

ESTUDO NUMÉRICO DE UM MECANISMO DE PROTEÇÃO CONTRA A EROSÃO EM PILARES DE PONTES

NUNO RAFAEL MARINHO CAÇADOR TORRES CALDAS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor João Pedro Gomes Moreira Pêgo

Coorientador: Professor Doutor Rodrigo Jorge Fonseca de Oliveira Maia

SETEMBRO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Mãe, Irmão e Avós

O que sabemos é uma gota; o que ignoramos é um oceano.

Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

A elaboração da presente dissertação não teria sido possível sem o apoio de algumas pessoas, a quem pretendo endereçar os meus mais profundos agradecimentos.

Ao Professor João Pedro Pêgo, orientador deste trabalho, agradeço imensamente pelos conselhos, críticas, conhecimentos transmitidos e apoio moral prestado durante a realização deste trabalho. Agradeço também ao Professor Rodrigo Maia, coorientador deste trabalho, pela confiança depositada no meu trabalho.

À engenheira Ana Bento, minha colega de trabalho durante toda esta dissertação, agradeço toda a ajuda prestada e disponibilidade. Remeto igualmente uma palavra de agradecimento ao engenheiro Pedro Ramos, que apesar do pouco tempo em que convivi com ele, foi incansável no apoio prestado. Ao Mahdi agradeço todas as críticas e conhecimentos transmitidos para a realização deste trabalho. Sem dúvida que a experiência que estas três pessoas possuíam na área foi indispensável para a minha aprendizagem acerca das simulações numéricas.

O trabalho desenvolvido nesta dissertação foi, em parte, financiado por Fundos FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competitividade – COMPETE e por Fundos Nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia no âmbito do projeto NUMPIERS com a referência EXPL/ECM-HID/1663/2013.

A nível pessoal, o meu maior agradecimento vai para toda a minha família materna que se excedeu em todo o apoio prestado durante este trabalho, mas também durante todo o meu percurso académico. Ao meu tio Miguel, devo também agradecer em particular pela oportunidade que me proporcionou para estudar no Porto. Esta minha família é sem dúvida o meu maior pilar e a minha ponte para o sucesso.

Agradeço também à magnífica turma de Hidráulica 2014/2015 por toda a amizade e camaradagem demonstrada ao longo deste último ano letivo. Um grande obrigado é também devido à Dona Esmeralda por todo o carinho e preocupação demonstrados.

Aos meus grandes amigos e colegas de curso, César Pinheiro e Abel Baptista, um gigante obrigado por estarem sempre a meu lado durante a grande jornada que foi concluir o curso.

Por fim, mas não menos importante, agradeço a todos os meus amigos de Ponte de Lima, em especial ao Moura, Afonso, Nélson, João e Filipe por todos os momentos de convívio aos fins-de-semana que serviram para relaxar durante a realização deste trabalho.

RESUMO

A presença dos pilares das pontes no escoamento de um rio altera a dinâmica natural deste, provocando a ocorrência do fenómeno da erosão localizada. Este fenómeno provoca a remoção dos sedimentos em torno do pilar, pondo em causa a estabilidade estrutural da ponte.

Na presente dissertação foram desenvolvidas simulações numéricas para dois casos distintos de condições de escoamento e geometrias diferentes do pilar (quadrangular e circular), tendo como objetivo a comparação dos resultados numéricos obtidos com os resultados experimentais selecionados durante a fase de pesquisa bibliográfica como caso de estudo.

Foi também simulado o efeito da medida de proteção ranhura nos dois casos estudados. Os resultados obtidos foram então comparados no que diz respeito às profundidades de erosão e velocidades de escoamento longitudinais e verticais, entre simulações com e sem medida de proteção.

O *software* utilizado para a obtenção de resultados numéricos foi o SSIIM (*Sediment Simulation in Intakes with Multiblock option*) que resolve as equações de Navier-Stokes através das equações RANS e do modelo de turbulência $k-\epsilon$ ou $k-\omega$, e simula o transporte de sedimentos baseado nas fórmulas de van Rijn.

PALAVRAS-CHAVE: erosão localizada; profundidade de erosão; medidas de proteção; modelação numérica; SSIIM.

ABSTRACT

The presence of bridge piers in the flow of a river changes his natural dynamics, causing the occurrence of the local scour phenomenon. This phenomenon causes the removal of the sediments around the pier, jeopardizing the bridge's structural stability.

On this thesis numerical simulations were developed for two different cases of flow conditions and different geometries of the pier (quadrangular and circular), with the objective of comparing the numerical results obtained with the experimental results obtained from the literature review and selected as comparison case study.

It was also simulated the effect of the countermeasure slot on the two cases simulated. The results were then compared with regard to erosion depth, longitudinal and vertical flow velocities between simulations, with and without countermeasure.

The chosen software for the achievement of numerical results was SSIIM 1 (Sediment Simulation in Intakes with Multiblock option), which solves the Navier-Stokes equations using the RANS equations and the $k-\epsilon$ or $k-\omega$ turbulence model, and simulates the sediment transport based on van Rijn formulas.

KEYWORDS: local scour; scour depth; countermeasures; numerical modeling; SSIIM

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO ESTUDO	1
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA	1
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. EROSÃO EM PILARES DE PONTES E MEDIDAS DE PROTEÇÃO	3
2.1. EROSÃO LOCALIZADA EM PILARES DE PONTES	3
2.1.1. DESCRIÇÃO DO ESCOAMENTO EM TORNO DE UM PILAR	3
2.1.2. CONDIÇÕES CRÍTICAS DE INÍCIO DE MOVIMENTO	5
2.1.3. CAVIDADE DE EROSÃO	7
2.1.4. FATORES E EFEITOS INFLUENCIADORES	8
2.1.5. PREVISÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EQUILÍBRIO	8
2.1.5.1. PROPOSTA DE MELVILLE E COLEMAN (2000)	9
2.2. MECANISMOS DE PROTEÇÃO	11
2.2.1. TAPETES DE PROTEÇÃO	11
2.2.2. DISPOSITIVOS DE ALTERAÇÃO DA DIREÇÃO DE ESCOAMENTO	13
3. MODELAÇÃO NUMÉRICA	17
3.1. INTRODUÇÃO À MODELAÇÃO NUMÉRICA DE FLUIDOS	17
3.2. APRESENTAÇÃO DO SOFTWARE UTILIZADO: SSIIM	18
3.3. PRINCÍPIOS GOVERNATIVOS DA DINÂMICA DOS FLUÍDOS	18
3.3.1. LEI DA CONSERVAÇÃO DA MASSA (EQUAÇÃO DA CONTINUIDADE)	19
3.3.2. LEI DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO (2ª LEI DE NEWTON)	19

3.4. MODELOS DE RESOLUÇÃO NUMÉRICA DE TURBULÊNCIA.....	21
3.5. MÉTODOS DE DISCRETIZAÇÃO NUMÉRICA DO ESPAÇO.....	23
3.6. MODELAÇÃO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	24
3.7. MALHAS NUMÉRICAS	26
 4. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	 27
4.1. PROCEDIMENTO GERAL E INTERFACE COM O SSIIM	27
4.2. MALHAS GERADAS.....	29
4.3. ENSAIOS UTILIZADOS NAS SIMULAÇÕES	30
4.4. RESULTADOS NUMÉRICOS.....	32
4.4.1. FASE 1	33
4.4.2. FASE 2	36
4.4.3. FASE 3	42
 5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	 49
5.1. CONCLUSÕES.....	49
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	50
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	51
 6. ANEXOS	 55

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Alteração do campo de pressões do escoamento a montante de um pilar [2]	4
Figura 2 - Estrutura do escoamento na proximidade de um pilar cilíndrico (Adaptado de [3]).....	4
Figura 3 - Diagrama de Shields [9]	6
Figura 4 - Cavidade de erosão vista em perfil (Adaptado de [3])	7
Figura 5 - Proteção em <i>riprap</i> sem escavação do fundo nos pilares da ponte [22].....	12
Figura 6 - Diferentes medidas de proteção [23]	13
Figura 7 - As três dimensões da dinâmica dos fluidos [25]	17
Figura 8 - Variação da velocidade em função do tempo [27]	20
Figura 9 - Esquematização do volume finito tridimensional [24].....	23
Figura 10 - Velocidade de queda em função do D_{50} [27]	24
Figura 11 - Tipos de malhas [24]	26
Figura 12 - Diferenças entre malhas: Esquerda-Malha algébrica, Direita-Malha elíptica [29]	29
Figura 13 - Evolução temporal da máxima profundidade de erosão [23]	31
Figura 14 - Dados para $\Theta=0^\circ$	31
Figura 15 - Dados para $\Theta=90^\circ$	32
Figura 16 - Dados para $\Theta=180^\circ$	32
Figura 17 - Resultado para meia hora da simulação nº1 da fase 1	33
Figura 18 - Resultado para seis horas da simulação nº1 da fase 1	33
Figura 19 - Resultado para doze horas da simulação nº1 da fase 1.....	34
Figura 20 - Resultado para meia hora da simulação nº2 da fase 1	34
Figura 21 - Resultado para seis horas da simulação nº2 da fase 1	35
Figura 22 - Resultado para doze horas da simulação nº2 da fase 1.....	35
Figura 23 - Resultado para setenta e duas horas da simulação nº3 da fase 1	36
Figura 24 - Simulação ‘Test0’ para 10 horas	37
Figura 25 - Simulação ‘Test0’ para 70 horas	37
Figura 26 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para $\Theta=0^\circ$ em dois instantes diferentes	38
Figura 27 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para $\Theta=90^\circ$ em dois instantes diferentes	38
Figura 28 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para $\Theta=180^\circ$ em dois instantes diferentes	39
Figura 29 - Resultado obtido no Test4 para 70 horas.....	41
Figura 30 - Resultado obtido no Test4 para 70 horas, aplicando a medida de proteção	41
Figura 31 - Velocidades longitudinais sem medida de proteção (aos 3 minutos)	43
Figura 32 - Velocidades longitudinais com medida de proteção (aos 3 minutos).....	43
Figura 33 - Velocidades verticais sem medida de proteção (aos 3 minutos)	44
Figura 34 - Velocidades verticais com medida de proteção (aos 3 minutos)	44
Figura 35 - Velocidades longitudinais sem medida de proteção (ao fim de 21 horas).....	45
Figura 36 - Velocidades longitudinais com medida de proteção (ao fim de 21 horas)	45
Figura 37 - Velocidades verticais sem medida de proteção (ao fim de 21 horas).....	46
Figura 38 - Velocidades verticais com medida de proteção (ao fim de 21 horas)	46
Figura 39 - Resultados para 21 horas, sem medida de proteção	47
Figura 40 - Resultados para 21 horas, com medida de proteção	48

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de forma do pilar [3]	10
Tabela 2 – Parâmetros das malhas utilizadas	30
Tabela 3 – Condições dos ensaios utilizados	30
Tabela 4 – Profundidades máximas de erosão obtidas.....	40
Tabela 5 – Erro percentual das simulações numéricas quando comparados com resultados experimentais	40

LISTA DE ACRÓNIMOS

3D	Três Dimensões
CFD	<i>Computational Fluid Dynamics</i>
CICA	Centro Informática Correia Araújo
DNS	<i>Direct Numerical Simulation</i>
FCT	Fundação para a Ciência e Tecnologia
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
LES	<i>Large Eddy Simulation</i>
MVF	Método dos Volumes Finitos
RANS	<i>Reynolds-Averaged Navier-Stokes</i>
SSIIM	<i>Sediment Simulation In Intakes with Multiblock Option</i>
VC	Volume de Controlo

SÍMBOLOS

D	Diâmetro do pilar
D_{50}	Diâmetro mediano dos sedimentos do fundo arenoso
d_*	Diâmetro adimensional dos sedimentos do fundo arenoso
g	Aceleração da gravidade
h	Altura do escoamento
h_{se}	Profundidade de erosão
k	Energia cinética
p	Pressão
Re	Número de <i>Reynolds</i>
s	Densidade submersa dos sedimentos
t	tempo
U_i	Velocidade nas diferentes componentes
U_c	Velocidade crítica
$u * _c$	Velocidade de atrito junto ao fundo
X	Direcção X
Y	Direcção Y
Z	Direcção Z
ε	Taxa de dissipação energética [modelo de turbulência k- ε]
γ_s	Peso volúmico dos sedimentos

γ_w	Peso volúmico da água
ν	Viscosidade cinemática
ρ	Massa volúmica
σ_D	Coeficiente de Gradação
τ_c	Tensão crítica de arrastamento
ω	Taxa de dissipação específica [modelo de turbulência k- ω]
∂	Derivada parcial

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

As pontes são estruturas que permitem a transposição de linhas de água, assegurando assim a ligação entre duas margens. O seu objetivo principal é o rápido transporte de pessoas e bens, tratando-se de um tipo de obras existentes há já muito tempo, como são o exemplo das pontes em arco edificadas na altura do Império Romano. A maioria dos tabuleiros das pontes são suportados por pilares fundados no leito do rio que é geralmente composto por material aluvionar como a areia, gravilha, siltes e argilas.

A introdução dos pilares das pontes no rio altera a dinâmica natural deste, propiciando o aparecimento do fenómeno da erosão localizada junto das fundações dos pilares. Na zona onde os pilares estão fundados desenvolvem-se escoamentos turbulentos com elevada capacidade erosiva, o que provoca a remoção dos sedimentos em torno do pilar, dando origem ao aparecimento de uma cavidade de erosão. Esta cavidade pode provocar a rotura e queda dos pilares e, conseqüentemente, do tabuleiro da ponte, ou, numa primeira fase, o assentamento dos pilares.

