	Prof. Base del bloque = 2,1 m Altura del bloque = 1,5 m	Prof. Base del bloque = 2,1 m Altura del bloque = 1,5 m
	Suelo	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa N SPT = 3,44	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa η = 0,02 (Suelo fino)
Calculados	Fuerza de diseño = 118,1 kN Fuerza equilibrante reducida = 120,6 kN Largo del bloque = 2,7 m	Ei = 22153,8 kPa Fuerza de diseño = 113,9 kN Factor de reducción = 1 Largo del bloque = 0,94 m	Fuerza de diseño = 113,9 kN Factor de reducción = 0,89 Largo del bloque = 1 m	
Resultados	Área requerida = 4 m²	Área requerida = 1,42 m²	Área requerida = 1,5 m²	

Continuación Tabla 17

		Jeyapalan & Rajah (2007)	O-tek (2005)	Diseño original - O-tek (2014)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro interno = 695,2 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo = 73,42° Caudal = 1,15 m ³ /s	Diámetro externo = 719 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo = 73,42°	Diámetro externo = 719 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo = 73,42° Caudal = 1,15 m ³ /s
	Instalación	Altura del bloque = 1,4 m	Factor de seguridad = 1,5	Prof. Base del bloque = 2,1 m Peso unitario concreto = 22kN/m ³
	Suelo	Capacidad portante del suelo = 48 kPa	Capacidad portante del suelo = 48 kPa Fricción suelo - concreto = 0,5	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3
Calculados	Fuerza de diseño = 113,9 kN Largo del bloque = 2,4 m	Fuerza de diseño = 111,1 kN Altura bloque = 1 m Largo del bloque = 3 m	Fuerza de diseño = 114 kN Fuerza equilibrante reducida = 164,47 kN Altura del bloque = 1,6 m Largo del bloque = 3,1 m	
Resultados	Área requerida = 3,6 m²	Área requerida = 3 m²	Área requerida = 5 m²	

Tabla 18

Resultados obtenidos del caso 3

		Thorley & Atkinson (1994)	ASCE (2011)	Shumaker (2017)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro externo = 719 mm Presión diseño = 24,37 m.c.a Ángulo = 37,1°	Diámetro externo = 719 mm Diámetro interno = 695,2 mm Presión diseño = 24,37 m.c.a Ángulo = 37,1° Longitud tubería = 1,5 m Módulo de Young = 10,1 GPa Poisson = 0,2 Caudal = 1,15 m ³ /s Separación Máx. Admisible = 3 cm Esfuerzo permisible S = 26 MPa	Diámetro externo = 719 mm Diámetro interno = 695,2 mm Presión diseño = 24,37 m.c.a Ángulo = 37,1° Longitud tubería = 1,5 m Módulo de Young = 10,1 GPa Poisson = 0,2 Caudal = 1,15 m ³ /s Separación Máx. Admisible = 3 cm
	Instalación	Prof. Base del bloque = 2,1 m Altura del bloque = 1,4 m Peso unitario concreto = 22kN/m ³	Prof. Base del bloque = 2,1 m Altura del bloque = 1,5 m	Prof. Base del bloque = 2,1 m Altura del bloque = 1,5 m
	Suelo	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa N SPT = 3,44	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa η = 0,02 (Suelo fino)
Calculados	Fuerza de diseño = 79,9 kN Fuerza equilibrante reducida = 80,84 kN Largo del bloque = 1,9 m	Ei = 22153,8 kPa Fuerza de diseño = 60,7 kN Factor de reducción = 1 Largo del bloque = 0,5 m	Fuerza de diseño = 60,7 kN Factor de reducción = 1 Largo del bloque = 0,5 m	
Resultados	Área requerida = 2,6 m²	Área requerida = 0,75 m²	Área requerida = 0,75 m²	

Continuación Tabla 18

		Jeyapalan & Rajah (2007)	O-tek (2005)	Diseño original - O-tek (2014)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro interno = 695,2 mm Presión diseño = 24,37 m.c.a Ángulo = 37,1° Caudal = 1,15 m ³ /s	Diámetro externo = 719 mm Presión diseño = 24,37 m.c.a Ángulo = 37,1°	Diámetro externo = 719 mm Presión diseño = 24,37 m.c.a Ángulo = 37,1° Caudal = 1,15 m ³ /s
	Instalación	Altura del bloque = 1,4 m	Factor de seguridad = 1,5	Prof. Base del bloque = 2,1 m Peso unitario concreto = 22kN/m ³
	Suelo	Capacidad portante del suelo = 48 kPa	Capacidad portante del suelo = 48 kPa Fricción suelo - concreto = 0,5	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3
Calculados	Fuerza de diseño = 60,7 kN Largo del bloque = 1,4 m	Fuerza de diseño = 61,8 kN Altura bloque = 1,3 m Largo del bloque = 1,1 m	Fuerza de diseño = 60,7 kN Fuerza equilibrante reducida = 93,62 kN Altura del bloque = 1,6 m Largo del bloque = 2 m	
Resultados	Área requerida = 1,9 m²	Área requerida = 1,4 m²	Área requerida = 3,2 m²	

Teniendo en cuenta los cálculos obtenidos de las áreas requeridas para cada metodología, es posible comparar porcentualmente la diferencia entre el área calculada con la del diseño de Thorley & Atkinson (1994):

Tabla 19

Comparación porcentual de las áreas requeridas (Fuente: Elaboración propia)

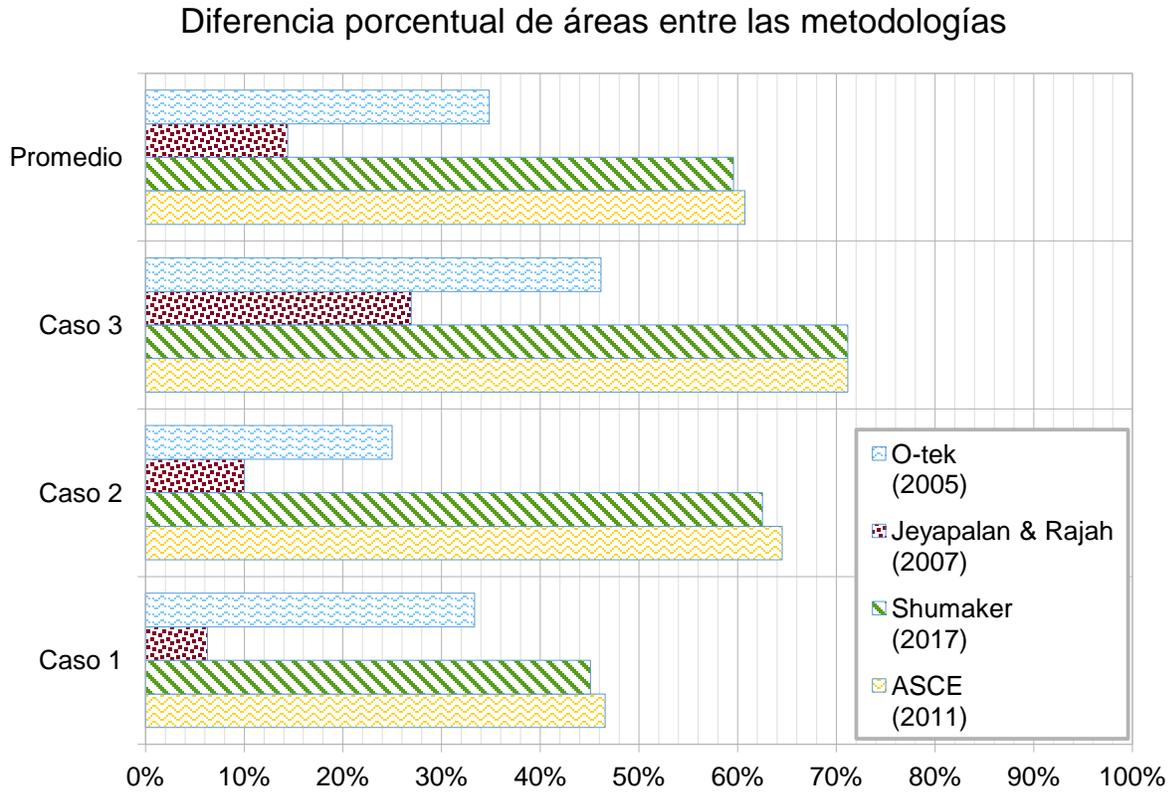
Caso	ASCE (2011)	Shumaker (2017)	Jeyapalan & Rajah (2007)	O-tek (2005)
Caso 1	46.6%	45.1%	6.3%	33.3%
Caso 2	64.5%	62.5%	10.0%	25.0%
Caso 3	71.2%	71.2%	26.9%	46.2%
Promedio	60.7%	59.6%	14,4%	34,8%
Desviación estándar	0.104	0.108	0.090	0.087

La tabla anterior muestra el porcentaje de reducción del área requerida para el bloque de anclaje. También se presenta la desviación estándar entre los distintos casos presentados.

De manera gráfica, la comparación de los resultados presentados en la Tabla 19, se representan en la Figura 11:

Figura 11

Comparación de la diferencia porcentual de áreas requeridas entre las metodologías (Fuente: Elaboración propia)



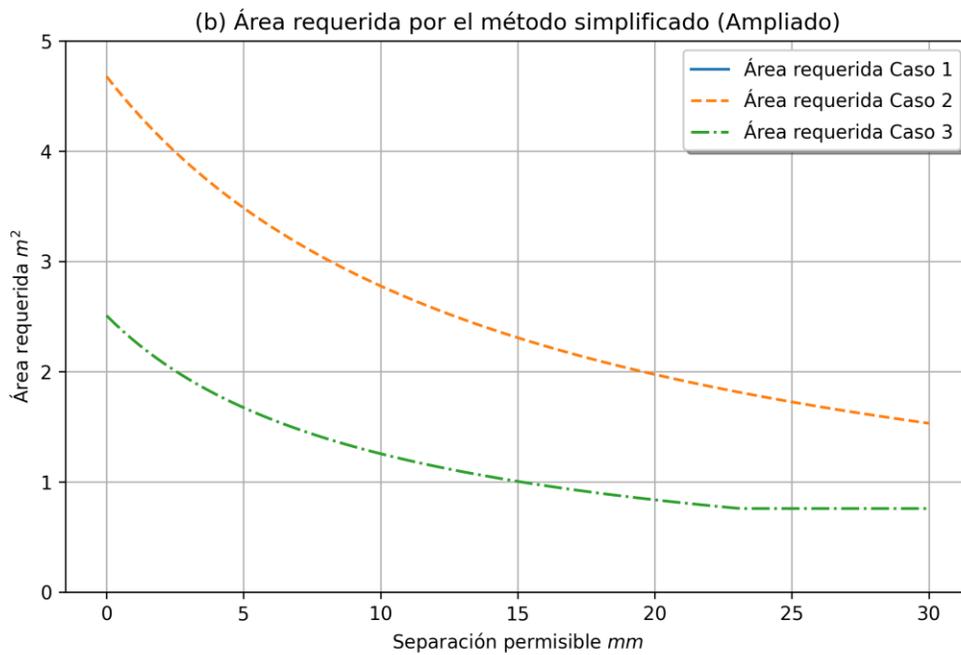
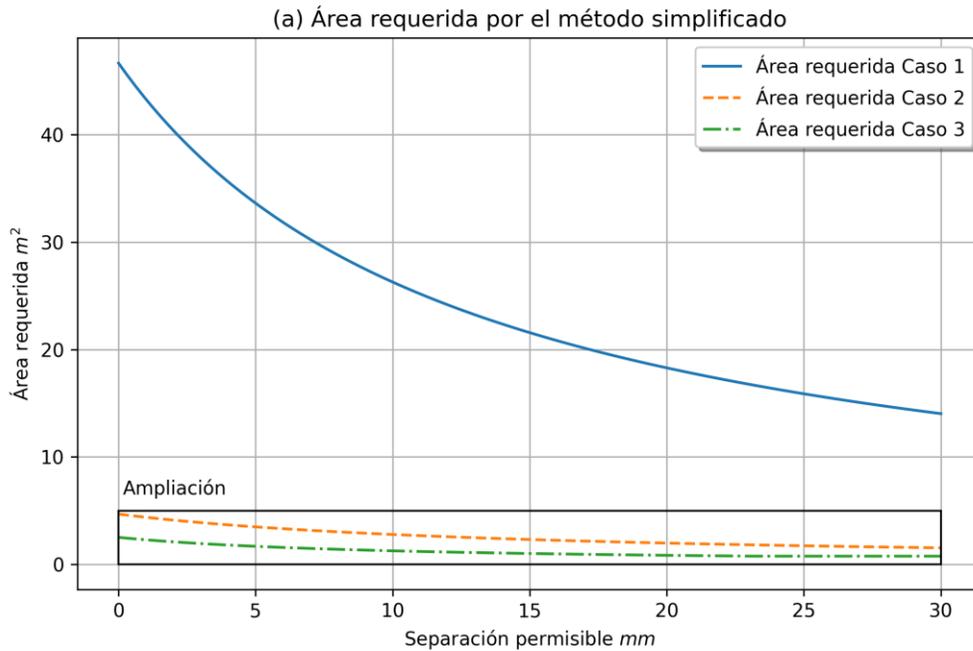
Cabe destacar que el valor asignado a la separación axial máxima de la tubería en los acoples tiene un impacto significativo en el área requerida calculada mediante el método simplificado. Esta relación se ilustra de manera clara en la gráfica que se presenta a continuación.

Figura 12

Área requerida contra separación axial permisible (Fuente: Elaboración propia)

(a) Área requerida para todos los casos

(b) Ampliación de los casos 2 y 3



5.3.3 Comparación De Resultados Para Empujes Verticales

Para la comparativa de los empujes verticales, se utilizaron las metodologías que permiten realizar cálculos para dimensionar bloques que generen empujes verticales. Se seleccionaron 4 casos para realizar las comparativas: 2 casos con empuje vertical hacia arriba (caso 4 y 5), y dos casos con empuje vertical hacia abajo (caso 6 y 7). Los casos 4 y 6 presentan cargas de empuje menores a los casos 5 y 7. El tipo de suelo es igual al tipo de suelo utilizado anteriormente. A continuación, se describen los datos iniciales de los casos:

Tabla 20

Resumen de los casos para empujes verticales (Fuente: Elaboración propia)

Propiedad	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7
Q (m ³ /s)	6	6	1.5	6
DN (mm)	1600	1600	800	1600
OD (mm)	1637	1637	821	1637
Presión de diseño (mca)	24.34	20.12	30.94	39.4
Dirección del empuje	Arriba	Arriba	Abajo	Abajo
Ángulo de deflexión	11.24	17.64	27.49	18.55

Los resultados obtenidos se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 21

Resultados obtenidos del caso 4

		Thorley & Atkinson (1994)	Jeyapalan & Rajah (2007)	O-tek (2005)	Diseño original - O-tek (2014)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo aguas arriba = -10,64° Ángulo aguas abajo = 0,6° Ángulo = 11,24°	Diámetro interno = 1586 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo aguas arriba = -10,64° Ángulo aguas abajo = 0,6° Ángulo = 11,24° Caudal = 6 m3/s	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo aguas arriba = -10,64° Ángulo aguas abajo = 0,6° Ángulo = 11,24°	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 24,34 m.c.a Ángulo aguas arriba = -10,64° Ángulo aguas abajo = 0,6° Ángulo = 11,24° Caudal = 6 m3/s
	Instalación	Prof. Base del bloque = 3,61 m Altura del bloque = 2,1 m Peso unitario concreto = 22kN/m3		Factor de seguridad = 1,5	Prof. Base del bloque = 3,61 m Peso unitario concreto = 22kN/m3
	Suelo	Peso unitario suelo = 17kN/m3 Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3	Capacidad portante del suelo = 48 kPa	Capacidad portante del suelo = 48 kPa Fricción suelo - concreto = 0,5	Peso unitario suelo = 17kN/m3 Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3
Calcula- dos	Fuerza de diseño = 100,3 kN Fuerza equilibrante reducida = 111,6 kN Largo del bloque = 1,6 m	Fuerza de diseño = 97,5 kN	Fuerza de diseño = 93,7 kN Fuerza equilibrante reducida = 140,3 kN Altura del bloque = 1,8 m Largo del bloque = 1,3 m	Fuerza de diseño = 95,5 kN Fuerza equilibrante reducida = 281,8 kN Altura del bloque = 3,1 m Largo del bloque = 1,3 m	
Resulta- dos	Volumen requerido = 3,7 m3	Volumen requerido = 6,6 m3	Volumen requerido = 3,6 m3	Volumen requerido = 11,4 m3	

Tabla 22

Resultados obtenidos del caso 5

		Thorley & Atkinson (1994)	Jeyapalan & Rajah (2007)	O-tek (2005)	Diseño original - O-tek (2014)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 20,12 m.c.a Ángulo aguas arriba = 0,52° Ángulo aguas abajo = 18,16° Ángulo = 17,64°	Diámetro interno = 1586 mm Presión diseño = 20,12 m.c.a Ángulo aguas arriba = 0,52° Ángulo aguas abajo = 18,16° Ángulo = 17,64° Caudal = 6 m ³ /s	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 20,12 m.c.a Ángulo aguas arriba = 0,52° Ángulo aguas abajo = 18,16° Ángulo = 17,64°	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 20,12 m.c.a Ángulo aguas arriba = 0,52° Ángulo aguas abajo = 18,16° Ángulo = 17,64° Caudal = 6 m ³ /s
	Instalación	Prof. Base del bloque = 3,61 m Altura del bloque = 3 m Peso unitario concreto = 22kN/m ³		Factor de seguridad = 1,5	Prof. Base del bloque = 3,61 m Peso unitario concreto = 22kN/m ³
	Suelo	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3	Capacidad portante del suelo = 48 kPa	Capacidad portante del suelo = 48 kPa Fricción suelo - concreto = 0,5	Peso unitario suelo = 17kN/m ³ Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3
Calcula- dos	Fuerza de diseño = 135,8 kN Fuerza equilibrante reducida = 152,1 kN Largo del bloque = 1,6 m	Fuerza de diseño = 134,6 kN	Fuerza de diseño = 127,3 kN Fuerza equilibrante reducida = 190,74 kN Altura del bloque = 2,8 m Largo del bloque = 1,5 m	Fuerza de diseño = 127,9 kN Fuerza equilibrante reducida = 653,8 kN Altura del bloque = 3,5 m Largo del bloque = 2,8 m	
Resulta- dos	Volumen requerido = 8,4 m ³	Volumen requerido = 9,2 m ³	Volumen requerido = 8,7 m ³	Volumen requerido = 26,6 m ³	

Tabla 23

Resultados obtenidos del caso 6

		Thorley & Atkinson (1994)	Jeyapalan & Rajah (2007)	O-tek (2005)	Diseño original - O-tek (2014)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro externo = 821 mm Presión diseño = 30,94 m.c.a Ángulo aguas arriba = 13,04° Ángulo aguas abajo = -14,45° Ángulo = -27,49°	Diámetro interno = 810 mm Presión diseño = 30,94 m.c.a Ángulo aguas arriba = 13,04° Ángulo aguas abajo = -14,45° Ángulo = -27,49° Caudal = 1,5 m3/s	Diámetro externo = 821 mm Presión diseño = 30,94 m.c.a Ángulo aguas arriba = 13,04° Ángulo aguas abajo = -14,45° Ángulo = -27,49°	Diámetro externo = 821 mm Presión diseño = 30,94 m.c.a Ángulo aguas arriba = 13,04° Ángulo aguas abajo = -14,45° Ángulo = -27,49° Caudal = 1,5 m3/s
	Instalación	Prof. Base del bloque = 1,35 m Altura del bloque = 1,3 m Peso unitario concreto = 22kN/m3		Factor de seguridad = 1,5	Prof. Base del bloque = 1,35 m Peso unitario concreto = 22kN/m3
	Suelo	Peso unitario suelo = 17kN/m3 Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3	Capacidad portante del suelo = 48 kPa	Capacidad portante del suelo = 48 kPa Fricción suelo - concreto = 0,5	Peso unitario suelo = 17kN/m3 Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3
Calculados	Fuerza de diseño = 77,8 kN Fuerza equilibrante reducida = 123,2 kN Largo del bloque = 1,6 m	Fuerza de diseño = 74,6 kN	Fuerza de diseño = 71,3 kN Altura del bloque = 1,8 m Largo del bloque = 1,2 m	Fuerza de diseño = 76,1 kN Fuerza equilibrante reducida = 148,3 kN Altura del bloque = 0,9 m Largo del bloque = 1,7 m	
Resultados	Área requerida = 1,8 m2	Área requerida = 5,1 m2	Área requerida = 3,3 m2	Área requerida = 3 m2	

Tabla 24

Resultados obtenidos del caso 7

		Thorley & Atkinson (1994)	Jeyapalan & Rajah (2007)	O-tek (2005)	Diseño original - O-tek (2014)
Datos de entrada	Tubería	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 39,4 m.c.a Ángulo aguas arriba = 10,49° Ángulo aguas abajo = -8,06° Ángulo = -18,55°	Diámetro interno = 1586 mm Presión diseño = 39,4 m.c.a Ángulo aguas arriba = 10,49° Ángulo aguas abajo = -8,06° Ángulo = -18,55° Caudal = 6 m3/s	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 39,4 m.c.a Ángulo aguas arriba = 10,49° Ángulo aguas abajo = -8,06° Ángulo = -18,55°	Diámetro externo = 1637 mm Presión diseño = 39,4 m.c.a Ángulo aguas arriba = 10,49° Ángulo aguas abajo = -8,06° Ángulo = -18,55° Caudal = 6 m3/s
	Instalación	Prof. Base del bloque = 2,12 m Altura del bloque = 1,3 m Peso unitario concreto = 22kN/m3		Factor de seguridad = 1,5	Prof. Base del bloque = 2,12 m Peso unitario concreto = 22kN/m3
	Suelo	Peso unitario suelo = 17kN/m3 Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3	Capacidad portante del suelo = 48 kPa	Capacidad portante del suelo = 48 kPa Fricción suelo - concreto = 0,5	Peso unitario suelo = 17kN/m3 Resistencia al corte Su = 30 kPa Factor de reducción Tr = 3
Calcula- dos	Fuerza de diseño = 267,2 kN Fuerza equilibrante reducida = 315 kN Largo del bloque = 1,6 m	Fuerza de diseño = 256,2 kN	Fuerza de diseño = 250,4 kN Altura del bloque = 2,8 m Largo del bloque = 3,7 m	Fuerza de diseño = 261,2 kN Fuerza equilibrante reducida = 566,1 kN Altura del bloque = 1,6 m Largo del bloque = 2,2 m	
Resulta- dos	Volumen requerido = 5,8 m3	Volumen requerido = 17,5 m3	Volumen requerido = 21,3 m3	Volumen requerido = 12,2 m3	