Têm sido vários os casos de quedas de pontes provocadas pela erosão localizada nos pilares destas, sendo que os principais danos à integridade dos pilares ocorrem durante os eventos de cheia. Em Portugal, o acontecimento trágico recente mais marcante foi a queda da ponte Hintze Ribeiro no dia 4 de Março de 2001, ponte esta que transpunha o rio Douro entre as margens de Entre-os-Rios e Castelo de Paiva, resultando na morte de 59 pessoas.

Este fenómeno tem merecido a atenção da comunidade científica ao longo das últimas décadas. No entanto, os métodos de previsão são maioritariamente de natureza empírica, resultando de diversos estudos experimentais realizados. É neste contexto que tem surgido nos últimos anos uma aposta crescente na modelação numérica do fenómeno, dando a FEUP o seu contributo através do projeto NUMPIERS, projeto FCT onde esta dissertação se insere. Os estudos existentes sugerem diversos mecanismos de proteção contra o fenómeno da erosão localizada, mas só uma melhor compreensão do comportamento do escoamento em torno do pilar pode permitir a avaliação do grau de eficácia destes.

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA

A presente dissertação tem como principais objetivos fornecer uma melhor percepção do fenómeno e a avaliação do efeito de um mecanismo de proteção nas condições do escoamento. Pretende-se para estes objetivos utilizar a modelação numérica para simular o escoamento em torno de um pilar simples e o transporte de sedimentos causado pela existência do obstáculo. As simulações numéricas nesta dissertação realizadas terão como base, e apenas, estudos experimentais realizados em condições laboratoriais por outros autores, devido à indisponibilidade temporária de realizar ensaios no Laboratório de Hidráulica da FEUP.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este documento será dividido em cinco capítulos, numerados de um a cinco, sendo estes subdivididos em subcapítulos para melhor organização e compreensão da dissertação.

No primeiro e presente capítulo – **Introdução** – onde é apresentado de uma forma sumária o trabalho desenvolvido.

Segundo capítulo – **Erosão em Pilares de Pontes e Medidas de Proteção** – onde é apresentando o fenómeno da erosão localizada em pilares de pontes e algumas das medidas de mitigação do fenómeno.

Terceiro capítulo – **Modelação Numérica** – onde se apresentam os princípios fundamentais das simulações numéricas e também se expõem as características do *software* utilizado para a realização das simulações numéricas.

Quarto capítulo – **Simulações Numéricas** – onde é apresentado o trabalho desenvolvido ao longo do tempo de realização desta dissertação, através de gráficos, tabelas e figuras, seguidos de comentários aos resultados obtidos.

Quinto e último capítulo – **Conclusões e Desenvolvimentos Futuros** – este capítulo consiste na exposição das principais conclusões retiradas ao longo desta dissertação e na proposta de alguns desenvolvimentos futuros que possam dar continuidade à mesma.

2

**EROSÃO EM PILARES DE PONTES
E MEDIDAS DE PROTEÇÃO**

O uso adequado de medidas de proteção contra a erosão nos pilares das pontes implica a compreensão do fenómeno erosivo e o conhecimento dos seus efeitos. Trata-se de um fenómeno complexo que depende de diversas variáveis, tornando assim difícil uma previsão exata das suas consequências.

Os processos de erosão são geralmente divididos em processos de erosão geral e processos de erosão localizada. A erosão geral é independente da existência de obstáculos e é provocada pelo assoreamento e desassoreamento do leito do rio, pela existência de curvas ou confluências no escoamento e pelo efeito das configurações do fundo do leito; estas causas são naturais da dinâmica de um rio e os seus efeitos são agravados em períodos de caudais elevados (períodos de cheia).

A erosão localizada verifica-se na proximidade de obstáculos (pilares ou encontros de pontes) e/ou devido a uma contração lateral do escoamento, devido à diminuição da secção do escoamento provocada pela presença de obstáculos ou por causas naturais. Ambos os processos erosivos podem ser agravados por fatores antropogénicos, tais como a extração exagerada de inertes e a construção de barragens, que alteram a dinâmica natural do rio.

2.1. EROSÃO LOCALIZADA EM PILARES DE PONTES**2.1.1. DESCRIÇÃO DO ESCOAMENTO EM TORNO DE UM PILAR**

Na ausência de obstáculos, e para escoamentos completamente desenvolvidos, a velocidade do escoamento num rio decresce à medida que a profundidade aumenta. O seu perfil pode ser descrito de forma aproximada por uma lei logarítmica. Na presença de um obstáculo, certas condições do escoamento tendem a ser modificadas como os perfis de velocidades, de intensidade de turbulência e de tensões de Reynolds [1].

A introdução de um obstáculo (pilar) no seio do escoamento leva à diminuição da velocidade horizontal do escoamento à medida que este se aproxima do pilar, anulando-se por completo na face de montante deste. Este efeito é designado por efeito de estagnação e provoca um incremento de pressão, Δp , calculado pela equação (1).

$$\Delta p = \frac{\rho \times [U(y)]^2}{2} \quad (1)$$

em que ρ representa a massa volúmica da água e $U(y)$ é a velocidade do escoamento à distância y do fundo do rio ou canal [2], como exemplificado na Figura 1.

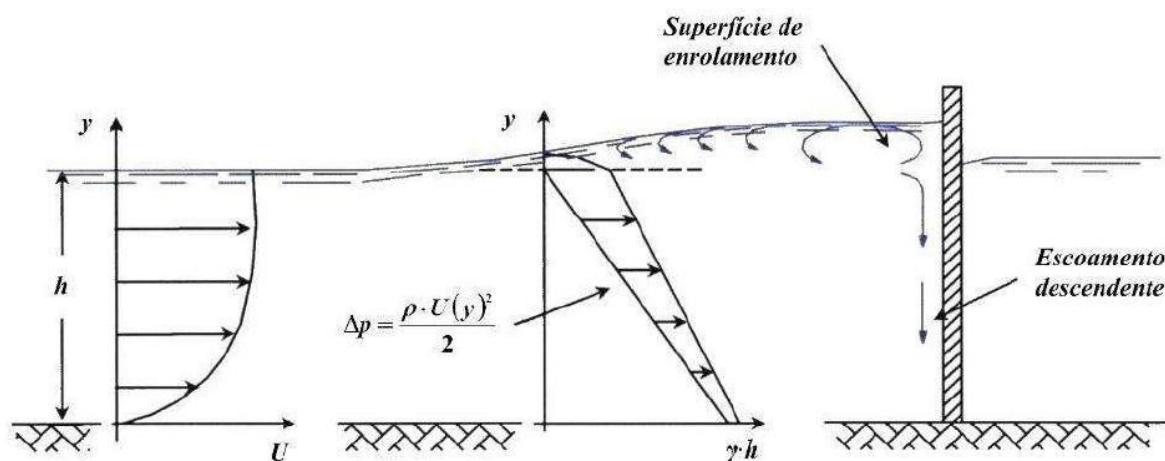


Figura 1 - Alteração do campo de pressões do escoamento a montante de um pilar [2]

O acréscimo de pressão é mais elevado quanto maior for a diminuição da velocidade, dando assim origem a um diferencial de pressões na face de montante do pilar. A alteração no campo de pressões tem como consequências, conforme representado na Figura 2 [2]:

- O aumento do nível da superfície livre a montante do pilar e a formação de uma superfície de enrolamento ou rolo. Também se verifica a existência de um escoamento descendente em forma de jato, no sentido das maiores para as menores pressões. Este escoamento, ao incidir no leito, é parcialmente deflectido para montante.
- A separação do escoamento junto ao fundo, um pouco a montante do obstáculo, e na superfície lateral do pilar.

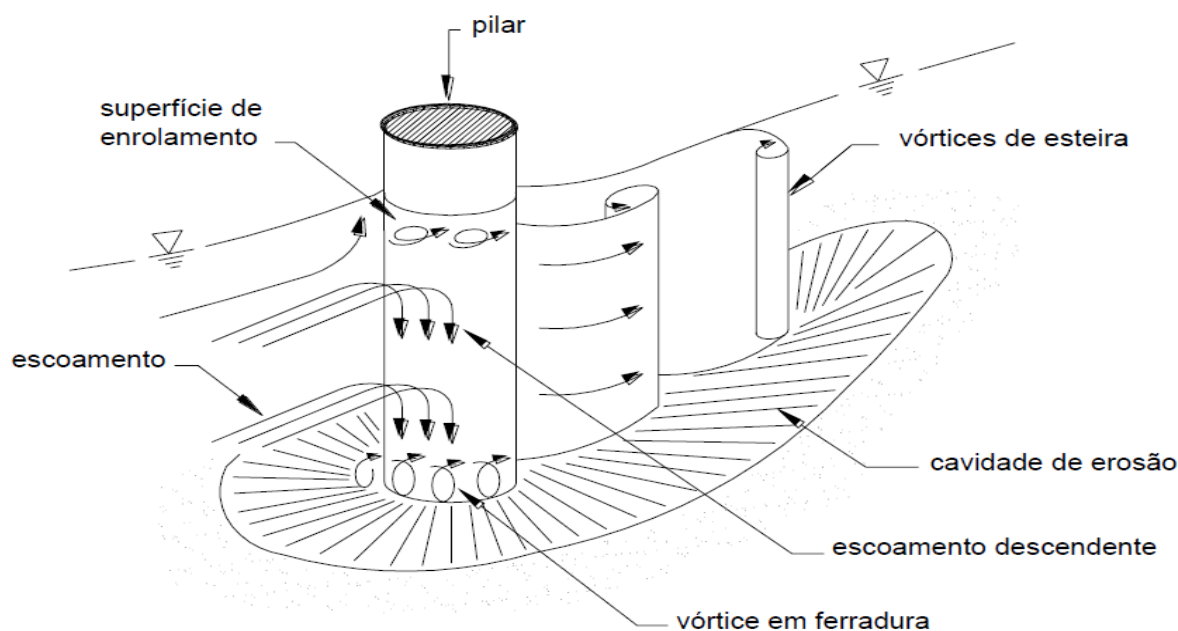


Figura 2 - Estrutura do escoamento na proximidade de um pilar cilíndrico (Adaptado de [3])

O jato resultante do escoamento descendente tende a erodir o leito de fundação do pilar imediatamente a montante. À medida que a erosão aumenta ocorre o deslizamento dos taludes da cavidade de erosão, até ao ponto em que a inclinação destes iguala o seu ângulo de repouso [3].

Os dois processos que resultam da interação do escoamento de aproximação e do pilar dão origem ao vórtice em ferradura que se esquematiza na Figura 2. Este prolonga-se para jusante até se dissipar, contribuindo para a turbulência do escoamento e, assim, tendo um papel ativo na escavação do fundo na zona a montante e a jusante do pilar [1]. O efeito conjunto do escoamento descendente e do vórtice em ferradura é o primeiro responsável pela formação do processo de erosão [3].

O fenómeno de separação não ocorre somente junto ao fundo. Na superfície lateral do pilar desprendem-se periodicamente vórtices de esteira, também representados na Figura 2. Estes vórtices desenvolvem-se para jusante e apresentam sentidos de rotação alternadamente opostos. Provocam a sucção dos sedimentos do leito num movimento quase vertical e transportam-nos, em suspensão, para jusante, assim como as partículas erodidas pelo escoamento descendente e pelo vórtice em ferradura [2].

O pilar gera a separação do escoamento próximo à sua superfície. A formação e desprendimento de vórtices a jusante do obstáculo dependem da relação entre os diferentes tipos de forças associadas ao escoamento [4]. Um parâmetro adimensional que relaciona as forças viscosas e de inércia é o número de Reynolds do pilar, que é calculado pela equação (2):

$$Re_p = \frac{D * U}{\nu} \quad (2)$$

em que D é o diâmetro do pilar circular, U é a velocidade média do escoamento de aproximação e ν é a viscosidade cinemática da água [5].

O número de Reynolds indica, através do seu valor, o grau de intensidade de turbulência a que o escoamento está sujeito. À medida que o número de Reynolds aumenta, não só as tensões viscosas aumentam como também é maior a turbulência gerada pelo escoamento ao ultrapassar o obstáculo, tornando assim os vórtices de esteira gerados muito mais desorganizados e de difícil previsão.

2.1.2. CONDIÇÕES CRÍTICAS DE INÍCIO DE MOVIMENTO

O início ou o limiar do movimento devido à ação de um fluido é definido como o instante em que as forças aplicadas pelo fluido nas partículas do leito ultrapassam as forças de estabilidade devidas à gravidade [6].

O material presente no fundo de leitos aluvionares é dividido entre sedimentos uniformes e sedimentos não uniformes. Os sedimentos podem ser considerados uniformes se o seu coeficiente de gradação σ_D , descrito na equação (3) for inferior a 1.5, o que significa que a sua curva granulométrica pode ser descrita por um único diâmetro de peneiração, o diâmetro mediano D_{50} .

$$\sigma_D = \frac{1}{2} \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}} \right) \quad (3)$$

A máxima erosão é obtida para condições do escoamento próximas da velocidade crítica ($U \approx U_c$), ou seja, a velocidade média do escoamento que corresponde ao início do movimento das partículas [7].

Um dos métodos para a obtenção da velocidade crítica de arrastamento, no caso de sedimentos uniformes, é a utilização da fórmula de Neil [8], traduzida pela equação (4):

$$\frac{U_c^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \times g \times D_{50}} = 2,5 \times \left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{0,2} \quad (4)$$

Outra condição crítica, e não menos importante, de início de movimento em leitos de fundos móveis é o valor da tensão no fundo a partir do qual as partículas do leito começam a ser arrastadas; a esse valor dá-se o nome de tensão crítica, τ_c . Existem vários métodos para a obtenção do valor desta tensão, sendo que o Método de Shields [9] é um dos mais utilizados, para leitos constituídos por sedimentos uniformes. Este método consiste na utilização do Diagrama de Shields (Figura 3), que permite antever se ocorrerá, ou não, o arrastamento das partículas. Com o conhecimento do diâmetro mediano dos sedimentos (D_{50}), do seu peso volúmico (γ_s) e da viscosidade cinemática (ν) e peso volúmico da água (γ) é possível determinar o valor da tensão de arrastamento crítica, τ_c .

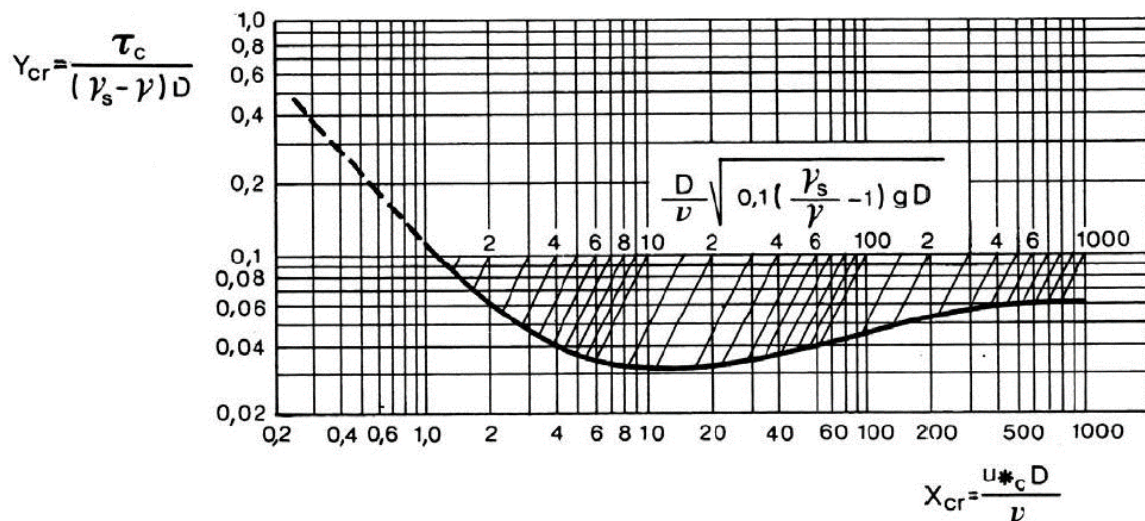


Figura 3 - Diagrama de Shields [9]

Este diagrama relaciona dois parâmetros adimensionais representados por X e Y. O primeiro, X, representa o número de Reynolds das partículas definido através da velocidade de atrito junto ao fundo, u_*_c . O segundo, Y, designado por parâmetro de Shields, tem em conta a tensão entre os sedimentos e o escoamento. As curvas, desenvolvidas experimentalmente, representam a função $Y_{cr} = \varphi(X_{cr})$, cujos valores são calculados pelas fórmulas presentes nos eixos do gráfico ilustrado na Figura 3. Este cálculo é iterativo, dado que τ_c intervém, simultaneamente, em X_{cr} e Y_{cr} . Para ultrapassar esta dificuldade, pode recorrer-se a um terceiro parâmetro, correspondente ao valor obtido através da expressão inserida no corpo da Figura 3, em função das características do material, e que permite a obtenção direta de τ_c no referido diagrama, através da interseção da linha oblíqua correspondente àquele valor com a curva de Shields [10].

Se ao par de valores X e Y obtido para as condições do escoamento real, corresponder um ponto figurativo situado na zona do gráfico acima da curva representada (Figura 3), o escoamento ocorre com transporte sólido generalizado. Se esse ponto estiver situado na zona inferior do diagrama, i.e., abaixo da referida curva, o escoamento faz-se sem transporte sólido proveniente de montante [11].

Vários autores tentaram obter uma expressão que permitisse obter o parâmetro de Shields através de uma expressão parametrizada, sem ser necessário recorrer ao processo iterativo referido. Desses autores, destaca-se Guo [12] que através do estudo dos trabalhos realizados por Hunter Rouse [13] chegou a uma expressão semi-empírica, equação (6), que fornece o parâmetro de Shields em função do diâmetro adimensional das partículas, d_* , definido através da equação (5).

$$d_* = \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3} D_{50} \quad (5)$$

em que s e d representam, respetivamente, a densidade o diâmetro mediano dos sedimentos do fundo do leito.

$$\tau_{*c} = \frac{0,23}{d_*} + 0.054 \left[1 - \exp\left(-\frac{d_*^{0.85}}{23}\right) \right] \quad (6)$$

2.1.3. CAVIDADE DE EROÇÃO

A principal consequência da erosão localizada em pilares de pontes é o aparecimento de uma cavidade em volta destes, a cavidade de erosão, esquematizada na Figura 4. Os vórtices criados em torno do pilar tendem a arrastar consigo os sedimentos em volta deste, provocando assim uma escavação que pode comprometer seriamente a estabilidade dos pilares e, por conseguinte, a estabilidade estrutural da ponte.

A cavidade de erosão caracteriza-se pela elevada inclinação do paramento de montante, em relação ao pilar. A jusante do pilar, a inclinação do paramento é menor, tendo um elevado desenvolvimento para jusante, no entanto com profundidades de erosão inferiores [7].

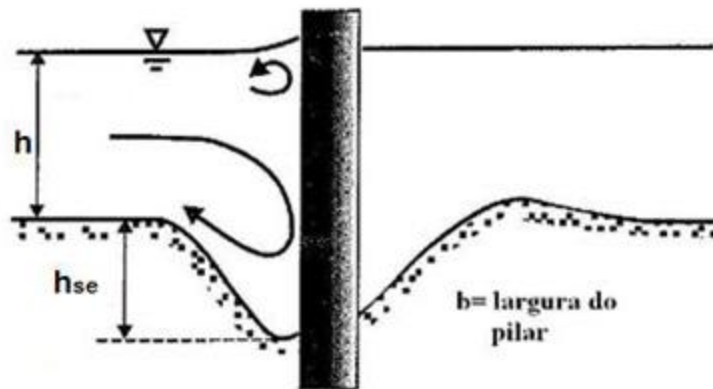


Figura 4 - Cavidade de erosão vista em perfil (Adaptado de [3])

No ponto imediatamente a montante do pilar, verifica-se a maior profundidade da cavidade de erosão, que é máxima quando o processo erosivo atinge o equilíbrio, designando-se essa profundidade de h_{se} . No entanto, na tese de Reda Diab [14], em que foram medidas as profundidades em diversos pontos em torno do pilar, foi concluído que no início do fenómeno erosivo, a máxima profundidade de erosão se encontra nos cantos do pilar (secção quadrada neste caso), e só com o passar do tempo é que esta migra para o centro do pilar.

2.1.4. FATORES E EFEITOS INFLUENCIADORES

A erosão localizada é um fenómeno muito complexo e dependente de diversos fatores com naturezas distintas, tais como, hidráulica, sedimentológica, topográfica e geométrica [15]. Uma avaliação completa do processo erosivo em torno de um pilar envolve um elevado número de variáveis independentes. A literatura existente aponta as seguintes variáveis como influenciadoras da geometria final da cavidade de erosão [7]:

- Variáveis referentes às **características geométricas do obstáculo**: comprimento característico do obstáculo (L ou D_c no caso de o obstáculo se tratar de um pilar cilíndrico); ângulo de alinhamento do pilar com o escoamento (α), coeficiente de forma do obstáculo (K_f) e altura do escoamento (h);
- Variáveis relativas à **geometria do canal**: largura da secção transversal (B), declive do fundo do canal (i) e o coeficiente de forma da secção transversal (K_g);
- Variáveis **características cinemáticas e dinâmicas**: velocidade média de aproximação (U), perda de carga unitária do escoamento (J) e aceleração da gravidade (g);
- Variáveis referentes às **propriedades do fluido**: viscosidade cinemática (ν) e massa volúmica (ρ);
- Variáveis alusivas às propriedades dos sedimentos: massa volúmica (ρ_s), diâmetro mediano (D_{50}) e o coeficiente de gradação da curva granulométrica (σ_D);
- Tempo (t).

Assim, a profundidade máxima de erosão, h_{se} , ao longo do tempo, pode ser expressa pela equação (7), em que φ designa uma função genérica:

$$h_{se} = \varphi(D_c, \alpha, K_f, h, B, i, K_g, U, J, g, \nu, \rho, \rho_s, D_{50}, \sigma_D, t) \quad (7)$$

em que φ representa uma função genérica.

2.1.5. PREVISÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EQUILÍBRIO

O parâmetro mais utilizado na caracterização da cavidade de erosão é o valor da profundidade máxima de equilíbrio, h_{se} . Existem diversos métodos na literatura existente para a obtenção do valor de h_{se} , sendo que a maior parte deles são apenas aplicáveis aos casos de pilares simples. Os métodos existentes são fórmulas empíricas e semi-empíricas desenvolvidas ao longo dos anos, resultantes dos estudos que muitos autores dedicaram a este tema. Como foi referido em 2.1.4, o valor real depende de muitos fatores, tornando assim impossível a sua conjugação numa única equação.

Alguns métodos revelam-se bastante simplistas o que se traduz, frequentemente, na menor precisão dos resultados. Na literatura existente foi possível identificar as formulações de Melville e Coleman (2000) [3], Richardson e Davis (2001) [16] e Shepard e Rena (2010) [17] como os mais utilizados e fiáveis. Será aqui explicitada a primeira, para uma melhor compreensão dos diversos fatores que condicionam o fenómeno erosivo.

2.1.5.1. PROPOSTA DE MELVILLE E COLEMAN (2000)

Esta proposta consiste na utilização da equação (8) [3], sendo que esta pode ser aplicada em condições de escoamento em leitos de fundo móvel ou fixo. A equação é muito completa porque tem em conta um grande número de fatores influenciadores no resultado da profundidade máxima de equilíbrio.

$$h_{se} = K_h K_l K_D K_f K_\alpha K_t \quad (8)$$

Em que os parâmetros K traduzem [3]:

- K_h – a relação entre as dimensões do pilar e a profundidade do escoamento;
- K_l – o efeito da intensidade do escoamento;
- K_D – as características dos sedimentos do fundo do leito aluvionar;
- K_f – o efeito da forma do pilar;
- K_α – o efeito do ângulo de alinhamento do pilar em relação ao escoamento;
- K_t – o efeito do tempo.

Estes parâmetros são obtidos através das seguintes relações:

- K_h

No caso de pilares cilíndricos, o parâmetro é dado pela equação (9):

$$K_h = \begin{cases} 2,4D_c & \text{se } D_c/h < 0,7 \\ 2\sqrt{hD_c} & \text{se } 0,7 < D_c/h < 5,0 \\ 4,5h & \text{se } D_c/h > 5,0 \end{cases} \quad (9)$$

- K_l

Em que U_a representa a velocidade do escoamento que conduz à formação de uma camada de proteção para sedimentos não uniformes, caso contrário $U_a=U$. O parâmetro é obtido pela expressão (10):

$$K_l = \begin{cases} \frac{U - (U_a - U_c)}{U_c} & \text{se } \frac{U - (U_a - U_c)}{U_c} < 1 \\ 1 & \text{se } \frac{U - (U_a - U_c)}{U_c} \geq 1 \end{cases} \quad (10)$$

- K_α

No caso de pilares cilíndricos, este parâmetro toma o valor de 1. Para o caso de pilares não cilíndricos o valor de K_α é dado pela equação (11), em que l representa a profundidade e b a largura, ambos relativos à secção transversal do pilar.

$$K_\alpha = \left(\frac{l}{b} \sin(\alpha) + \cos(\alpha) \right)^{0.65} \quad (11)$$

- K_D

Este parâmetro está relacionado com a dimensão relativa do pilar D_c/D_{50} , e é dado por:

$$K_D = \begin{cases} 0.57 \log \left(2.24 \frac{D_c}{D_{50}} \right) & \text{se } \frac{D_c}{D_{50}} \leq 25 \\ 1 & \text{se } \frac{D_c}{D_{50}} > 25 \end{cases} \quad (12)$$

- K_f

Este coeficiente é dado pela Tabela 1, e só deve ser utilizado no caso de pilares simples uniformes e que estejam alinhados com a direção do escoamento ($\alpha=0^\circ$).

Tabela 1 - Coeficientes de forma do pilar [3]

Forma da fundação do pilar	Valor de K_f
Circular ou Extremidade arredondada	1
Extremidade quadrada	1,1
Extremidade angulosa	0,9

- K_t

Este parâmetro tem em conta o tempo decorrido no processo de erosão e a sua influência no desenvolvimento e estabilização da cavidade de erosão. É definido como a razão entre a profundidade de erosão ao fim de um determinado tempo, t , e a profundidade de erosão estabilizada que ocorre para um tempo de equilíbrio, t_e . Este fator é calculado de forma diferente consoante haja ou não transporte sólido generalizado. Em situações com transporte sólido generalizado as condições de equilíbrio são atingidas rapidamente e pode assumir-se o valor de 1,0 para K_t . Nas situações em que tal não ocorre o valor deste parâmetro, para pilares circulares, é dado pela equação (13):

$$K_t = \exp \left\{ -0,3 \left| \frac{U_c}{U} \ln \left(\frac{t}{t_e} \right) \right|^{1,6} \right\} \quad (13)$$

Para aplicar a fórmula anterior, é preciso conhecer o tempo necessário para que se estabeleça o equilíbrio na formação da cavidade de erosão, t_e . Este tempo pode ser calculado através da expressão (14), no caso do escoamento de aproximação se realizar com fundo fixo a montante:

$$t_e = \begin{cases} 48,26 \frac{D_c}{U} \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right) & \text{se } \frac{h}{D_c} > 6 \text{ e } \frac{U}{U_c} > 0,4 \\ 30,89 \frac{D_c}{U} \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right) \left(\frac{h}{D_c} \right)^{0,25} & \text{se } \frac{h}{D_c} \leq 6 \text{ e } \frac{U}{U_c} > 0,4 \end{cases} \quad (14)$$

2.2. MECANISMOS DE PROTEÇÃO

O mecanismo de proteção contra a erosão localizada mais utilizado em pilares de pontes é a colocação de um tapete de proteção à volta do pilar. Estes pretendem criar uma barreira física que resista ao poder erosivo do escoamento, com capacidade para se acomodar às alterações da configuração do leito. A sua estabilidade depende do seu peso e do grau de imbricamento entre blocos. Existem ainda outras medidas de proteção que (i) consistem na alteração das características geométricas do pilar ou na (ii) colocação de dispositivos que alterem as condições de escoamento à volta do pilar.