De igual manera, se puede calcular la diferencia porcentual del volumen calculado de las diferentes metodologías comparado con el volumen calculado para el diseño original, la cual se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 25

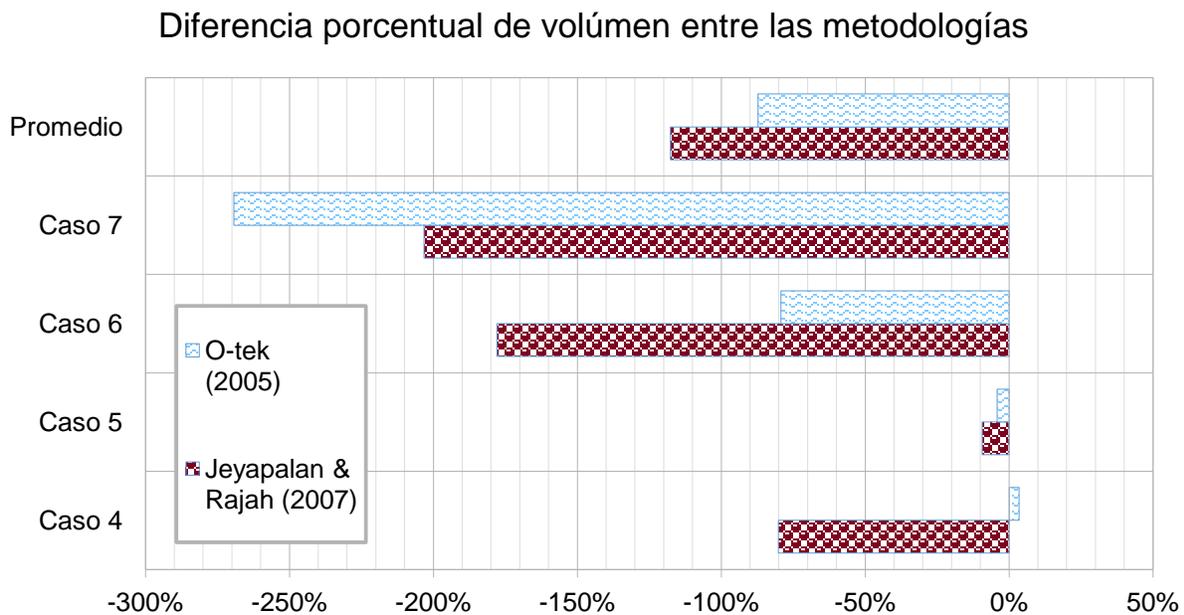
Comparación porcentual de los volúmenes calculados (Fuente: Elaboración propia)

Caso	Jeyapalan & Rajah (2007)	O-tek (2005)
Caso 4	-80,14%	3,52%
Caso 5	-9,35%	-4,17%
Caso 6	-177,92%	-79,23%
Caso 7	-203,23%	-269,27%
Promedio	-117,66%	-87,29%
Desviación estándar	0,78	1,10

Los datos presentados anteriormente se presentan de manera gráfica en la **Figura 13** presentada a continuación:

Figura 13

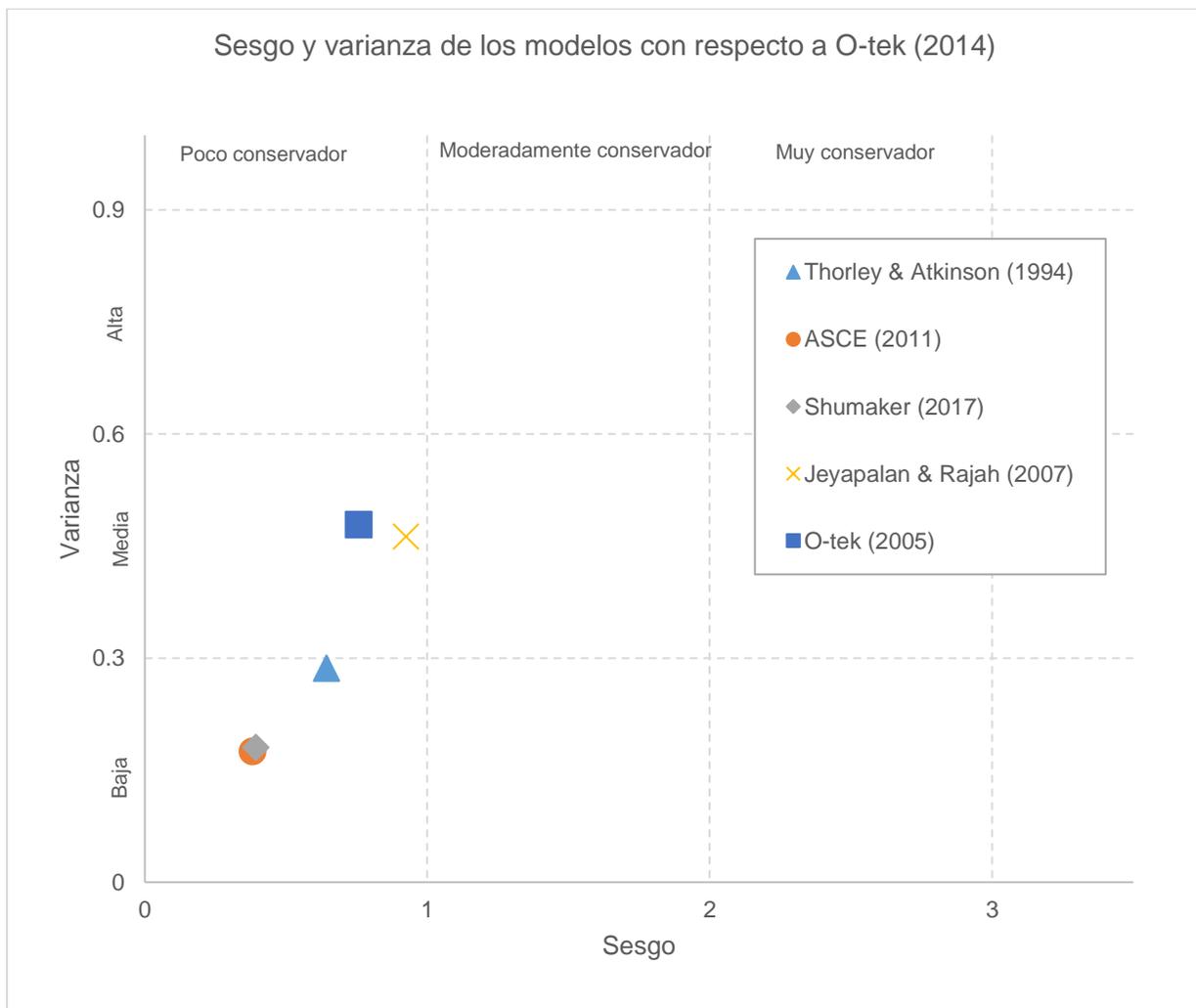
Comparación de la diferencia porcentual de volúmenes entre las metodologías (Fuente: Elaboración propia)



Como visión general, y al comparar los modelos evaluados con respecto a O-tek (2014), se pueden agrupar las metodologías en grupos de acuerdo con su sesgo y varianza. Es decir, en función de cuán conservadoras son (sobredimensiona o no los bloques de anclaje) y cuán variables son los resultados de un mismo modelo. La Figura 13 ilustra esta clasificación, donde se evidencia que los métodos de Thorley & Atkinson (1994), ASCE (2011) y Shumaker (2017) se ubican en la categoría de bajo sesgo y varianza baja, mientras que Jeypalan & Rajah (2007) se clasifica como poco conservadora con varianza media.

Figura 14

Gráfica de Sesgo vs Varianza de las metodologías (Fuente: Elaboración propia a partir de la gráfica de Ching & Schweckendiek (2021))



6 Discusión

El diseño de bloques de anclaje en tuberías de Glass Reinforced Plastic (GRP) es un tema crucial en la ingeniería civil debido a los retos que implica asegurar la estabilidad y la seguridad de las estructuras bajo condiciones variables de carga. Las metodologías empleadas para el cálculo de las dimensiones de estos bloques deben equilibrar la precisión, la seguridad y la eficiencia económica, teniendo en cuentas las características del material y las condiciones del terreno. En este, sentido el presente análisis busca comparar varias metodologías de diseño, evaluando su desempeño en términos de seguridad, eficiencia y consistencia de los resultados.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que los valores calculados de área mediante las diferentes metodologías tienden a ser inferiores a los del diseño original de O-tek (2014). Esta discrepancia se debe principalmente al alto factor de seguridad implementado en la metodología O-tek, que genera una fuerza resistente del bloque mucho mayor que la fuerza de empuje, incluso tras la reducción por un factor de seguridad. Esto resulta en la aplicación de dos factores de reducción, aumentando las dimensiones calculadas de los bloques.

En comparación con el método de Thorley & Atkinson (1994), las metodologías de Shumaker (2017) y ASCE (2011) presentan una reducción promedio de las áreas requeridas del 59,6% y 60,7% respectivamente. Estas diferencias son consistentes, como lo reflejan las bajas desviaciones estándar (0,104 y 0,108 para la ASCE y Shumaker respectivamente). Ambas metodologías son eficientes en cuanto a ahorro de materiales, lo que no solo reduce los costos de los bloques de anclaje, sino que también contribuye a una menor huella ambiental. Sin embargo, estas metodologías son limitadas a bloques con empujes horizontales, lo que puede restringir su aplicabilidad en ciertos contextos de diseño.

Por otro lado, la metodología de Jeyapalan & Rajah (2007), aunque sencilla y basada en pocos parámetros, produce bloques sobredimensionados y con menor eficiencia. Esta metodología asume que el área requerida se obtiene dividiendo el empuje por la resistencia del suelo, lo que no toma en cuenta otros factores relevantes, según Scarino (2008), Jeyapalan y Rajah no tienen en cuenta que los manuales de diseño M26, M41 y M45 (Siendo el M45 el manual enfocado en GRP) tabulan de manera diferente los esfuerzos resistentes del suelo y aplican factores de seguridad de manera diferente. Scarino (2008) sugiere el cálculo de bloques para empujes horizontales a partir

de la resistencia pasiva del suelo, tal y como se evidencia en las otras metodologías. Como resultado, se generan bloques menos económicos y con un mayor impacto ambiental, especialmente cuando diseñan bloques para mujeres verticales, donde los sobredimensionamientos alcanzan un 117% en promedio.

La metodología de O-tek (2005), enfocada en el predimensionamiento, genera bloques sobredimensionados y presenta alta variabilidad en los resultados, especialmente para empujes verticales, con una desviación estándar de 1,1. La falta de una base teórica sólida y la inconsistencia en los resultados evidencian la necesidad de actualizar este enfoque para mejorar su desempeño y fiabilidad.

Las comparaciones entre los métodos revelan que los enfoques más detallados, como el de Thorley & Atkinson (1994), logran un buen equilibrio entre seguridad, economía y consistencia, ya que requieren más parámetros, pero ofrecen un diseño más eficiente y seguro. Sin embargo, el uso de estas metodologías exige un mayor esfuerzo en estudios de suelos, lo que podría contrarrestar los beneficios económicos obtenidos por las menores dimensiones de los bloques.

En cambio, las metodologías simplificadas como las de Jeyapalan & Rajah (2007) y O-tek (2005), aunque son más fáciles de aplicar, generan bloques sobredimensionados, lo que no solo aumenta el costo de materiales, sino que también tiene un impacto negativo en la sostenibilidad. Estas metodologías carecen de la base teórica necesaria para un diseño óptimo y, por tanto, no son recomendables.

En conclusión, la metodología de Thorley & Atkinson (1994) es la más recomendable, ya que presenta una base teórica sólida, consistencia en los resultados y un balance adecuado entre la seguridad y economía. Las metodologías de Shumaker (2017) y ASCE (2011) también son viables, pero su aplicabilidad se limita a bloques con empujes horizontales y requieren un estudio de suelos más detallado. Las metodologías simplificadas, como las de Jeyapalan & Rajah (2007) y O-tek (2005), deben evitarse debido a la baja precisión y la alta variabilidad en los resultados, lo que compromete la eficiencia y sostenibilidad del diseño.

7 Conclusiones

Las metodologías evaluadas muestran que es posible obtener dimensiones más pequeñas y económicas para los bloques de anclaje en comparación con las propuestas por O-tek (2014) y Thorley Atkinson (1994), especialmente las metodologías de ASCE (2011) y la metodología de Shumaker (2017). Estos enfoques incorporan más parámetros en sus análisis, lo que permite una descripción más precisa de las condiciones del suelo y la tubería, resultando en diseños más eficientes. Es relevante señalar que, aunque ambos enfoques presentan resultados igualmente eficientes, su aplicabilidad se limita a situaciones con empujes horizontales.

En cuanto a la metodología O-tek (2005), se ha comprobado que se carece de una base teórica sólida para el dimensionamiento de los bloques de anclaje. Los resultados obtenidos con esta metodología muestran tanto sobrediseños para bloques con empujes verticales como subdiseños para empujes horizontales. A pesar de que el factor de seguridad es de 1.5, los bloques diseñados para empujes horizontales están subdimensionados en un 33% en comparación con el método de Thorley & Atkinson (1994), lo que indica que el factor de seguridad efectivo es de 1.16. Esta falta de consistencia y respaldo teórico hace que no sea recomendable el uso de la metodología de O-tek (2005).

La metodología de Jeyapalan & Rajah (2007), por su parte, presenta limitaciones teóricas como las señaladas por Scarino (2008), debido a su excesiva simplificación, lo que genera bloques de anclaje más costosos e ineficientes.

Por lo tanto, es recomendable adoptar metodologías equilibradas en cuanto a dimensionamiento, sostenibilidad y economía. En este sentido, la metodología de Thorley & Atkinson (1994) es la que mejor combina estas características. Aunque existen enfoques más eficientes y con bases teóricas más robustas, como los de ASCE (2011) y Shumaker (2017), los estudios de suelos más detallados que requieren estas metodologías no presentan diferencias económicas significativas respecto a las alternativas más sencillas, lo que hace que la metodología de Thorley & Atkinson (1994) sea una opción viable, práctica y económica.

8 Limitaciones

Con el fin de mejorar las precisiones entre las comparaciones realizadas de los métodos de equilibrio limite, es necesario mejorar la calidad y cantidad de información sobre los parámetros geotécnicos de los casos de estudio. Aunque la información disponible en el informe de los suelos fue limitada, los análisis realizados permitieron actualizar la hoja de cálculos de la metodología de predimensionamiento existente en O-tek. Además, las metodologías alternativas discutidas a lo largo del informe se implementaron y quedaron disponibles para futuras comparaciones, en caso de que la empresa decida profundizar más en este tema, garantizando así una base sólida para cualquier ajuste adicional que pudiera requerirse.

Referencias

- Ching, J., & Schweckendiek, T. (Eds.) (2021). State-of-the-art review of inherent variability and uncertainty in geotechnical properties and models. ISSMGE Technical Committee 304. http://140.112.12.21/issmge/2021/SOA_Review_on_geotechnical_property_variability_and_model_uncertainty.pdf
- Duncan, J. M., & Mokwa, R. L. (2001). Passive Earth Pressures: Theories and Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(3), 248–257. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:3\(248\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:3(248))
- Groundwater level terminology | British Geological Survey (BGS)*. (2024). Recuperado el 14 de agosto de 2024, de <https://www2.bgs.ac.uk/groundwater/datainfo/levels/terminology.html>
- Gutiérrez García, R. (2005, July). Evaluación de Cotas Estrictas para el Análisis en Estado Límite de Geomateriales mediante Programación Cónica de Segundo Orden (Tesina). UPC, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Departament de Matemàtica Aplicada III. Retrieved from <http://hdl.handle.net/2099.1/3381>
- Jeyapalan, J. K., & Rajah, S. K. (2007). Unified Approach to Thrust Restraint Design. *Journal of Transportation Engineering*, 133(1), 57–61. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2007\)133:1\(57\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2007)133:1(57))
- Nayyar, M. L. (Ed.). (2000). *Piping handbook* (7th ed). McGraw-Hill.
- NHI Course No.132012 / Soils and Foundations*. (s/f).
- Punmia, B. C., Jain, A. K., Jain, A. K., Jain, A. K., & Jain, A. K. (2007). *Limit State Design of Reinforced Concrete*. Firewall Media.
- Serway, R. A., & Jewett, J. W. (2006). *Physics for scientists and engineers* (7th ed). Thomson Brooks/Cole.
- Shumaker, S., Cashon, G., Cox, A., Conner, R., & Rajah, S. (2017). *Update to the Improved Approach for the Design of Thrust Blocks in Buried Pipelines*. 586–596. <https://doi.org/10.1061/9780784480878.053>

- Subcommittee on Thrust Blocks and ASCE Task Committee on Thrust Restraint Design of Buried Pipelines. (2011). An Improved Approach for the Design of Thrust Blocks in Buried Pipelines. *Pipelines 2011*, 821–839. [https://doi.org/10.1061/41187\(420\)76](https://doi.org/10.1061/41187(420)76)
- Thorley, A. R. D., & Atkinson, J. H. (1994). *Guide to the design of thrust blocks for buried pressure pipelines*. Construction Industry Research and Information Association.
- Turkopp, R. C., Sharff, P., & American Water Works Association (Eds.). (2014). *Fiberglass pipe design* (Third edition). American Water Works Association.

Anexo 1: Ecuaciones para calcular el valor de K_{max}

(Subcommittee on Thrust Blocks and ASCE Task Committee on Thrust Restraint Design of Buried Pipelines, 2011) Ecuaciones para calcular el valor de K_{max} :

$$K_{max} = \frac{16\pi h E_i (1 - \nu_s)(1 + \nu_s)}{(3 - 4\nu_s)F_1 + (F_2 + F_4)/2 + 2(1 + 2\nu_s)(1 - \nu_s)(F_3 + F_5)} \quad (A1)$$

$$K_1 = 2 \frac{Z_b}{b} \quad (A2)$$

$$K_2 = 2 \frac{Z_b - h}{b} \quad (A3)$$

$$F_1 = -(K_1 - K_2) \ln \left(\frac{(K_1 - K_2)}{2 + \sqrt{4 + (K_1 - K_2)^2}} \right) - 2 \ln \left(\frac{2}{(K_1 - K_2) + \sqrt{4 + (K_1 - K_2)^2}} \right) \quad (A4)$$

$$F_2 = 2 \ln \left(\frac{2(K_1 + \sqrt{1 + K_1^2})}{(K_1 + K_2) + \sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2}} \right) + (K_1 - K_2) \ln \left(2 + \frac{\sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2}}{K_1 + K_2} \right) - K_1^2 \left(\frac{\sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2}}{K_1 + K_2} - \frac{\sqrt{1 + K_1^2}}{K_1} \right) \quad (A5)$$

$$F_3 = -2K_1 \ln \left(\frac{K_1}{1 + \sqrt{1 + K_1^2}} \right) + (K_1 + K_2) \ln \left(\frac{(K_1 + K_2)}{2 + \sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2}} \right) - \ln \left(\frac{(K_1 + K_2) + \sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2}}{2(K_1 + \sqrt{1 + K_1^2})} \right) + \left(\frac{(K_1 + K_2)(\sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2} - (K_1 + K_2))}{4} \right) - K_1 \left(\sqrt{1 + K_1^2} - K_1 \right) \quad (A6)$$

$$F_4 = -2\ln\left(2\frac{(K_2 + \sqrt{1 + K_2^2})}{(K_1 + K_2) + \sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2}}\right) + (K_1 - K_2)\ln\left(2 + \frac{\sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2}}{(K_1 + K_2)}\right) - K_2^2\left(\frac{\sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2}}{(K_1 + K_2)} - \frac{\sqrt{1 + K_2^2}}{K_2}\right) \quad (\text{A7})$$

$$F_5 = -2K_2\ln\left(\frac{K_2}{(1 + \sqrt{1 + K_2^2})}\right) - (K_1 + K_2)\ln\left(\frac{(K_1 + K_2)}{(2 + \sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2})}\right) + \ln\left((K_1 + K_2) + \frac{\sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2}}{2(K_2 + \sqrt{1 + K_2^2})}\right) - \left(\frac{(K_1 + K_2)}{4}\right)(\sqrt{4 + (K_1 + K_2)^2} - (K_1 + K_2)) - K_2(K_2 - \sqrt{1 + K_2^2}) \quad (\text{A8})$$

Anexo 2: Manual para el diseño de bloques de anclaje

El manual de diseño presentado describe la base teórica presentada anteriormente para la metodología elegida. Está estructurado en capítulos, donde se explican las condiciones de instalación para los accesorios de tubería GRP de O-tek, así como las indicaciones para su construcción. Además, se incluye información relacionada a las presiones de diseño, condiciones del suelo, factores de reducción y el dimensionamiento de los bloques. Finalmente, se encuentra una sección explicando el uso de la hoja de cálculos desarrollada en Excel para poder dimensionar dichos bloques. El manual guía al usuario en el uso de la hoja y permite que comprenda a profundidad las dimensiones calculadas y sus fundamentos. A continuación, se presenta el manual:



Manual de diseño

Pre-dimensionamiento bloques de concreto para
Accesorios GRP/PRFV

CONTENIDO

01	Introducción.....	3
02	Condiciones de instalación	4
03	Fuerza de empuje.....	7
04	Presión de diseño.....	7
05	Condiciones del suelo.....	8
06	Factor de reducción	8
07	Dimensionamiento bloques de concreto	10
08	Uso de la hoja de cálculos	15

En líneas de conducción de agua sometidas a presión hidrostática e hidrodinámica se producen fuerzas de empuje en la tubería y los accesorios. Para tramos de tubería recta estos empujes están en equilibrio. Cuando se presentan cambios en las condiciones del flujo, tales como cambio en la sección transversal de la tubería, cambios en la dirección del flujo, derivaciones, entre otros, estas fuerzas de empuje se encuentran desbalanceadas.