2.2.1. TAPETES DE PROTEÇÃO

O comportamento do leito de um rio pode variar significativamente dependendo das condições de escoamento a que este está sujeito, ou seja, se existe ou não transporte sólido generalizado. A ocorrência de formas de fundo afeta a rugosidade do leito, conferindo assim uma maior importância à interação entre o leito e o escoamento que nele se desenvolve. Assim, o comportamento de um tapete de proteção será diferente para condições de leito móvel ou fixo. Essa mudança nas condições de escoamento altera a estabilidade e os mecanismos de rutura que podem ocorrer na camada de proteção [18].

Parola [19], Chiew [20] e Lauchlan [18] concluíram que, junto de pilares de pontes e na ausência de transporte sólido generalizado no escoamento de aproximação, os tapetes formados por blocos soltos – de enrocamento ou outros - podem estar sujeitos aos seguintes mecanismos de rutura [21]:

- i) Rutura por atrito (rolamento e deslizamento), que se traduz no transporte de blocos isolados para jusante pelo facto de ser excedida, localmente, a respetiva tensão ou velocidade crítica de início do movimento. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura consiste na utilização de blocos suficientemente pesados, soltos ou interligados.
- ii) Rutura por sifonagem, a que corresponde o afundamento dos tapetes devido à infraescavação provocada pela aspiração vertical de partículas do material do fundo através dos vazios dos tapetes. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura implica a colocação de tapetes suficientemente espessos sobre filtros geotécnicos ou sintéticos, devidamente dimensionados.
- iii) Rutura de bordo, entendida como o descalçamento do pilar em consequência do rolamento de blocos da periferia do pilar para o interior da cavidade que, inevitavelmente, se desenvolve exteriormente ao tapete. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura traduz-se na colocação de tapetes suficientemente extensos em planta.

Chiew [20] refere, ainda, outros dois mecanismos de rutura de tapetes de proteção de pilares, presentes unicamente em escoamentos com transporte sólido generalizado [21]:

- iv) Rutura devida à migração de configurações do fundo, traduzida no afundamento dos tapetes em consequência da passagem das respetivas cavas. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura consiste na colocação do tapete suficientemente abaixo do leito médio do rio (ao nível das cavas das configurações de fundo).
- v) Rutura por erosão generalizada do fundo, que induz o transporte para jusante dos blocos dos tapetes em consequência do abaixamento do nível médio do fundo, resultante do défice de abastecimento de sedimentos a partir de montante ou de erosão regressiva originada a jusante. A solução genérica de mitigação deste tipo de rutura implica a construção de soleiras transversais de enrocamento (uma ou mais) a jusante da ponte.

O tipo de proteção mais utilizado é o tapete em *riprap* devido à facilidade de execução, disponibilidade do material e eficácia. Para este tipo de proteção (Figura 5) é necessário dimensionar o diâmetro médio dos blocos a utilizar, a altura do tapete, a sua largura e comprimento em planta; tudo isto em função das condições de escoamento existentes no local, das características do pilar e do facto de o tapete ser colocado recorrendo, ou não, à escavação do leito.



Figura 5 - Proteção em *riprap* sem escavação do fundo nos pilares da ponte [22]

Os tapetes de colchões Reno e os tapetes de blocos artificiais (tetrápodes, tetraedros, dolos, etc) são soluções alternativas ao tapete em *riprap* para este tipo de mecanismo de proteção.

2.2.2. DISPOSITIVOS DE ALTERAÇÃO DA DIREÇÃO DE ESCOAMENTO

Este tipo de medidas de proteção intervêm do lado das características do escoamento, ao contrário dos tapetes de proteção que alteram as características dos sedimentos em volta do pilar. Estas medidas têm sido estudadas e propostas ao longo dos anos por diversos autores e são validadas, ou não, por ensaios em laboratório. Neste subcapítulo será essencialmente seguido o trabalho desenvolvido e reportado (2012) por Ali Tafarojnoruz [23]– ‘*Evaluation of Flow-Altering Countermeasures against Bridge Pier Scour*’ –, correspondente ao estudo, em condições laboratoriais, do efeito de seis medidas de proteção de pilares. Serão brevemente explicados os efeitos que essas medidas criam no escoamento e a redução que provocam na profundidade de erosão quando comparada com um ensaio sem medidas de proteção.

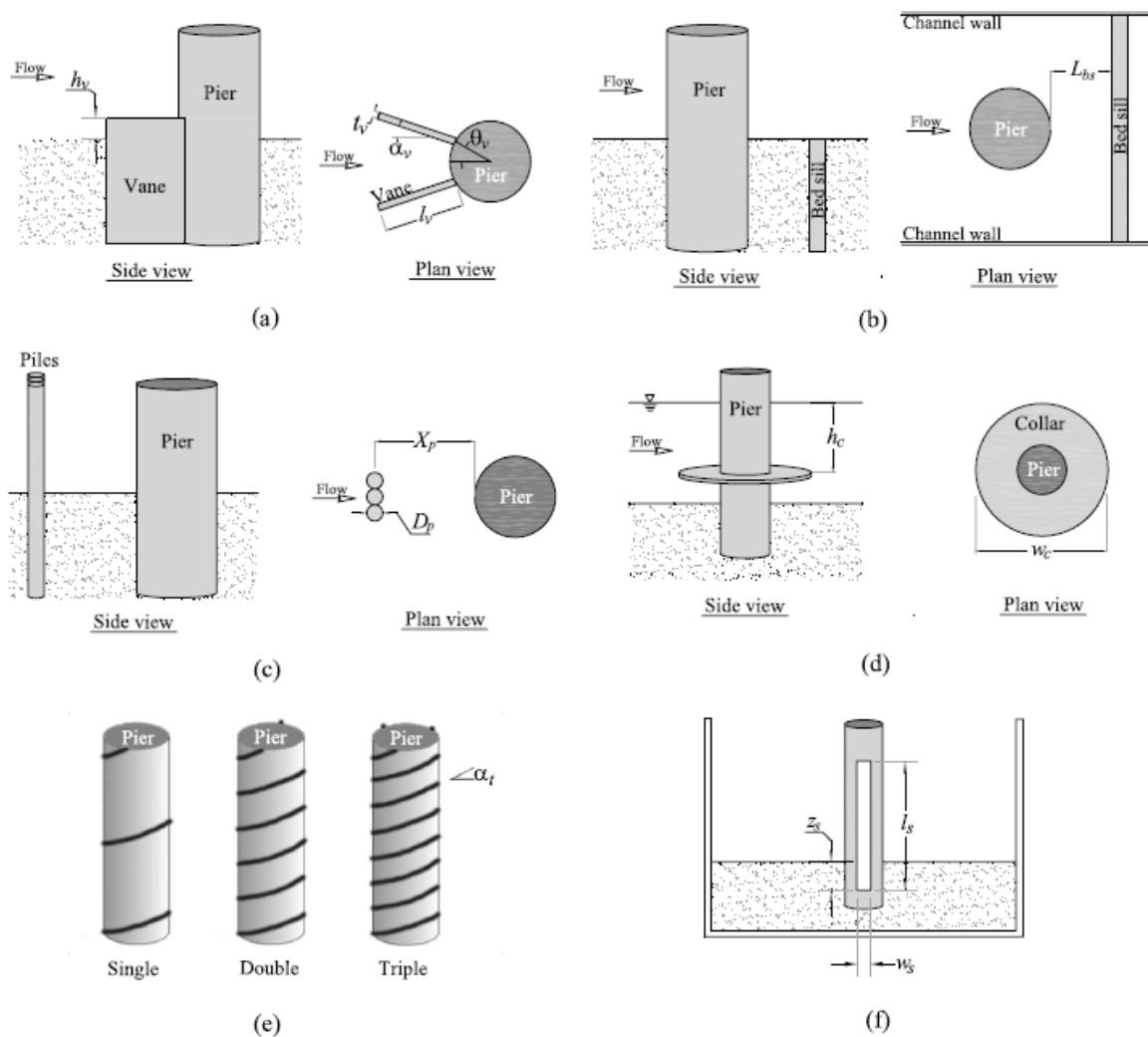


Figura 6 - Diferentes medidas de proteção [23]

A Figura 6 representa as seis medidas estudadas e dá uma ideia gráfica de como as medidas de proteção atuam. As seis medidas são:

- | | | |
|-----------------------------|----------------------|---------------------------|
| a) ‘Cata-ventos’ submersos; | b) Soleira no leito; | c) Pilares de sacrifício; |
| d) Colar; | e) Cabos; | f) Ranhura. |

- ‘Cata-ventos’ submersos

Estes ‘cata-ventos’ são estruturas esbeltas que são enterradas no leito e têm como função alterar o padrão do escoamento, redistribuindo-o dentro dos limites do canal. A sua espessura, comprimento e ângulo de alinhamento são dimensionados de maneira a impedir o arrastamento dos sedimentos em torno do pilar, confinando assim os sedimentos na zona a montante do pilar. O estudo realizado permite concluir que esta medida apenas é efetiva nas primeiras 7 horas de ensaio, tornando-se irrelevante posteriormente. Esta medida de proteção provocou uma redução de apenas 12,4% na máxima profundidade de erosão.

- Soleira no leito

Esta medida consiste na implementação de uma soleira enterrada e com largura igual à do canal a jusante do pilar e que funcione como uma barreira física que pare o transporte de sedimentos na zona onde esta está enterrada, diminuindo assim a profundidade da cavidade de erosão. É necessário definir a sua espessura e a sua distância longitudinalmente ao pilar. Os resultados mostram que quando a placa é colocada imediatamente a jusante do pilar, a redução da profundidade de erosão é maior do que quando colocada mais longe, fenómeno este que é fisicamente compreensível. A aplicação desta medida levou a uma diminuição de 14,3% da profundidade de erosão.

- Pilares de sacrifício

No fenómeno da erosão localizada, os sedimentos removidos do leito depositam-se a jusante. O objetivo desta medida é duplo: colocando uns pilares de sacrifício a montante do pilar principal, estes sofrerão erosão e alterarão as condições do escoamento mas também provocarão a deposição de sedimentos a jusante destes onde se encontra o pilar principal, tentando-se assim um equilíbrio entre os sedimentos removidos junto ao pilar principal e os sedimentos depositados junto ao mesmo pela existência dos pilares de sacrifício. Assim, a erosão que os pilares de sacrifício sofrem será, provavelmente, maior que a do pilar principal, salvaguardando assim aquele que suporta a ponte. Os melhores resultados foram obtidos com a existência de 3 pilares de sacrifício a uma distância de duas vezes o diâmetro do pilar principal e com um diâmetro de 20% do diâmetro do pilar principal. A redução obtida com esta medida foi de 32,2%. É necessário ter em conta que o efeito desta medida de proteção tende a diminuir com o tempo.

- Colar

O colar funciona como um obstáculo ao escoamento descendente ao longo do pilar, fenómeno este que tem enorme preponderância na escavação do leito em torno do pilar. O colar foi colocado em cima do leito (arenoso) e com um diâmetro três vezes superior ao do pilar. A redução obtida foi de 28,7%. Esta medida de proteção reduz efetivamente a profundidade de erosão no início, mas após algum tempo pode levar a cavidades de erosão maiores.

- Cabos

Os cabos colocados em torno do pilar funcionam como um elemento de fricção que deflete o escoamento e reduz a sua intensidade. Esta medida mostra-se a menos “apelativa”, uma vez que (entre as 6 ensaiadas) proporciona a menor redução na profundidade de erosão, 8,7%.

- Ranhura

O objetivo desta medida é reduzir a superfície do obstáculo ao escoamento, diminuindo assim a intensidade do escoamento no pilar. É assim necessário definir a largura e altura da abertura no pilar, sendo que os melhores resultados foram obtidos para uma altura igual à altura do escoamento e uma largura de 25% do diâmetro do pilar. A redução obtida foi de 33.2%. Esta medida será analisada mais em detalhe com a ajuda das simulações numéricas no capítulo 4.

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.1. INTRODUÇÃO À MODELAÇÃO NUMÉRICA DE FLUIDOS

A Modelação Numérica de Fluidos ou Dinâmica de Fluidos Computacional (*Computational Fluid Dynamics – CFD*, na língua inglesa) é o ramo da mecânica dos fluidos correspondente à simulação numérica dos fenómenos que ocorrem num determinado escoamento [24]. A sua aplicabilidade é vasta e o seu uso tem vindo a crescer, com o aparecimento de computadores cada vez mais rápidos que são mais capazes de dar resposta às exigências de processamento e armazenamento de dados [25].

A simulação numérica permite outro olhar sobre os fenómenos em estudo e pode e deve ser comparada com resultados experimentais e com expressões desenvolvidas teoricamente, o que permite avaliar o grau de fiabilidade dos resultados obtidos com esta.