Estas fuerzas de empuje deben ser estabilizadas mediante bloques de anclaje en concreto, rigidizando tramos de tubería que permita transmitir y soportar las fuerzas de empuje mediante la fricción con el suelo circundante o una combinación de ambas.

Generalmente estas fuerzas son transmitidas al suelo mediante bloques de anclaje, los cuales consisten en un volumen de concreto reforzado. Las dimensiones de estos bloques de concreto se determinan en función de las fuerzas generadas por los accesorios dispuestos a lo largo de la línea de conducción y las condiciones geotécnicas locales.

Las fuerzas de empuje se transmiten por los bloques de concreto y finalmente son resistidas por el suelo mediante la capacidad de soporte vertical y horizontal del suelo, esfuerzo cortante por la fricción entre el bloque y el suelo y el peso del bloque de concreto y el suelo encima de él.

Los accesorios GRP Flowtite / o-tek están diseñados para soportar la presión interna total, mientras que el bloque de concreto deberá soportar su propio peso y transferir las cargas de empuje al suelo. Como la expansión de los accesorios presurizados puede generar tensiones superiores a las que soporta el concreto, se debe considerar el uso de refuerzo de acero para controlar la fisuración del concreto.

Si la línea opera a presiones inferiores a 1 bar (10 m.c.a), no se requiere la instalación de bloques de concreto. Esto es debido a que para presiones bajas ($PN < 1 \text{ bar}$) el accesorio es capaz de soportar y transmitir las fuerzas de empuje al suelo.

2.1. Configuración bloques de concreto

Para líneas sometidas a presiones mayores a 1 bar ($PN > 1 \text{ bar}$), el accesorio de GRP debe estar totalmente empotrado en concreto a lo largo de su longitud y circunferencia. Los accesorios GRP

Flowtite – O-tek, no están diseñados para ser embebidos parcialmente en concreto. En Figura 1 se muestran esquemas típicos de los bloques de concreto para tubería GRP

Los bloques de anclaje deben limitar el desplazamiento de los accesorios en relación con el tubo adyacente para preservar la estanqueidad del acople. La deflexión angular resultante deberá ser menor a los valores indicados en la siguiente tabla:

Tabla 1: Deflexiones máximas en acoples GRP

DN (mm)	Deflexión máxima (°)			
	PN≤16	PN=20	PN=25	PN= 32 bar
DN≤500	3.0	2.5	2.0	1.5
500<DN≤900	2.0	1.5	1.3	1.0
900<DN≤1800	1.0	0.8	0.5	0.5
DN>1800	0.5	NA	NA	NA

1. Bloque de concreto
2. Accesorio GRP
3. Tramo corto
4. Acople GRP

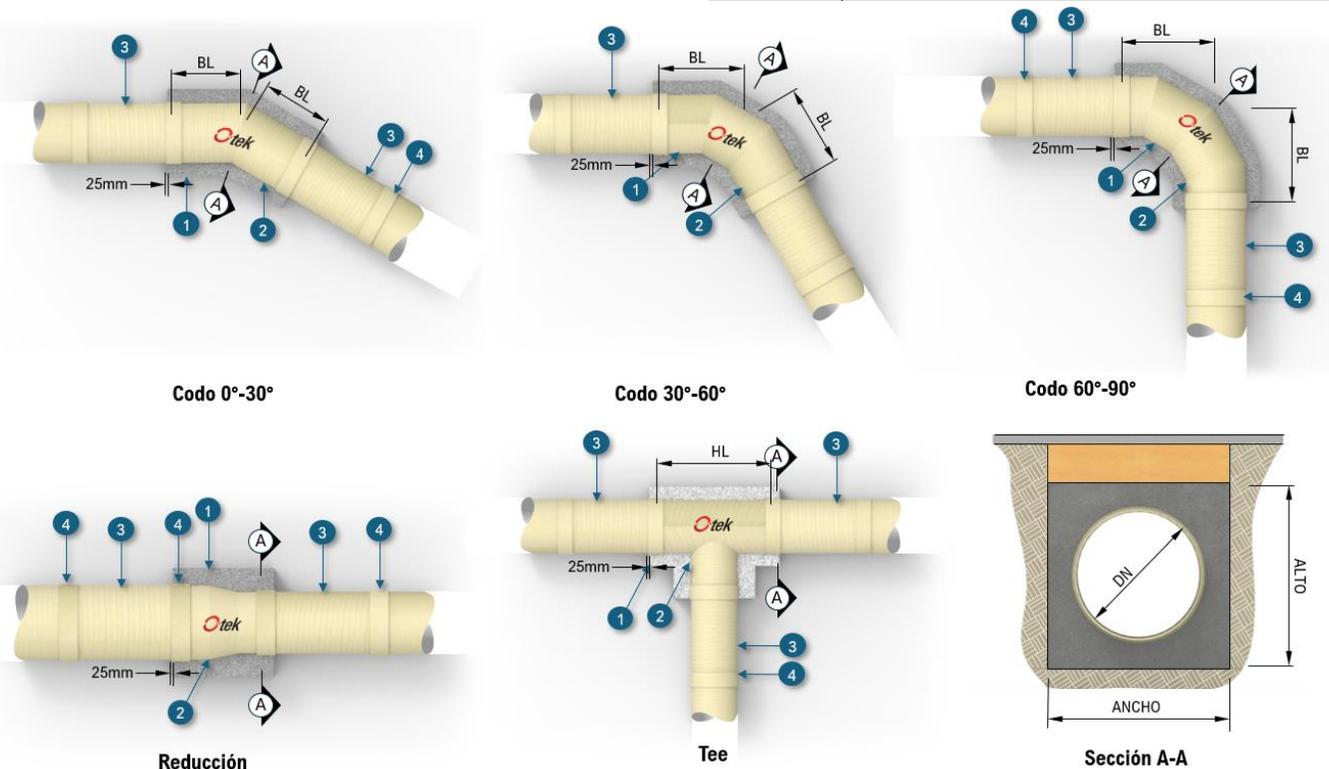


Figura 1: Configuración típica bloques de concreto para accesorios GRP.

En caso de que la longitud del bloque de concreto sea superior a la longitud de desarrollo (BL) estándar de los accesorios se pueden manejar dos alternativas:

- **Accesorios con dimensiones especiales:** Para este caso se diseñan accesorios con longitudes superiores a las estándar para que este se adapte a la geometría del bloque de concreto.

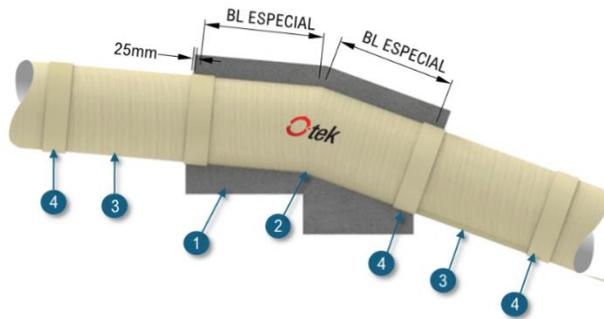


Figura 2: Accesorio con dimensiones especiales

1. Bloque de concreto
2. Accesorio GRP
3. Tramo corto
4. Acople GRP

- **Accesorios con dimensiones estándar y tramos de ajuste:** Los accesorios se especifican con dimensiones estándar, y posteriormente se disponen tramos de tubería a cada lado del accesorio hasta cubrir toda la longitud del bloque de concreto.

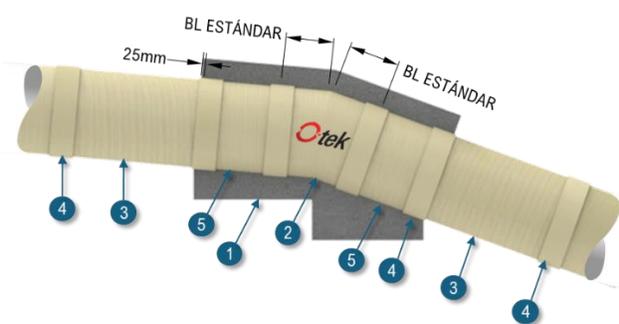


Figura 3: Accesorio con dimensiones estándar y tramos de ajuste

1. Bloque de concreto
2. Accesorio GRP
3. Tramo corto
4. Acople GRP
5. Tramos de ajuste

2.2. Conexiones a estructuras rígidas

En las conexiones de la tubería GRP con una estructura rígida pueden generarse asentamientos diferenciales llegando a ocasionar tensiones por flexión y esfuerzo cortante. Por ello, en todas las conexiones a estructuras rígidas se debe tomar las precauciones necesarias para minimizar la aparición de altas tensiones discontinuas en el tubo.

Para evitar que estas tensiones sean transmitidas a la tubería, se debe empotrar un acople en el concreto en la superficie de interfase (concreto – tubo), y posterior a esto un tramo corto de tubería GRP. De modo que esta primera sección de tubería fuera del hormigón tenga completa libertad de movimiento dentro de los límites que imponga la junta (Ver Tabla 1) y pueda absorber los asentamientos diferenciales entre el bloque de concreto y la tubería GRP (Figura 4).

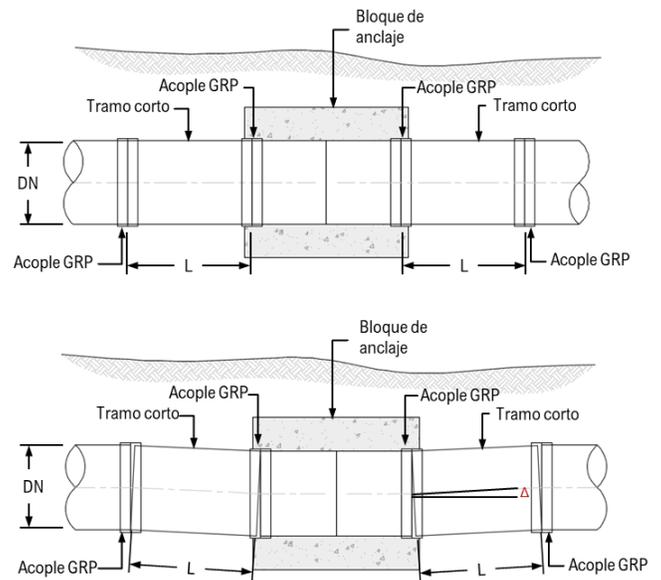


Figura 4: Tramos cortos para conexiones a estructuras rígidas

La longitud mínima del tramo corto debe ser el mayor valor entre 1m y el diámetro nominal de la tubería y la longitud máxima debe estar limitada por el mayor valor entre dos veces el diámetro nominal de la tubería y 2m.

$$1m \leq L_{min} \leq 1DN$$

$$2m \leq L_{max} \leq 2DN$$

2.3. Vaciado del concreto

Durante el vaciado de concreto, el tubo vacío quedará expuesto a fuerzas ascendentes (de flotación). Se debe restringir cualquier movimiento del tubo que pudiera ser causado por estas cargas. Por lo general, esto se logra sujetando la tubería con flejes a una losa de base u otro tipo de anclaje(s). Los flejes deben ser de un material plano de 25mm de ancho, lo suficientemente fuerte como para resistir las fuerzas ascendentes debidas a la flotación, con un mínimo de dos flejes por longitud de tramo y un máximo de espacio entre los mismos indicado en la Tabla 2. Los flejes deben tensarse para impedir la flotación, pero sin causar una deflexión adicional de la tubería.