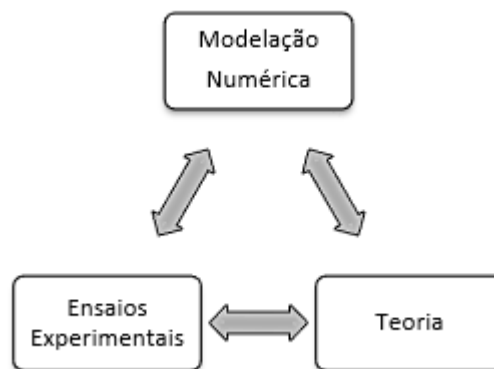


Figura 7 - As três dimensões da dinâmica dos fluidos [25]

A abordagem de um problema através deste método apresenta as seguintes vantagens [26]:

- Diminuição apreciável do tempo e dos custos de obtenção da solução, comparativamente aos métodos tradicionais;
- A análise experimental em larga escala é complexa para sistemas de grandes dimensões, logo a utilização dos CFD é uma escolha que permite poupar bastantes recursos;
- Os modelos numéricos dos sistemas físicos são bastante precisos devido aos esquemas matemáticos bastante avançados;
- A evolução tecnológica na área dos computadores permite a obtenção de soluções detalhadas, até mesmo em computadores pessoais.

Uma correta simulação numérica do escoamento de fluidos implica o conhecimento e compreensão dos fenômenos físicos que ocorrem no sistema em estudo, condição fulcral na estruturação do problema numérico pois é a partir destes fenômenos que serão definidas as condições-fronteira e os esquemas numéricos a resolver.

Uma simulação CFD deve ter em conta as seguintes propriedades [26]:

- **Consistência.** A precisão da solução deve ser tanto maior quanto menor for a dimensão dos elementos da malha. O valor da diferença entre a equação discretizada e o valor real chama-se erro de truncatura;
- **Estabilidade.** Os métodos utilizados não devem aumentar os erros gerados no decorrer do cálculo;
- **Convergência.** A solução deve convergir para um determinado valor;
- **Precisão.** Soluções numéricas do escoamento são soluções aproximadas, cuja exatidão dependerá de erros de modelação, de convergência, entre outros;
- **Conservação.** O processo de cálculo deve obedecer às leis de conservação, que serão adiante descritas.

3.2. APRESENTAÇÃO DO SOFTWARE UTILIZADO: SSIIM

Os *softwares* comerciais como é o caso do ‘Fluent’ e o ‘Flow 3D’ são boas soluções para simulações com tempo reduzido do escoamento. Na presente dissertação, o objetivo passa por modelar escoamentos com durações de horas o que nos *softwares* anteriormente apresentados implicaria tempos de computação elevadíssimos. O escoamento a estudar é não-permanente, o que também implica a resolução das incógnitas em função do tempo. Assim, foi escolhido para a realização desta dissertação o SSIIM, software que estava a ser utilizado no âmbito do projeto NUMPIERS em desenvolvimento na FEUP.

SSIIM é uma abreviatura para ‘*Sediment Simulation in Intakes with Multiblock option*’. O programa resolve as equações de Navier-Stokes usando o método dos volumes finitos para discretizar numericamente o espaço, juntamente com o algoritmo SIMPLE e o modelo de turbulência k- ϵ para simular as condições do escoamento. Também resolve a equação de convecção-difusão para o transporte de sedimentos, usando a fórmula de van Rijn [27]. O *software* foi desenvolvido por Nils Reidar Olsen, professor na universidade norueguesa da ciência e tecnologia.

Existem duas versões do referido *software*, sendo que a versão utilizada nesta dissertação foi o SSIIM 1. Nos subcapítulos seguintes serão explicados os métodos e modelos de cálculo utilizados pelo programa para realizar as simulações numéricas, com base no manual do SSIIM [27].

3.3. PRINCÍPIOS GOVERNATIVOS DA DINÂMICA DOS FLUÍDOS

O princípio básico do CFD passa por dividir o escoamento em pequenos elementos, constituindo uma malha de volumes finitos, sendo aplicado a cada elemento uma série de equações resultante de três princípios governativos da dinâmica de fluidos [24]:

- Lei da Conservação da Massa ou Equação da Continuidade;
- Lei da Quantidade de Movimento (Segunda Lei de Newton);
- Lei da Conservação da Energia (Primeira Lei da Termodinâmica).

3.3.1. Lei da Conservação da Massa (Equação da Continuidade)

A equação da continuidade representa, matematicamente, o princípio de conservação da massa, aplicado a um volume infinitesimal de um fluido num escoamento, sendo descrito pela equação (15) [28]:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho U_i) = 0 \quad (15)$$

em que U_i é a componente da velocidade na direção i .

Como a massa volúmica (ρ) é constante ao longo do tempo para fluidos incompressíveis, como é o caso em estudo, pode aplicar-se a expressão $\partial \rho / \partial t = 0$ na equação anterior, resultando a seguinte equação (16) [28]:

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0 \quad (16)$$

3.3.2. Lei da Quantidade de Movimento (2ª Lei de Newton)

A equação de Navier-Stokes – equação (17) - descreve a velocidade do escoamento, baseada no equilíbrio de forças (2ª Lei de Newton) num volume infinitesimal de água para um escoamento laminar [29].

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left[-P \delta_{ij} + \rho \nu \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \right] \quad (17)$$

onde P representa a pressão e δ_{ij} é o delta de *Kronecker*.

Os escoamentos turbulentos são caracterizados pelas variações de velocidade no tempo e no espaço. Existem vários modelos para resolver este problema e que podem ser divididos em três grandes grupos [25]:

- **Modelos baseados nas Equações Médias de Reynolds (RANS – Reynolds Averaged Navier-Stokes);**
- Large Eddy Simulation (LES) – Método de Simulação das Grandes Escalas de Turbulência;
- Direct Numerical Simulation (DNS) – Simulação Numérica Direta.

As equações RANS resultam da média temporal das equações de Navier-Stokes, visto que a velocidade num escoamento turbulento não é constante ao longo do tempo e do espaço [29], como é traduzido pela Figura 8.

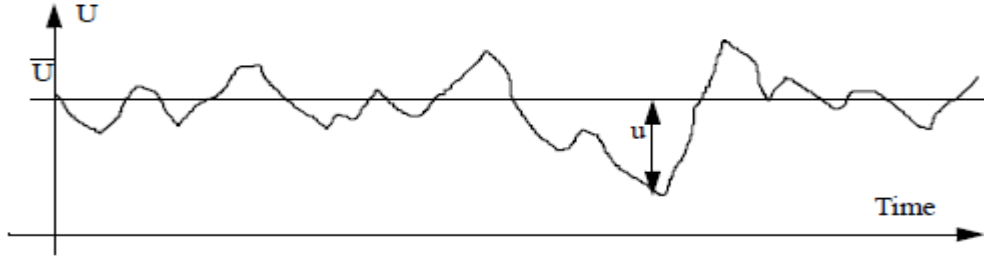


Figura 8 - Variação da velocidade em função do tempo [27]

A velocidade é dividida num valor médio $\bar{U}$ e num valor flutuante u . A consideração destas duas novas variáveis na formulação da equação de Navier-Stokes para escoamentos laminares – equação (17) –, após algumas manipulações e simplificações matemáticas, dá origem à equação de Navier-Stokes para escoamentos turbulentos, em termos de quantidades médias – equação (18) [29]:

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} (-P \delta_{ij} - \rho \bar{u}_i \bar{u}_j) \quad (18)$$

O último termo representa as tensões de Reynolds e é, normalmente, modelado através da aproximação de Boussinesq – equação (19):

$$-\rho \bar{u}_i \bar{u}_j = \rho \nu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \rho k \delta_{ij} \quad (19)$$

A variável k representa a energia cinética turbulenta, que será explicada em pormenor no subcapítulo 3.4. Juntando as equações (18) e (19) e reagrupando as variáveis, obtêm-se a equação de Navier-Stokes modificada pelas equações RANS – equação (20):

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left[- \left(P + \frac{2}{3} k \right) \delta_{ij} + \rho \nu_t \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \rho \nu_t \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right] \quad (20)$$

A equação (20) incorpora basicamente cinco termos: um termo transitório e um termo convectivo, no lado esquerdo da equação; no lado direito da equação, um termo de pressão/energia cinética, um termo difusivo e um termo de tensão. Os termos convectivos e difusivos são resolvidos através da equação convecção-difusão, descrita adiante neste capítulo, a propósito da modelação do transporte de sedimentos (3.6). Alguns dos termos são negligenciados devido à sua pouca influência, restando apenas resolver o termo relativo à pressão.

Existem vários métodos para resolver este termo, sendo que o SSIIM utiliza o algoritmo SIMPLE, que significa *Semi-Implicit Method for Pressure Linked Equations*. Neste método, o gradiente da pressão é usado em vez da pressão na equação da continuidade. De seguida, a equação da pressão é substituída por uma equação de correção da pressão [29]. Esta equação é resolvida juntamente com as equações governativas em cada intervalo de tempo de cálculo. Trata-se assim de um processo iterativo que termina quando o valor da pressão estabiliza.

3.4. MODELOS DE RESOLUÇÃO NUMÉRICA DE TURBULÊNCIA

Existem vários modelos para obter as tensões de Reynolds, sendo que os mais utilizados são os modelos lineares de viscosidade turbulenta de duas equações, como os modelos $k - \varepsilon$ e $k - \omega$. Nestes modelos, resolvem-se as equações de transporte da quantidade de movimento, da energia cinética de turbulência e da dissipação de energia cinética de turbulência (modelo $k - \varepsilon$) ou da dissipação específica (modelo $k - \omega$).

- Modelo $k - \varepsilon$

Trata-se de um modelo semi-empírico, que se baseia no modelo de duas equações: a de transporte para a energia cinética de turbulência e a da taxa de dissipação. Resolvendo estas duas equações, consegue-se representar as propriedades turbulentas do escoamento e, com isso, determinar a viscosidade turbulenta [29]. Este modelo computa a viscosidade turbulenta como:

$$\nu_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (21)$$

onde c_μ é uma constante empírica que toma o valor de 0,09 e ε representa a taxa de dissipação de turbulência. k é a energia cinética turbulenta, definida por:

$$k = \frac{1}{2} \overline{u_i u_i} \quad (22)$$

sendo que este é modelado como:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + U_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + P_k - \varepsilon \quad (23)$$

onde P_k é responsável pela produção da turbulência, definido por:

$$P_k = \nu_t \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \left(\frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) \quad (24)$$

Assim, ε é modelado como:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + U_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} P_k + C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (25)$$

em que as constantes assumem os seguintes valores:

$$C_{\varepsilon 1} = 1.44$$

$$C_{\varepsilon 2} = 1.92$$

$$\sigma_k = 1.0$$

$$\sigma_\varepsilon = 1.3$$

Este modelo só é válido para escoamentos completamente turbulentos, onde os efeitos viscosos moleculares podem ser minimizados, face ao movimento turbulento. No geral, este modelo apresenta um bom rendimento em termos de aproximação e constituição. No entanto, há algumas aplicações para as quais esse modelo não é indicado, entre elas, escoamentos com separação da camada limite, com mudanças súbitas nas taxas de estrangulamento, em fluidos rotativos ou em superfícies curvas [28].

- Modelo $k - \omega$

A mais recente versão deste modelo apresenta a variável ω como uma frequência característica do processo de decaimento da turbulência. Substitui a taxa de dissipação específica da energia cinética turbulenta por $\omega = \varepsilon/k$, em que se supõe que a viscosidade turbulenta está associada à energia cinética turbulenta, k , e à taxa de dissipação, ω , através da equação (26):

$$v_t = \rho \frac{k}{\omega} \quad (26)$$

Este modelo efetua um tratamento próximo à parede para simulações com baixo número de Reynolds, sendo assim mais exato e robusto que o modelo $k - \varepsilon$, possuindo no entanto algumas deficiências em regiões longe da parede [28]. No caso das simulações que serão apresentadas, isto não afeta significativamente o rigor dos resultados para o adequado estudo do fenómeno da erosão localizada, pois a importância da precisão dos resultados diminui com o afastamento da parede/leito.

3.5. MÉTODOS DE DISCRETIZAÇÃO NUMÉRICA DO ESPAÇO

A discretização numérica é necessária pois divide um meio contínuo em partes menos complexas, facilitando assim a realização dos cálculos. O princípio da continuidade admite que a matéria é um meio contínuo, sem vazios interiores, desconsiderando a sua estrutura molecular [28]. Atendendo a este princípio, e considerando apenas a forma macroscópica das estruturas moleculares, é possível transferir as equações governativas contínuas para valores discretos homólogos. Os métodos de discretização espacial são uma ferramenta que possibilita aproximar essas equações governativas, por um sistema de equações algébricas, das variáveis do problema. Estas variáveis serão obtidas em localizações discretas no espaço e no tempo [30].

Existem vários métodos numéricos de discretização numérica, sendo que os mais utilizados são:

- Método dos Elementos Finitos;
- **Método dos Volumes Finitos (MVF);**
- Método das Diferenças Finitas;

O SSIIM utiliza o Método dos Volumes Finitos, razão pela qual este será descrito mais em pormenor. No Método dos Volumes Finitos, a variável de interesse está alojada no centroide do volume de controlo. O volume de controlo (VC) é o elemento da malha considerado para a divisão do domínio da solução, à qual se aplica o conceito da continuidade. O MVF integra a forma diferencial das equações governativas ao longo de cada VC, aplicando o Teorema de Gauss. Com a equação daí decorrente, este método determina as derivadas e os fluxos, através de formas de interpolação entre o centroide do VC e os nós vizinhos. Em última análise, este processo resulta na denominada equação de discretização, que expressa a lei governativa para a variável dentro de cada volume de controlo, permitindo chegar à solução global [28].

O método dos volumes de controlo pode ser aplicado a qualquer tipo de malha, adaptando-se portanto a geometrias complexas. A malha define apenas as fronteiras do volume de controlo e não necessita estar relacionada com um sistema de coordenadas.

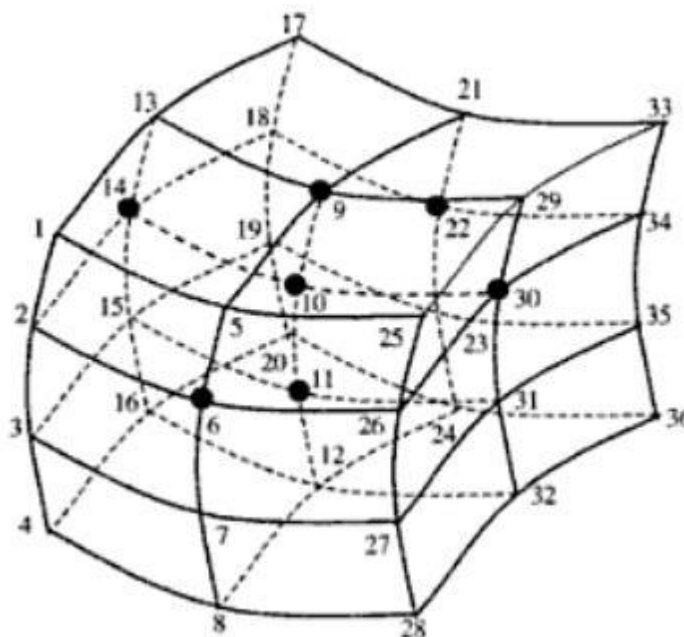


Figura 9 - Esquematização do volume finito tridimensional [24]

3.6. MODELAÇÃO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

O transporte de sedimentos está geralmente em dois modos: por arrastamento e em suspensão. O transporte por arrastamento é obtido pela fórmula de van Rijn – equação (27):

$$\frac{q_b}{D_{50}^{1.5} \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w}}} = 0.053 \frac{\left[\frac{\tau - \tau_c}{\tau_c}\right]^{2.1}}{D_{50}^{0.3} \left[\frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w v^2}\right]^{0.1}} \quad (27)$$

em q_b é o valor do caudal sólido, dado em m^3/s . Multiplicando este valor pela massa volúmica dos sedimentos, obtemos o caudal sólido em kg/s , unidade que traduz um significado mais físico do fenómeno. O transporte em suspensão é computado usando a equação convecção-difusão – equação (28):

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U_j \frac{\partial c}{\partial x_j} + \omega \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma_T \frac{\partial c}{\partial x_j} \right) \quad (28)$$

onde c representa a concentração de sedimentos, ω é a velocidade de queda dos sedimentos e Γ_T é o coeficiente de difusão retirado do modelo $k - \varepsilon$ que assume, normalmente, um valor igual à viscosidade turbulenta. Na equação (28), os dois primeiros termos representam a convecção dos sedimentos, isto é, sedimentos transportados através de paredes de volume finito, devido à velocidade do escoamento na parede. O último termo do lado esquerdo diz respeito à velocidade de queda de sedimentos e pode ser visto como um termo de convecção extra adicionado às velocidades na direção vertical. O termo do lado direito corresponde à difusão dos sedimentos, que representa a quantidade de sedimentos transportados através das paredes de volume finito devido à turbulência e à diferença de concentrações entre os dois lados da parede. A velocidade de queda é um parâmetro importante no fenómeno da erosão ao longo do tempo. Vários autores propuseram fórmulas para obter este valor; no entanto, nesta dissertação o valor da velocidade de queda foi obtido com recurso a um gráfico – exposto na Figura 10 - proposto no manual do SSIIM [27], que traduz a variação da velocidade de queda dos sedimentos (em cm/s) em função do diâmetro mediano (em mm).

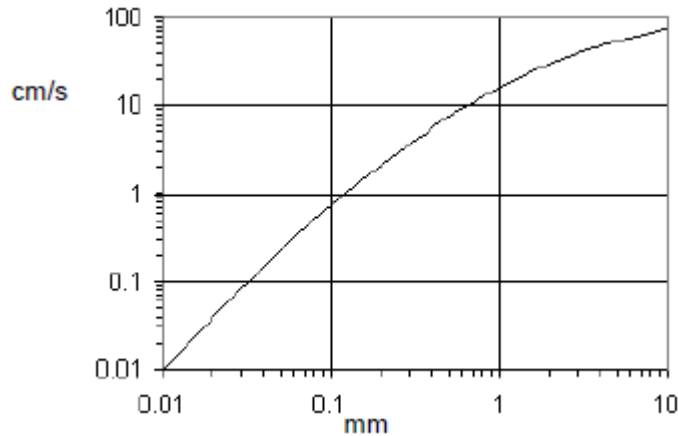


Figura 10 - Velocidade de queda em função do D_{50} [27]

Para evitar os problemas que envolvam uma re-suspensão dos sedimentos, é necessário introduzir uma condição fronteira perto do leito. Aqui entra mais uma vez a formulação de van Rijn - equação (29) - para calcular a concentração de sedimentos nas zonas próximas da parede, c_{bed} .

$$c_{bed} = 0.015 \frac{D_{50}}{a} \frac{\left[\frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right]^{1.5}}{\left\{ D_{50} \left[\frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w v^2} \right]^{1/3} \right\}^{0.3}} \quad (29)$$

A tensão de arrastamento no fundo do leito, τ , é calculada a partir da relação logarítmica entre a velocidade de atrito junto ao fundo, u_* , e a variação da velocidade em função da distância y ao fundo do leito, tratando-se assim da condição fronteira – equação (30) - mais importante para a simulação do fenómeno erosivo.

$$\frac{U}{u_*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{30y}{k_s} \right); u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad (30)$$

em que k é a constante de Von Kármán de valor 0,4 e k_s representa a rugosidade do leito. Esta lei é válida apenas para o escoamento de aproximação, sendo assim não aplicável para o escoamento dentro da cavidade de erosão devido à presença dos vórtices.

É no entanto preciso ter em conta que a tensão crítica de arrastamento do fundo se mantém constante apenas se a inclinação do leito não se alterar. À medida que o fenómeno erosivo se dá, o arrastamento dos sedimentos provoca a criação de taludes a montante e a jusante do pilar. Isto provoca uma diminuição na tensão crítica de arrastamento, uma vez que a direção da velocidade do escoamento deixa de ser paralela à direção longitudinal do leito nas zonas próximas do obstáculo. Brooks [31] propôs uma fórmula – equação (31) – para obtenção de um fator corretivo, K , da tensão crítica a aplicar quando o leito do rio sofre alterações.

$$K = -\frac{\sin \emptyset \sin \alpha}{\tan \theta} + \sqrt{\left(\frac{\sin \emptyset \sin \alpha}{\tan \theta} \right)^2 - \cos^2 \emptyset \left[1 - \left(\frac{\tan \emptyset}{\tan \theta} \right)^2 \right]} \quad (31)$$

onde α é o ângulo entre a direção do escoamento e a direção do canal. O ângulo $\emptyset$ é o ângulo que os taludes, de montante e jusante, fazem com a direção longitudinal do leito do rio. O ângulo θ representa o ângulo de talude natural dos sedimentos.

3.7. MALHAS NUMÉRICAS

Normalmente, a formulação de um modelo computacional inicia-se pela definição da malha computacional, ou grelha. É constituída por uma série de elementos interligados, denominados de células. Estas células subdividem o espaço físico em pequenos volumes com vários nós associados. Os nós, encontros das fronteiras da malha, são usados para armazenar os valores das incógnitas, tais como a pressão, temperatura e velocidade. A malha computacional é, resumidamente, a representação do modelo físico por meio de linhas e pontos. Os tipos de malhas possíveis encontram-se representados na Figura 11:

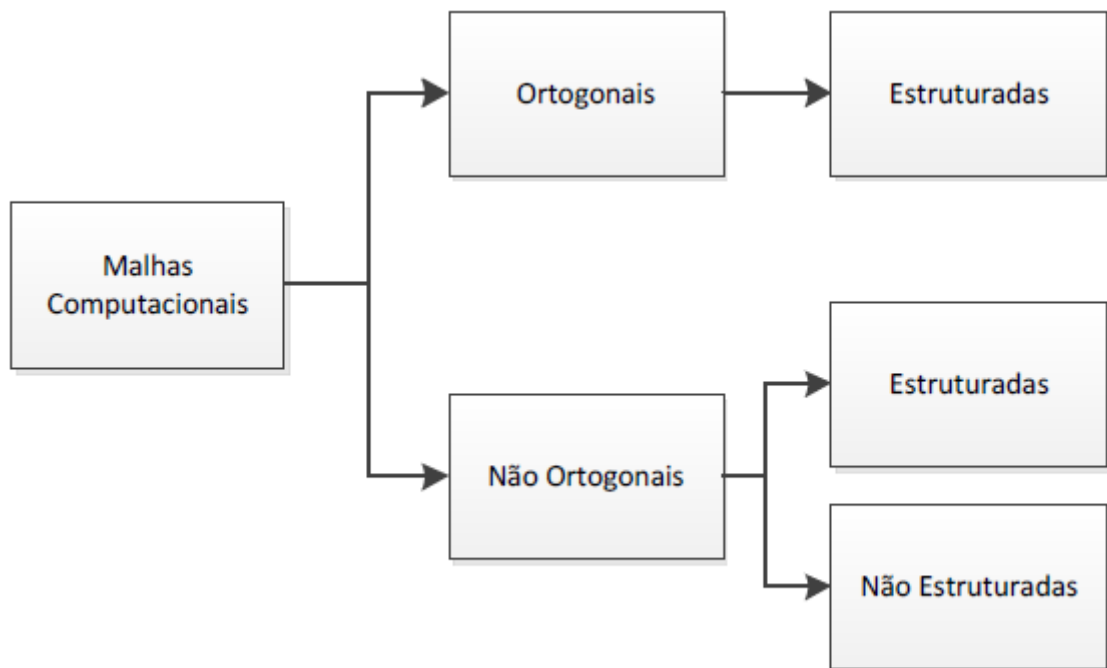


Figura 11 - Tipos de malhas [24]

O manual do SSIIM [27] aponta alguns conselhos para a criação de uma boa malha:

- Assegurar que as intersecções sejam o mais perpendiculares possível, o que leva a uma convergência mais rápida;
- Tentar alinhar as linhas horizontais da malha com a direção dos vetores velocidade;
- O fator de distorção não deve ser muito grande. Este fator representa o rácio entre os comprimentos numa determinada direção de duas células consecutivas.
- O tamanho de uma célula não deve ser muito diferente das células que são suas vizinhas.

A escolha da malha adequada à resolução de um problema numérico está fortemente relacionada com as características geométricas desse mesmo problema. No caso da modelação numérica da fossa de erosão para pilares circulares, a malha deverá ser não-ortogonal em todo o domínio computacional, adaptando-se assim melhor à forma arredondada do pilar. Por vezes é necessário refinar a malha em certas zonas onde se pretende mais qualidade nos resultados.

4

SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

4.1. PROCEDIMENTO GERAL E INTERFACE COM O SSIIM

Os objetivos iniciais desta dissertação incluíam a execução de ensaios laboratoriais cujos resultados seriam usados como caso de estudo de comparação para avaliar a capacidade de previsão dos modelos numéricos desenvolvidos. Estes estudos não foram realizados devido à avaria do sistema de bombagem do canal hidráulico do Laboratório de Hidráulica da FEUP, que só numa fase terminal dos trabalhos ora reportados pôde ser reparada. Face à impossibilidade de realizar os referidos ensaios laboratoriais, foi necessário recorrer a outros casos de estudo, que se encontrassem publicados em artigos ou teses e que pudessem servir como base às simulações numéricas a realizar. Numa primeira fase procuraram-se obter resultados para ensaios em pilares cilíndricos com e sem medidas de proteção para posterior comparação com os resultados da simulação numérica. Essa fase não teve os resultados pretendidos, conforme será adiante exposto nesta dissertação. Optou-se, por isso, por recorrer a outros ensaios, mas com um pilar de secção quadrada e sem medidas de proteção aplicadas. Esta segunda fase foi bem-sucedida em termos de comparação de resultados numéricos com os resultados experimentais, pelo que se prosseguiu o trabalho numérico, recorrendo então à aplicação de uma medida de proteção, para verificar a sua eficiência de proteção para este caso. No entanto, a medida de proteção adotada, a ranhura, é mais usualmente aplicada a pilares circulares. Assim, com base na simulação obtida na fase 2, foi trocado o pilar quadrado por um circular mas com a mesma dimensão (20 cm). Assim, será possível observar o efeito da medida de proteção no que diz respeito ao desenvolvimento do escoamento. Por fim, e resumindo, as simulações foram divididas por três fases, com diferentes bases de resultados:

1ª Fase: Simulações com base nos resultados experimentais apresentados no artigo '*Evaluation of Flow-Altering Countermeasures against Bridge Pier Scour*' [23], relativos a pilares cilíndricos;

2ª Fase: Simulações com base nos resultados experimentais apresentados na tese '*Experimental Investigation on Scouring around Piers of different Shape and Alignment in Gravel*' [14];

3ª Fase: Simulações com base nos resultados obtidos na fase 2, mas para um pilar de secção circular.