Tabla 2: Máximo espacio entre flejes

DN (mm)	Espaciamiento máximo (m)
DN ≤ 400	2.5
500-600	4.0
700-900	5.0
DN ≥ 1000	6.0

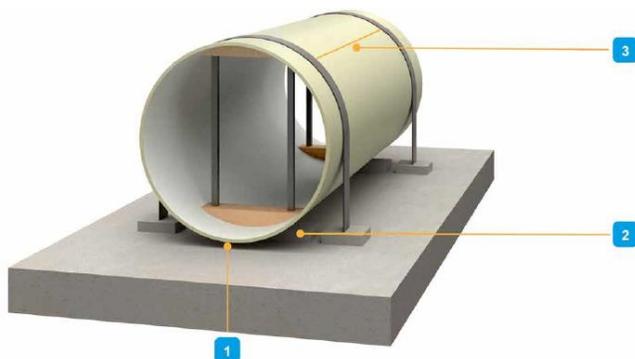


Figura 5: Anclaje de tuberías con soporte interno

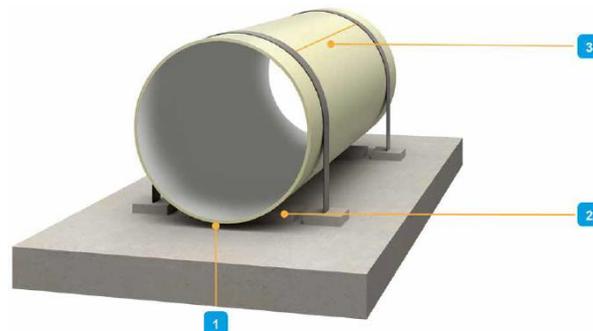


Figura 6: Anclaje de tuberías sin soporte interno

1. Espacio libre
2. Soporte externo
3. Máxima separación entre flejes

Los accesorios GRP deben estar apoyados de tal forma que el concreto pueda fluir alrededor del tubo y debajo del mismo. Los soportes deberán estar construidos de manera que se adapten aceptablemente a la forma del tubo.

El vaciado del concreto puede realizarse por etapa, con suficiente tiempo entre capas para permitir el fraguado de las mismas y evitar que se ejerzan fuerzas de flotación. Las alturas máximas de las capas están dadas en función de la rigidez de la tubería, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3: Espesores máximos de capa para vaciado de concreto

SN (N/m ²)	Espesor máximo (m)
2500	Mayor a 0.3m o DN/4
5000	Mayor a 0.45m o DN/3
10000	Mayor a 0.6m o DN/2

3. Fuerza de empuje

En líneas sometidas a presión, se producen fuerzas hidrostáticas e hidrodinámicas denominadas fuerzas de empuje. La componente hidrodinámica del empuje puede despreciarse, ya que este es función de la velocidad del fluido y para sistemas hidráulicos a presión las velocidades son relativamente bajas (generalmente menores a 5 m/s). La componente hidrostática actúa en un plano perpendicular a la dirección del fluido y es igual a la presión (P) por el área del plano (A).

Los componentes axiales de la fuerza de empuje en tramos rectos de tubería se encuentran en equilibrio debido a la fuerza que actúa de cada lado.

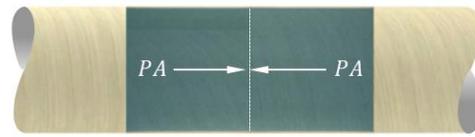


Figura 7: Fuerza de empuje en equilibrio

Al considerar variaciones en las condiciones de flujo del sistema, tales como, cambios de dirección, reducción de diámetro, taponos, derivaciones, entre otros, estas fuerzas de empuje se encuentran desequilibradas y a menos que se restrinjan pueden provocar separaciones de las juntas.

En la Figura 8 se presenta el empuje (T) generado en distintas configuraciones de accesorios GRP.

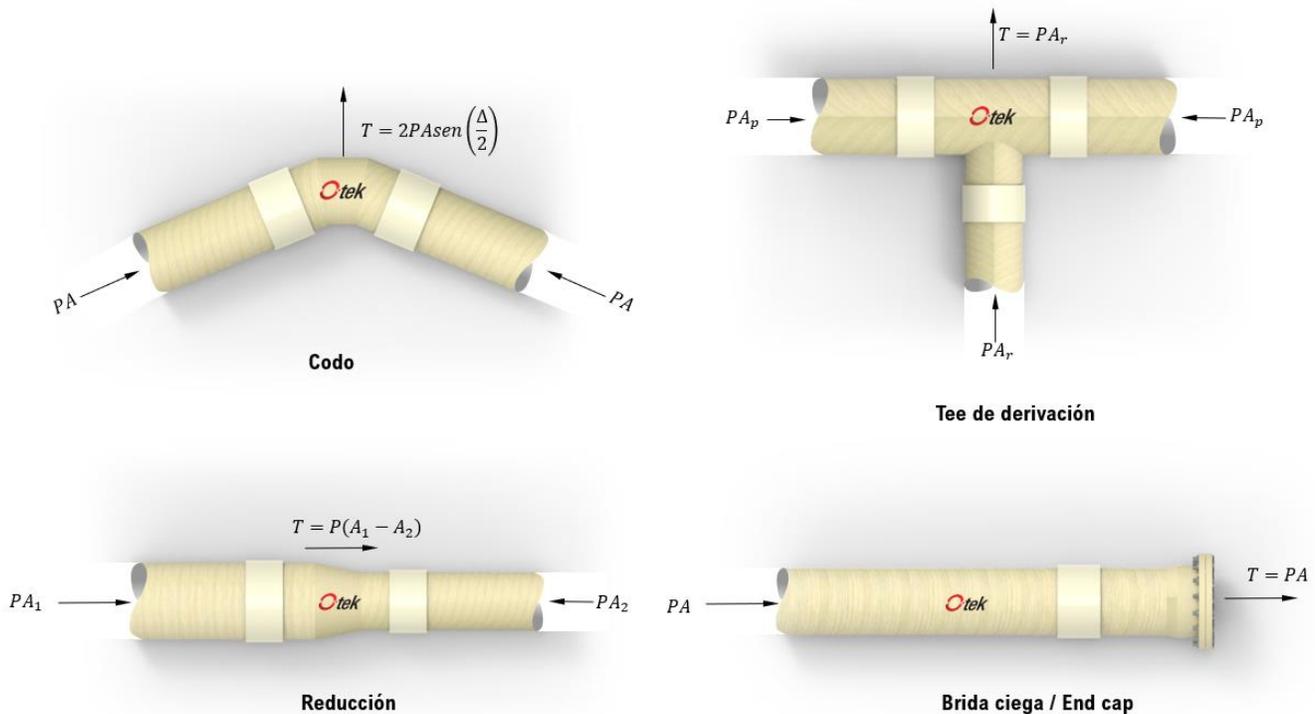


Figura 8: Fuerza de empuje en diferentes accesorios

Estas fuerzas desbalanceadas, generalmente se equilibran con bloques de empuje por gravedad en concreto, restringiendo longitudes de tubería aguas

arriba y aguas abajo de los accesorios con tubería biaxial y juntas restringidas o una combinación de ambas.

4. Presión de diseño

4.1. Presión de trabajo (Pw)

Corresponde a la presión que se ejerce en líneas en conducción de agua en operación normal.

4.2. Sobrepresión (Ps)

La sobrepresión es un fenómeno que ocurre al presentarse cambios repentinos en las condiciones de flujo de la conducción que genera incrementos en la presión del fluido por encima de la presión de trabajo. Este fenómeno transitorio puede deberse a maniobras inadecuadas en la apertura o cierre de válvulas, apagones súbitos en bombas o turbinas, entre otros.

4.3. Factor de prueba hidrostática (FPH)

Para verificar el adecuado funcionamiento de la línea de conducción a presión, se debe realizar la prueba

hidrostática en campo. La línea de conducción debe estar en la capacidad de soportar una presión superior a la presión de trabajo, por tanto, para la ejecución de la prueba se mayor la presión de trabajo por un Factor de prueba hidrostática, para lo cual normalmente se toma un valor de 1,50.

De esta manera, la presión de diseño corresponde al valor crítico entre la presión de trabajo más la sobrepresión y la presión de ensayo:

$$P = \max \left\{ \begin{array}{l} P_w + P_s \\ FPH * P_w \end{array} \right\}$$

Donde;

P: Presión de diseño

P_w: Presión de trabajo

P_s: Sobrepresión

FPH: Factor de prueba hidrostática

5. Condiciones del suelo

Para el diseño de bloques de anclaje se debe conocer las condiciones geotécnicas del suelo, de esto depende el adecuado comportamiento de los bloques. De manera preliminar el suelo puede clasificarse de la siguiente manera:

Tabla 4: Estimación de las condiciones del suelo (Fuente: Thorley & Atkinson, 1994)

Condición del suelo	Suelo
Suelo bueno	Roca fresca y erosionada
	Arcilla firme y rígida
	Gravas y arenas cementadas
	Arena y grava densa por encima del nivel freático
	Material de lleno
Suelo malo	Arena suave
	Arenas y gravas sueltas por encima del nivel freático
	Limos
	Material orgánico
	Material de lleno mal compactado

5.1. Suelos drenados y no drenados

Los suelos pueden comportarse de diferentes maneras dependiendo si es condición drenada o no drenada, esta consideración es relevante para definir las propiedades geotécnicas de los suelos.

5.1.1. Suelos drenados

Este comportamiento se presenta en suelos granulares (gravas y arenas) y limos de grano relativamente grueso. En este tipo de suelos la permeabilidad es alta y las presiones de poros es igual a la presión hidrostática. Para suelos con comportamiento drenado los parámetros más relevantes son el ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (C), sin embargo, al tratarse de suelos granulares la cohesión generalmente se asume cero.

5.1.2. Suelos no drenados

Este comportamiento se presenta en suelos arcillosos de grano fino, donde la permeabilidad es baja, lo que hace que la variabilidad en el contenido de humedad se produzca de manera lenta. En este tipo de suelos

el parámetro relevante es la resistencia al corte no drenado (S_u), la cual depende principalmente del contenido de humedad.

6. Factor de reducción

Al aplicar una fuerza F de manera progresiva sobre un bloque de concreto provocará que este se desplace de manera proporcional a la fuerza. La relación entre la carga aplicada y el desplazamiento se muestra en la Figura 9. Al alcanzar la resistencia última del suelo R_u , los desplazamientos se vuelven máximos hasta que el suelo finalmente cede y falla. A una carga menor, los desplazamientos serán correspondientemente menores.

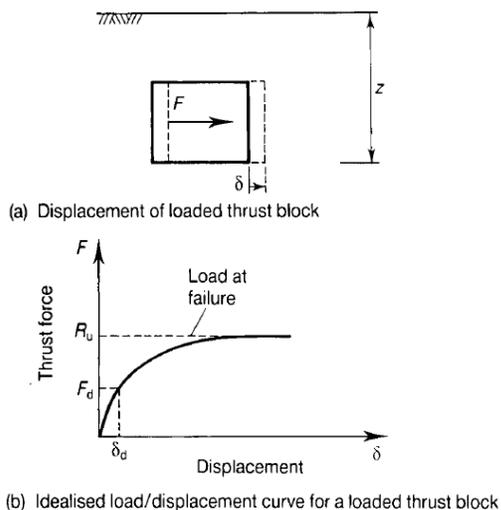


Figura 9: Curva de fuerza y desplazamiento en bloques de concretos. (Fuente: Thorley & Atkinson, 1994)

El factor de reducción del empuje se define como:

$$T_r = \frac{R_u}{F}$$

Donde;

T_r : Factor de reducción

R_u : Resistencia última del suelo

F : Fuerza de empuje aplicada sobre el bloque

El diseño del bloque de anclaje es satisfactorio si la fuerza de diseño F , es menor que la resistencia ultima R_u reducida por un factor de reducción adecuado que garantice que los desplazamientos sean relativamente pequeños. En la siguiente tabla se presentan valores sugeridos para el factor de reducción del empuje.

Tabla 5: Factores de reducción (Fuente: Thorley & Atkinson, 1994)

Factor de reducción T_r	Tipo de suelo
2 - 3	Arena o grava densa
	Suelo cementado moderada o fuertemente
	Arcilla dura Roca fresca
3 - 4	Arena o grava medianamente densa
	Suelo ligeramente cementado
	Arcilla rígida Roca erosionada
4 - 5	Arena o grava suelta
	Arcilla suave

7. Dimensionamiento bloques de concreto

Como se indicó anteriormente, es requisito básico que el empuje ejercido en el accesorio no exceda la resistencia última del suelo reducida por un factor adecuado para limitar los desplazamientos del bloque. La resistencia última del suelo depende básicamente de las presiones de tierra activas y pasivas que actúan sobre las caras laterales del bloque, el esfuerzo cortante debido a la fricción entre el concreto y el

suelo en la base del bloque y la capacidad de soporte del suelo.

De esta manera, las dimensiones del bloque de concreto deben satisfacer las condiciones anteriores. A continuación, se formula de manera detallada las ecuaciones para el cálculo de la resistencia última del suelo para cada tipo de accesorio.

7.1. Dimensionamiento bloques de concreto para codos horizontales

La resistencia horizontal del suelo sobre un bloque de concreto de un codo horizontal es resultado de:

- Presiones de suelo activa y pasiva que actúan sobre las caras frontal y posterior del bloque.
- Esfuerzo cortante que actúa sobre la base del bloque de concreto.

En Figura 10 la se muestra el diagrama de fuerzas para un codo horizontal:

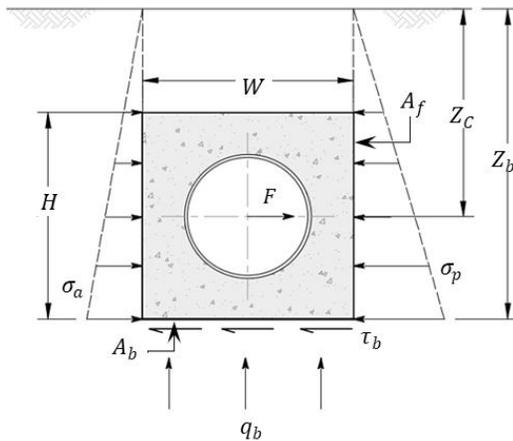


Figura 10: Diagrama de fuerzas codo horizontal (Fuente: Thorley & Atkinson, 1994)

La resistencia ultima horizontal del suelo, puede calcularse como:

$$R_u = (\sigma_p - \sigma_a)A_f + \tau_b A_b$$

Donde:

- σ_p : Esfuerzo pasivo del suelo
- σ_a : Esfuerzo activo del suelo

- A_f : Área de la cara frontal del bloque de anclaje
- A_b : Área de la base del bloque de anclaje
- τ_b : Esfuerzo cortante del suelo

El tamaño del bloque de anclaje debe ser el adecuado para garantizar que las fuerzas de diseño sean menores que la resistencia última reducida por el factor T_r :

$$F_d \leq \frac{R_u}{T_r}$$

Donde;

- F_d : Fuerza de empuje de diseño
- R_u : Resistencia horizontal ultima del suelo
- T_r : Factor de reducción

7.1.1. Resistencia última para suelos no drenados

Para condiciones no drenadas, el suelo en lado del empuje pasivo (P) puede consolidarse un poco y su resistencia aumentará a medida que disminuye el contenido de agua. Mientras que el lado del empuje activo (A) el suelo se descarga y se expande, por lo que la resistencia se reducirá a medida que aumenta el contenido de agua. Para efectos de calculo y de manera conservadora, se asumirá que el suelo en lado del empuje activo se ablanda de modo que la resistencia es casi cero, y en el lado del empuje pasivo tiene una ganancia de resistencia despreciable.

En la Figura 11 se presenta los círculos de Mohr para esta condición.

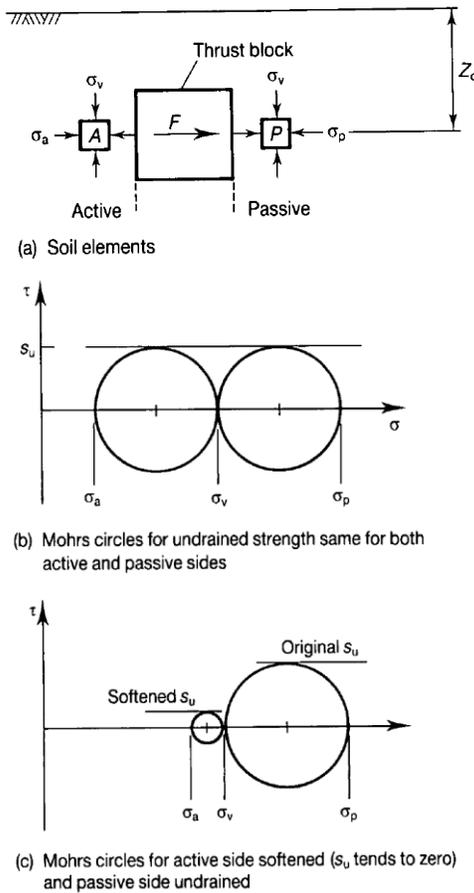


Figura 11: Círculos de Mohr para suelos no drenados (Fuente: Thorley & Atkinson, 1994)

De esta manera, la resistencia última horizontal está dada por:

$$(\sigma_p - \sigma_a) = 2s_u$$

$$\tau_b = s_u$$

Donde;

s_u : Resistencia al corte no drenado

7.1.2. Resistencia última para suelos drenados

En la figura 12 se muestra los círculos de Mohr para suelos en condición drenada con cohesión y sin cohesión.

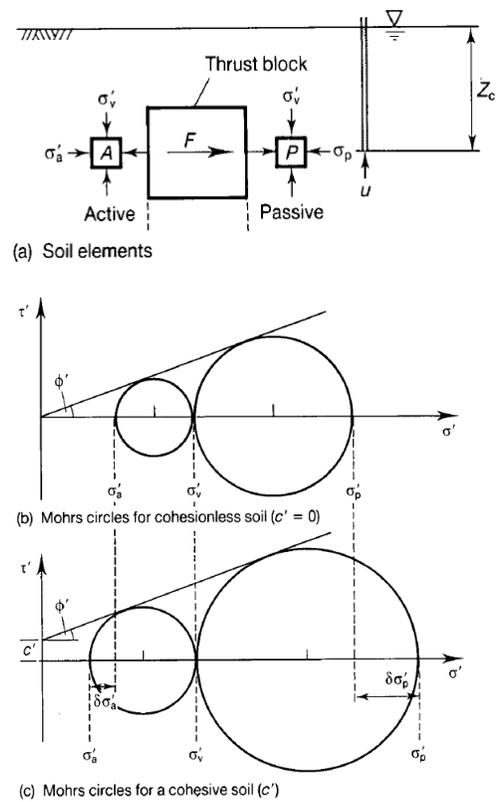


Figura 12: Círculos de Mohr para suelos drenados (Fuente: Thorley & Atkinson, 1994)

Mediante mecánica de suelos y la teoría de Rankine se puede demostrar que:

$$(\sigma_p - \sigma_a) = [(\gamma - \gamma_w)Z_c(k_p - k_a) + c'(k_{pc} - k_{ac})]$$

$$\tau_b = c' + (\gamma - \gamma_w)Z_c \tan \phi'$$

Donde:

γ : Peso específico del suelo

γ_w : Peso específico del agua

Z_c : Profundidad al centro del tubo

c' : Cohesión

ϕ' : Ángulo de fricción

k_p : Coeficiente de empuje pasivo de Rankine

k_a : Coeficiente de empuje activo de Rankine

k_{pc} : Término de cohesión para empujes pasivos

k_{ac} : Término de cohesión para empujes activos

Los valores de k_p , k_a , k_{pc} y k_{ac} se determinan como:

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$k_{ac} = 2\sqrt{k_p}$$

$$k_{ac} = 2\sqrt{k_a}$$

7.2. Codos verticales convexos

La fuerza vertical resultante en un codo vertical convexo corresponde a la suma de la componente vertical del empuje ejercido por el fluido, el peso del bloque de concreto y el peso de la cuña de suelo sobre el bloque. Debido a que el peso del bloque de concreto es aproximadamente el mismo que el peso de este volumen de suelo, la presión de apoyo del suelo q_b , debe ser la necesaria para resistir solo las fuerzas adicionales debidas a la presión del fluido.