O *software* SSIIM está disponível em diferentes versões para diferentes sistemas operativos. Nesta dissertação, foi utilizada a versão do SSIIM 1 para computadores com Windows. Devido ao elevado tempo que demora a realizar as simulações, recorreu-se ao serviço de Cluster disponível na FEUP; este permite utilizar a elevada capacidade de processamento (16 processadores) disponível nas instalações do CICA, reduzindo assim o tempo de processamento quando comparado com a utilização de um só computador. A vantagem em utilizar a versão para Windows é que permite verificar instantaneamente os perfis das velocidades para além de outras variáveis, mas demora muito mais tempo a atingir o período de tempo de simulação pretendido.

A utilização do serviço Cluster tem como único inconveniente o facto de não ser possível acompanhar em contínuo o processo de cálculo computacional; a utilização deste serviço apenas permite obter resultados em intervalos de tempo definidos. Assim, nesta dissertação o programa em Windows foi utilizado no início de cada simulação para verificar se os ficheiros tinham sido corretamente preenchidos; se não fossem detetados erros, as simulações seriam então postas a correr no serviço de Cluster do CICA. O programa *'Tecplot 360'* foi também utilizado para a visualização dos resultados obtidos e para a apresentação dos mesmos.

O SSIIM tem como *inputs* mais importantes os ficheiros *'koordina'* e *'control'*. O ficheiro *'koordina'* contém a geometria do problema, definida através de uma tabela onde se encontram os índices de cada interseção entre células com as respetivas coordenadas cartesianas, enquanto no ficheiro *'control'* se definem as variáveis hidráulicas, sedimentológicas, modelos de resolução de turbulência, entre outros.

O ficheiro *'control'* é o mais importante para a simulação numérica e é preenchido seguindo as indicações do manual do SSIIM, que diz o significado de cada letra e como deve ser preenchida. Os parâmetros e opções mais importantes, em termos numéricos, neste ficheiro são:

- Critérios de convergência;
- Escolha dos algoritmos a utilizar;
- Definição do intervalo de tempo – *'time-step'* – em que se processam os cálculos;
- Número de iterações em cada intervalo de tempo;
- Definição da malha vertical;
- Definição das células bloqueadas pelo pilar.

As malhas utilizadas com e sem medida de proteção são iguais. São apenas alteradas as células que bloqueiam o espaço do pilar, ou seja, no centro do pilar com medida de proteção deixam-se células livres de bloqueio ao escoamento para simular o efeito da ranhura.

Neste ficheiro são também indicadas as características hidráulicas, físicas e sedimentológicas dos ensaios experimentais que serviram de base às simulações, tais como:

- Altura do escoamento;
- Caudal;
- Velocidade de queda dos sedimentos;
- Rugosidade do leito e das paredes;
- Densidade das partículas sólidas;
- Parâmetro de Shields;
- Ângulo de talude natural dos sedimentos;
- Diâmetro mediano dos sedimentos.

Os ficheiros *'control'* utilizados em algumas simulações estão disponíveis em anexo.

4.2. MALHAS GERADAS

O algoritmo utilizado para a criação da malha estruturada, ortogonal ou não, segue os seguintes passos:

- 1º) Definição do comprimento e largura do domínio computacional;
- 2º) Definição da posição do centro do pilar em relação ao extremo inferior esquerdo da malha ($X_p; Y_p$) e o seu raio;
- 3º) Definição do comprimento longitudinal da célula imediatamente a jusante do pilar (δ), a meio da largura do domínio computacional;
- 4º) Definição do rácio de ampliação (α), que é a razão entre o comprimento longitudinal entre a célula acima definida e a última célula a jusante (célula extrema do domínio), também a meio da largura do domínio computacional;
- 5º) As restantes células são então criadas com base numa relação proporcional entre o comprimento acima definido e os comprimentos noutras direções.

Este processo de criação da malha faz com que a malha fique mais refinada na zona do pilar, zona mais importante para o estudo realizado. No entanto, este algoritmo cria as células e as suas intersecções de uma forma algébrica o que leva a que a malha obtida tenha uma distribuição das intersecções mais brusca. De maneira a atenuar este efeito, foi aplicado o método de geração de uma malha elíptica que consiste na resolução da equação de Laplace nas intersecções entre células, permitindo assim uma distribuição mais suave destas. A malha ortogonal não necessita da aplicação deste método. A diferença entre as malhas algébricas e elípticas está exposta na Figura 12.

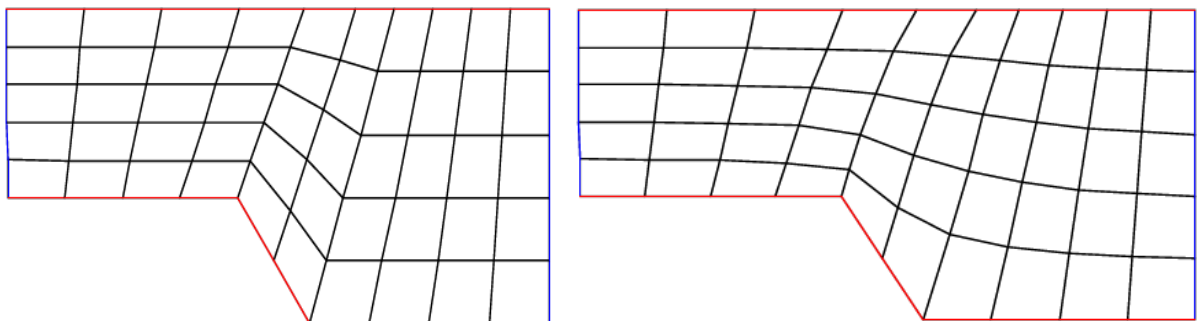


Figura 12 - Diferenças entre malhas: Esquerda-Malha algébrica, Direita-Malha elíptica [29]

É importante referir que a malha é gerada em apenas duas dimensões, sendo que a malha vertical é posteriormente definida no ficheiro ‘control’ através da definição de percentagens de altura do escoamento.

Foram testados diferentes parâmetros a inserir no código de criação da malha para obter as malhas necessárias à realização das simulações numéricas e as melhores soluções encontradas para cada caso estão apresentadas na Tabela 2. As três malhas obtidas para cada fase encontram-se disponíveis em anexo para visualização.

Tabela 2 – Parâmetros das malhas utilizadas

Malha	Comprimento (m)	Largura (m)	X _P (m)	Y _P (m)	R (m)	δ (m)	α
Fase 1 – Malha 1	1.6	0.485	0.4	0.2425	0.02	0.005	2.0
Fase 2 – Malha 2	9	2	3	1	0.2*	0.015	5.0
Fase 3 – Malha 3	5	2	2	1	0.1	0.02	3.5

*Na malha nº2 o valor do R não corresponde ao raio, mas sim ao comprimento dos lados do pilar - 20 cm - por se tratar de um pilar de secção quadrada.

4.3. ENSAIOS UTILIZADOS NAS SIMULAÇÕES

Em termos práticos, temos 3 fases mas apenas duas condições diferentes em termos de características hidráulicas e sedimentológicas, visto que a terceira fase resulta somente da alteração da geometria do pilar. Todos os ensaios foram realizados para condições de ‘água limpa’, ou seja, sem caudal sólido transportado. Desta maneira, o fenómeno da erosão é apenas causado pela existência do pilar. Em seguida, são apresentadas na Tabela 3 as características dos ensaios utilizados.

Tabela 3 – Condições dos ensaios utilizados

	Condições A	Condições B
Comprimento do Canal (m)	9.66	37
Largura do Canal (m)	0.485	2
Diâmetro do pilar (m)	0.04	0.2
Diâmetro mediano (mm)	0.76	0.97
Velocidade de queda das partículas (cm/s)	10	11
Densidade dos sedimentos (-)	2.67	2.65
Ângulo de repouso dos sedimentos (°)	-	29
Caudal (m³/s)	0.127	0.18
Velocidade escoamento (m/s)	0.262	0.3
Altura escoamento (m)	0.1	0.3
u/ucr (-)	0.92	0.95

Para comparar os resultados obtidos nas simulações numéricas foram recolhidos os dados disponíveis nos trabalhos utilizados. A Figura 13 representa a evolução temporal da profundidade de erosão correspondente ao ensaio utilizado na fase 1, e permite avaliar a profundidade de erosão no final do ensaio.

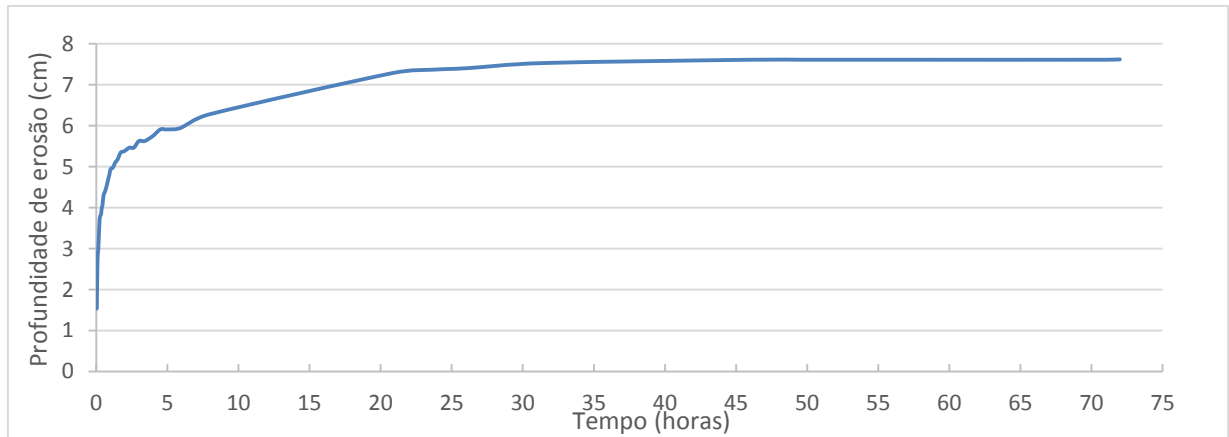
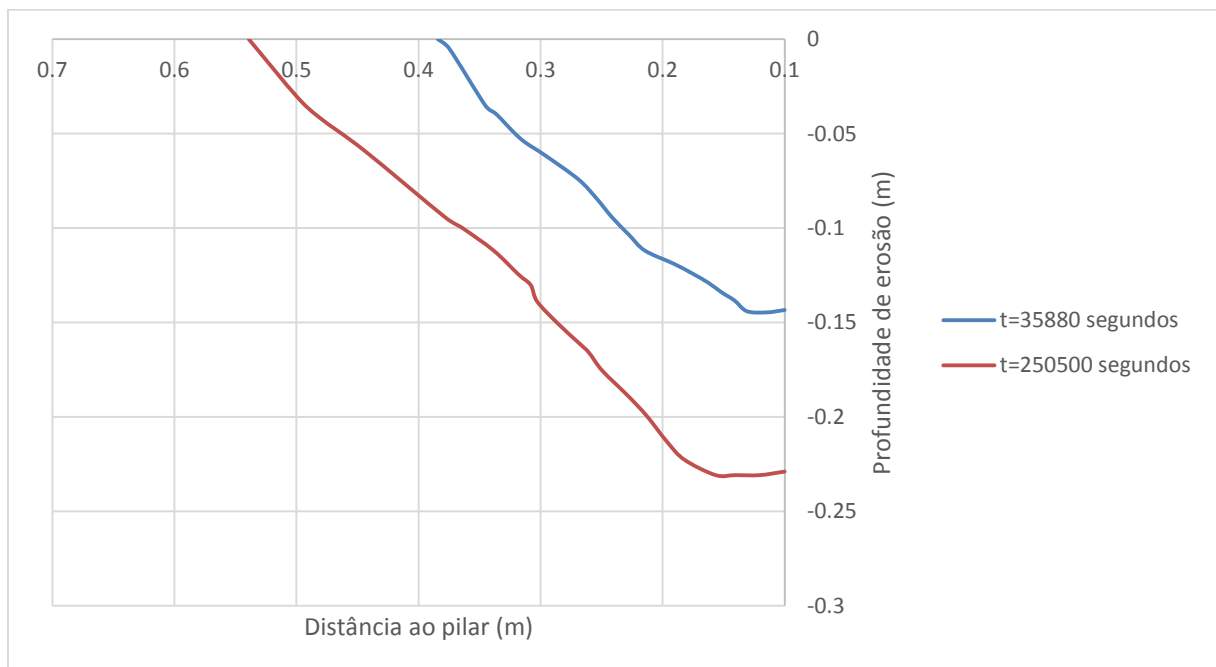


Figura 13 - Evolução temporal da máxima profundidade de erosão [23]

A tese de Reda Diab [14], utilizada para obtenção dos dados experimentais de base para a designada 2ª fase das simulações numéricas, é muito mais completa em termos de dados disponíveis do que os da fase 1, pois, neste caso, foi medida a profundidade de erosão para diferentes posições em torno do pilar. Estas diferentes posições são expostas em forma de ângulos, ou seja, 0 graus é o ponto imediatamente a montante do pilar. Nesta dissertação, foram utilizados para comparação os dados das profundidades de erosão em função da distância ao pilar para os ângulos de 0, 90 e 180 graus e para dois tempos diferentes, 35880 e 250500 segundos. Os dados retirados deste trabalho estão representados na Figura 14, Figura 15 e Figura 16.