En Figura 13 se muestra el diagrama de fuerzas para un codo vertical convexo:

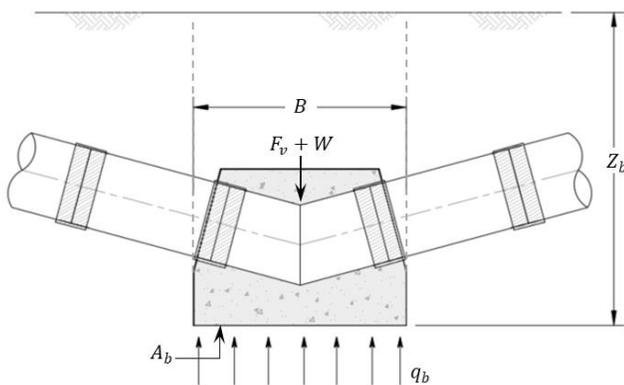


Figura 13: Diagrama de fuerzas codos verticales convexos

La resistencia ultima Q_b se puede calcular a partir de la capacidad última del suelo q_b debajo del bloque de concreto:

$$Q_b = q_b A_b$$

Donde:

- q_b : Capacidad portante del suelo a la profundidad de la base del bloque
- A_b : Área de la base del bloque

El tamaño del bloque de anclaje debe ser el adecuado para garantizar que las fuerzas de diseño sean

menores que la capacidad de soporte última reducida por el factor T_r :

$$F_v \leq \frac{Q_b}{T_r}$$

Donde;

- F_v : Fuerza de empuje de diseño
- Q_b : Capacidad de soporte última del suelo
- T_r : Factor de reducción

7.2.1. Capacidad de soporte para suelos no drenados

La capacidad de carga máxima para cimentaciones en condiciones no drenadas está dada por:

$$q_b = S_u N_c + \gamma Z_b$$

Donde N_c es un factor de capacidad de carga y γZ_b es el esfuerzo total vertical en la base del bloque de concreto. Debido a que los pesos unitarios del bloque de concreto y el suelo son similares, el peso del bloque de concreto y el suelo que se encuentra sobre el aplican un esfuerzo vertical total aproximadamente igual a γZ_b . Adicionalmente, para bloques de concreto que tienen una base aproximadamente cuadrada, el valor de N_c puede asumirse igual a 6. Por tanto, la capacidad de carga disponible para resistir las fuerzas del fluido es:

$$q_b = 6S_u$$

Donde;

- q_b : Capacidad portante del suelo a la profundidad de la base del bloque
- S_u : Resistencia al corte no drenado del suelo

7.2.2. Capacidad de soporte para suelos drenados

La capacidad portante para bloques de concreto en suelos en condición drenada está dada por:

$$q_b = c'N_c + \frac{1}{2}(\gamma - \gamma_w)BN_\gamma + (\gamma - \gamma_w)(N_q - 1)Z_b + \gamma Z_b$$

Donde N_c , N_γ y N_q son factores de capacidad de carga, B es el ancho mínimo del bloque de concreto y γZ_b es el esfuerzo total vertical en la base del bloque de concreto. De igual manera que para la condición no drenada, los pesos unitarios del bloque de concreto y el suelo son similares, el peso del bloque de concreto y el suelo que se encuentra sobre el aplican un esfuerzo vertical total aproximadamente igual a γZ_b . Por tanto, la capacidad de carga disponible para resistir las fuerzas del fluido es:

$$q_b = c'N_c + \frac{1}{2}(\gamma - \gamma_w)BN_\gamma + (\gamma - \gamma_w)(N_q - 1)Z_b$$

Donde:

γ : Peso específico del suelo

γ_w : Peso específico del agua. Si el bloque de concreto está por debajo del nivel freático $\gamma_w = 0$

γ_c : Peso específico del concreto

B : Ancho mínimo del bloque de anclaje

Z_b : Profundidad a la base del bloque de anclaje

7.3. Codos verticales cóncavos

El empuje generado en codos cóncavos debe ser soportado por el peso efectivo del bloque de concreto y el peso de la cuña de suelo por encima del bloque. El peso de la cuña de suelo se considera solo si se garantiza que la cubierta del suelo es permanente, de lo contrario se debe despreciar.

En Figura 14 se muestra el diagrama de fuerzas para un codo vertical cóncavo:

c' : Cohesión

N_c , N_γ y N_q se relacionan con el ángulo de fricción de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 6: Factores de capacidad de carga (Fuente: NHI Course No.132012 / Soils and Foundations, s/f)

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5,1	1,0	0,0	23	18,1	8,7	8,2
1	5,4	1,1	0,1	24	19,3	9,6	9,4
2	5,6	1,2	0,2	25	20,7	10,7	10,9
3	5,9	1,3	0,2	26	22,3	11,9	12,5
4	6,2	1,4	0,3	27	23,9	13,2	14,5
5	6,5	1,6	0,5	28	25,8	14,7	16,7
6	6,8	1,7	0,6	29	27,9	16,4	19,3
7	7,2	1,9	0,7	30	30,1	18,4	22,4
8	7,5	2,1	0,9	31	32,7	20,6	26,0
9	7,9	2,3	1,0	32	35,5	23,2	30,2
10	8,4	2,5	1,2	33	38,6	26,1	35,2
11	8,8	2,7	1,4	34	42,2	29,4	41,1
12	9,3	3,0	1,7	35	46,1	33,3	48,0
13	9,8	3,3	2,0	36	50,6	37,8	56,3
14	10,4	3,6	2,3	37	55,6	42,9	66,2
15	11,0	3,9	2,7	38	61,4	48,9	78,0
16	11,6	4,3	3,1	39	67,9	56,0	92,3
17	12,3	4,8	3,5	40	75,3	64,2	109,4
18	13,1	5,3	4,1	41	83,9	73,9	130,2
19	13,9	5,8	4,7	42	93,7	85,4	155,6
20	14,8	6,4	5,4	43	105,1	99,0	186,5
21	15,8	7,1	6,2	44	118,4	115,3	224,6
22	16,9	7,8	7,1	45	133,9	134,9	271,8

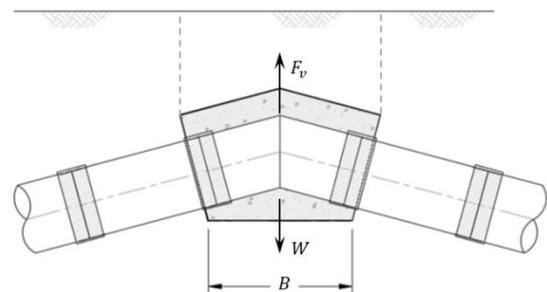


Figura 14: Diagrama de fuerzas codos verticales convexos

El peso efectivo del bloque de concreto puede determinarse como:

$$W = V_b(\gamma_c - \gamma_w)$$

Si se considera el peso de la cuña de suelo:

$$W = V_b(\gamma_c - \gamma_w) + V_s(\gamma - \gamma_w)$$

Donde;

V_b : Volumen del bloque de concreto

V_s : Volumen de la cuña de suelo

γ : Peso específico del suelo

γ_w : Peso específico del agua. Si el bloque de concreto está por debajo del nivel freático $\gamma_w = 0$

γ_c : Peso específico del concreto

8. Uso de la hoja de cálculos

8.1. Introducción de datos

Para el uso de la hoja de cálculos se debe ir a la pestaña correspondiente al accesorio para el cual se va a dimensionar el bloque de anclaje, una vez seleccionado el accesorio se nos presentará una hoja similar a la que se presenta en la figura:

CÁLCULO DE BLOQUES DE ANCLAJE
CODO HORIZONTAL
TUBERÍA GRP

Proyecto: _____
Pl: _____
Abscisa: _____

DATOS DE ENTRADA:

ESPECIFICACIÓN NOMINAL DE LA TUBERÍA:

DN	Diámetro Nominal	1600	mm
PN	Presión Nominal	10	bar
SN	Rigidez	2500	N/m ²
OD	Diámetro externo	1637	mm

ACCESORIO

ϕ	Ángulo	47.61	°
Zc	Profundidad al centro del tubo	1.05	m
BL	Longitud de desarrollo estándar	1.35	m

CONDICIONES DE OPERACIÓN

Pw	Presión de trabajo	6.00	m.c.a
Pa	Sobrepresión	1.40	m.c.a
F _{prueba}	Fact. Prueba Hidrostática	1.00	

PARÁMETROS DEL SUELO

Grupo de suelo	Grupo 3		
Tipo de suelo	No drenado		
Su	Resistencia al corte	30	kPa
c'	Cohesión	0	kPa
ϕ'	Ángulo de fricción	0	°
γ	Peso unitario	17	kN/m ³
Nivel freático	No		

PARÁMETROS DEL BLOQUE DE CONCRETO

Zc	Profundidad de la base del bloque	2.10	m
γ_c	Peso unitario concreto	22.00	kN/m ³
H	Altura	2.10	m
W	Ancho	2.20	m
L	Longitud	3.38	m

Figura 15: Hoja de introducción de datos

Los datos de entrada incluyen el diámetro de la tubería, datos relacionados al accesorio como lo son el ángulo, la profundidad de la base del bloque y la longitud de desarrollo de este. Las condiciones de operación indican las presiones de trabajo y sobre presión a las cuales está sometida el accesorio. Los parámetros del suelo correspondientes a la zona de instalación del bloque y los parámetros del bloque de

concreto que incluyen las dimensiones iniciales del bloque.

8.2. Resultados

La verificación de resultados se presenta de la siguiente manera:

CÁLCULOS:			
CÁLCULOS DEL SUELO			
γ_w	Peso unitario agua	0.00	kN/m ³
V_s	Volumen del suelo	0.00	m ³
CÁLCULOS BLOQUES DE CONCRETO			
A_r	Area de la cara lateral del bloque	7.10	m ²
A_b	Area de la base del bloque	7.44	m ²
V_c	Volumen del bloque	8.50	m ³
CÁLCULO DE EMPUJE			
A	Área sección transversal tubería	2.10	m ²
P	Presión de diseño	7.40	m.c.a
	Componente X	50.75	kN
	Componente Y	115.03	kN
F _d	Empuje Total	125.73	kN
	Verificación: Fd < 1000 kN		OK
ANÁLISIS FUERZAS HORIZONTALES			
F _{dh}	Empuje horizontal	125.73	kN
Tr	Factor de reducción	3.00	
R _u	Fuerzas horizontales	648.96	kN
R _u /Tr	Resistencia última reducida	216.32	kN
	Verificación: Fdh < Ru/Tr		OK

Figura 16: Hoja de resultados

Dentro de los análisis de fuerzas se detalla si el dimensionamiento que se va a utilizar en el accesorio cumple con las verificaciones de fuerzas resistentes, en caso de que este correcto se indicará **OK** en los resultados, de lo contrario se mostrará un mensaje indicando **NO CUMPLE**.

NHI Course No.132012 / Soils and Foundations. (s/f).

Thorley, A. R. D., & Atkinson, J. H. (1994).
Guide to the design of thrust blocks for buried pressure pipelines. Construction Industry Research and Information Association.



CONTACTOS



O-TEK INTERNACIONAL

+57 (4) 444 42 42 / +57 313 7086142

info@o-tek.com

www.o-tek.com

Calle 19 A # 43B - 41. Medellín, Colombia.



O-TEK ARGENTINA

+54 (351) 465 30 60 / +54 (11) 4816-8858

info.argentina@o-tek.com

www.o-tek.com.ar

Av. Córdoba 1131 Piso 2 C1055AAN. Buenos Aires.



O-TEK MÉXICO

+52 (449) 1393960 Ext. 2151

info.mexico@o-tek.com.mx

www.o-tek.com

Carretera Ags - Zac Km 17.5 Int 2, Parque Industrial San Francisco. Aguascalientes, México.