Figura 14 - Dados para $\Theta=0^\circ$

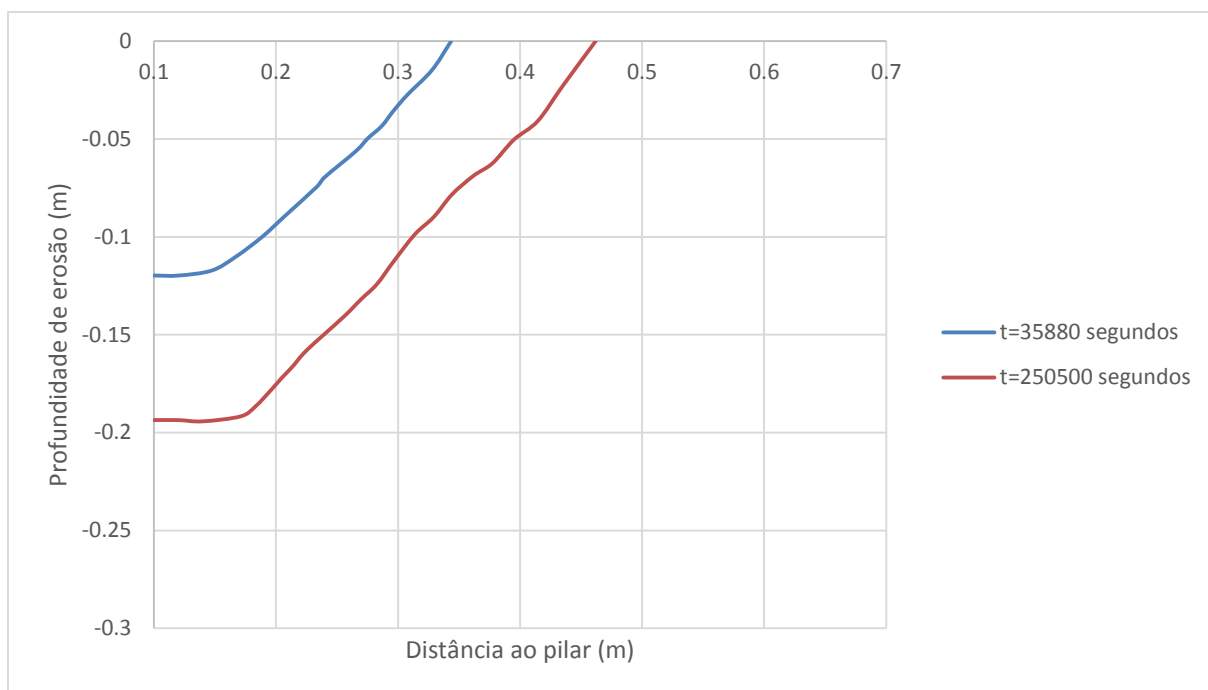


Figura 15 - Dados para $\Theta=90^\circ$

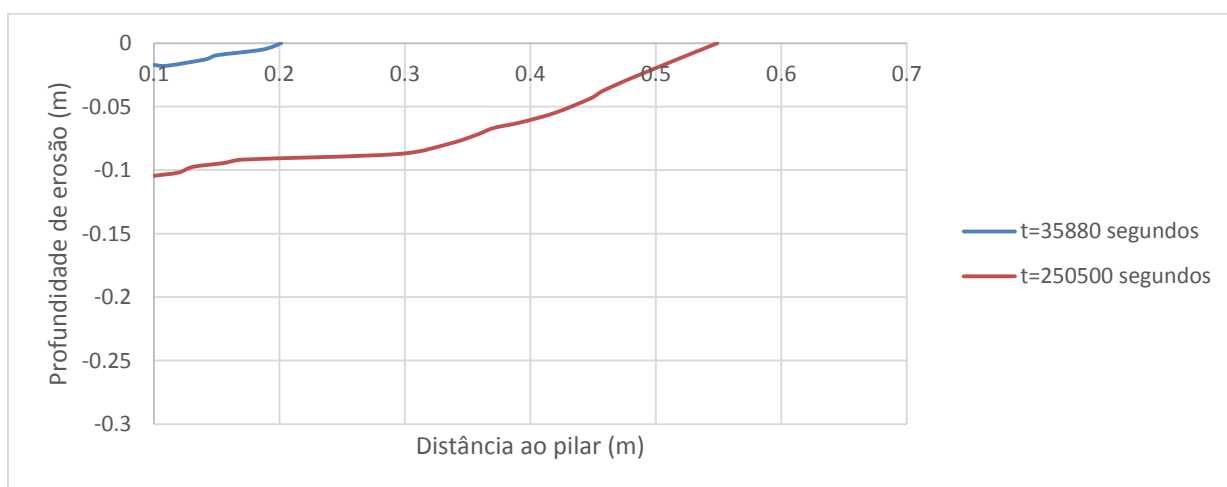


Figura 16 - Dados para $\Theta=180^\circ$

4.4. RESULTADOS NUMÉRICOS

Neste subcapítulo pretende-se apresentar o trabalho desenvolvido nas simulações numéricas realizadas nas três fases referidas, a par com alguns comentários aos resultados obtidos. Os resultados serão apresentados, para todas as fases, considerando as mesmas escalas (mínimos e máximos) para as profundidades de erosão, e igual número de curvas de nível, para facilidade de comparação dos resultados entre si. Em anexo, são apresentados os mesmos resultados, mas com escalas adequadas a cada caso para melhor visualização de cada resultado das simulações.

4.4.1. Fase 1

Nesta fase foram utilizadas as condições A (tabela 3) e a malha nº1 (tabela 2). Havia um dado em falta que não estava disponível no estudo utilizado que era o ângulo de talude natural dos sedimentos. Numa primeira estimativa, este valor foi considerado 31° . Foram retirados resultados para diversos instantes, representados nas figuras 17 a 23, seguintes. Esses resultados são expressos através de curvas de nível representantes das diferentes alturas do leito arenoso.

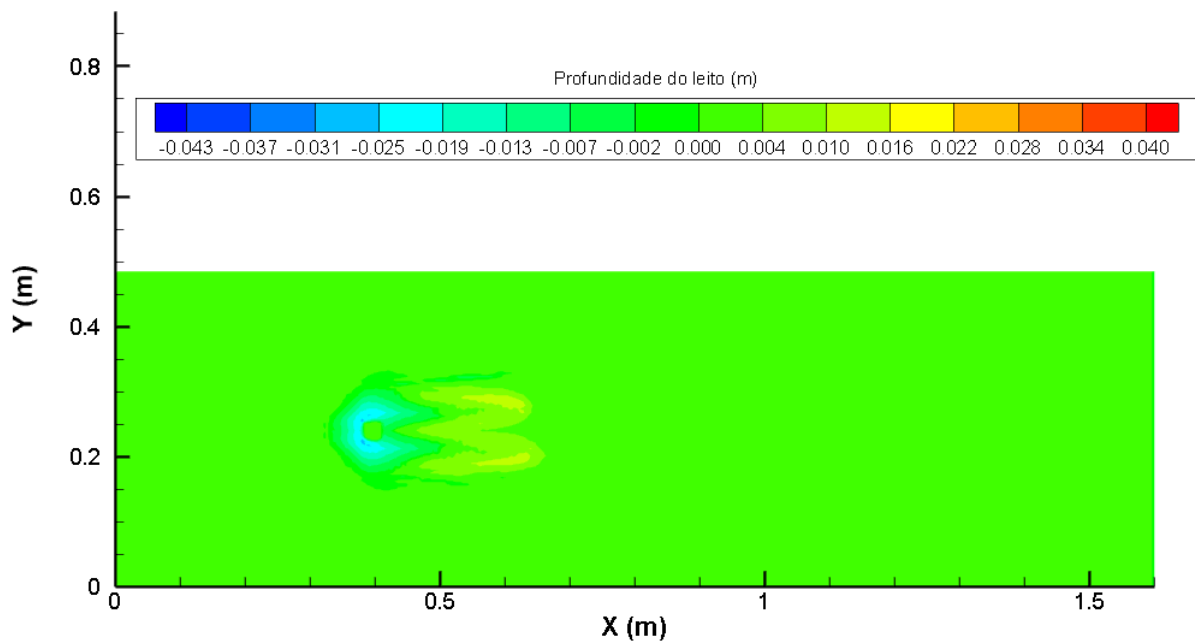


Figura 17 – Resultado para meia hora da simulação nº1 da fase 1

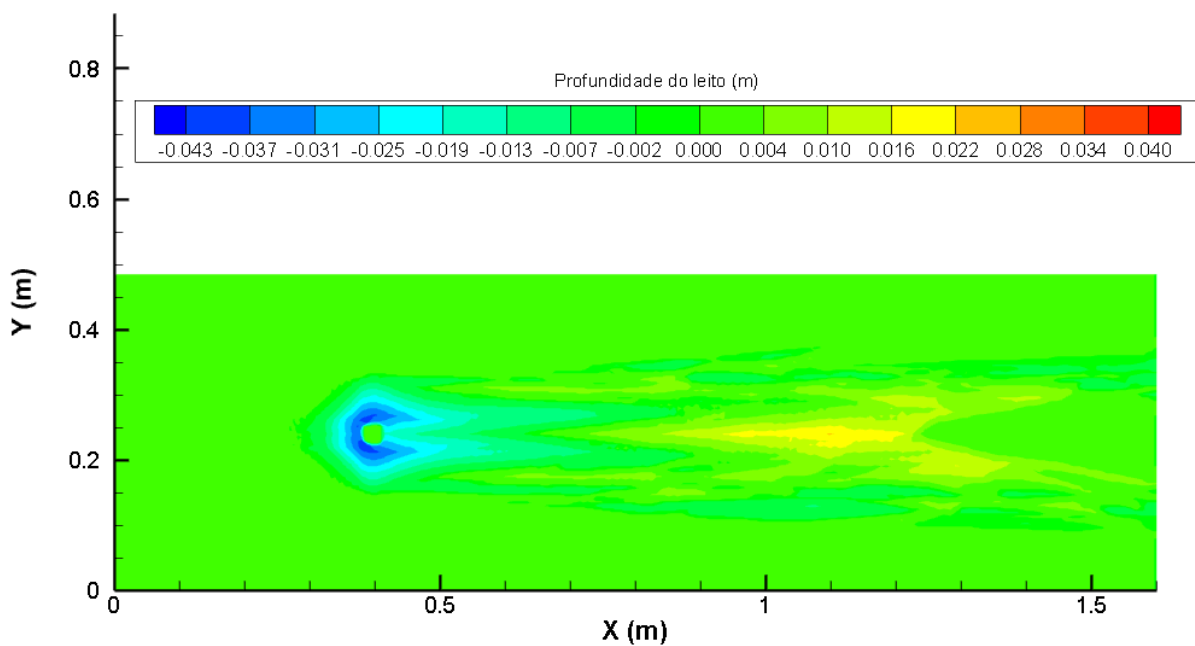


Figura 18 - Resultado para seis horas da simulação nº1 da fase 1

Ao fim dos primeiros trinta minutos de simulação, os resultados são qualitativamente bons, verificando-se o aparecimento da cavidade de erosão (em tons de azul) em torno do pilar e a deposição dos sedimentos removidos mais a jusante (tons em amarelo), como se pode observar na Figura 17. Contudo, o valor da profundidade máxima de erosão (2,7 cm) encontra-se longe do obtido nos ensaios (4,3 cm) para um tempo de simulação de 30 minutos (ver Figura 13). Ao final de seis horas (Figura 18), a simulação já não é correta uma vez que a zona da deposição é bastante irrealista e a profundidade de erosão não melhorou em relação aos resultados experimentais. Este problema agrava-se com o decorrer do tempo, como é possível observar na Figura 19, onde surgem erosões a jusante confirmando a invalidez da simulação realizada.

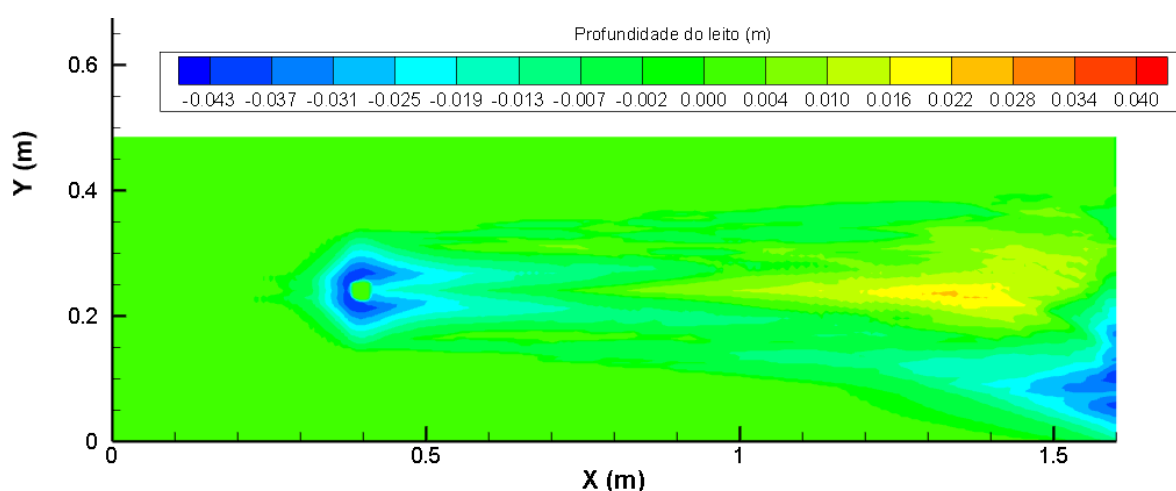


Figura 19 - Resultado para doze horas da simulação nº1 da fase 1

De modo a remover os problemas acima identificados, foi considerada a colocação de sedimentos mais grosseiros na entrada e saída do domínio computacional, de forma a estabilizar essas zonas, na perspectiva de que tal permitiria eliminar as erosões observadas mais a jusante. Os correspondentes resultados são representados nas Figura 20, Figura 21 e Figura 22.

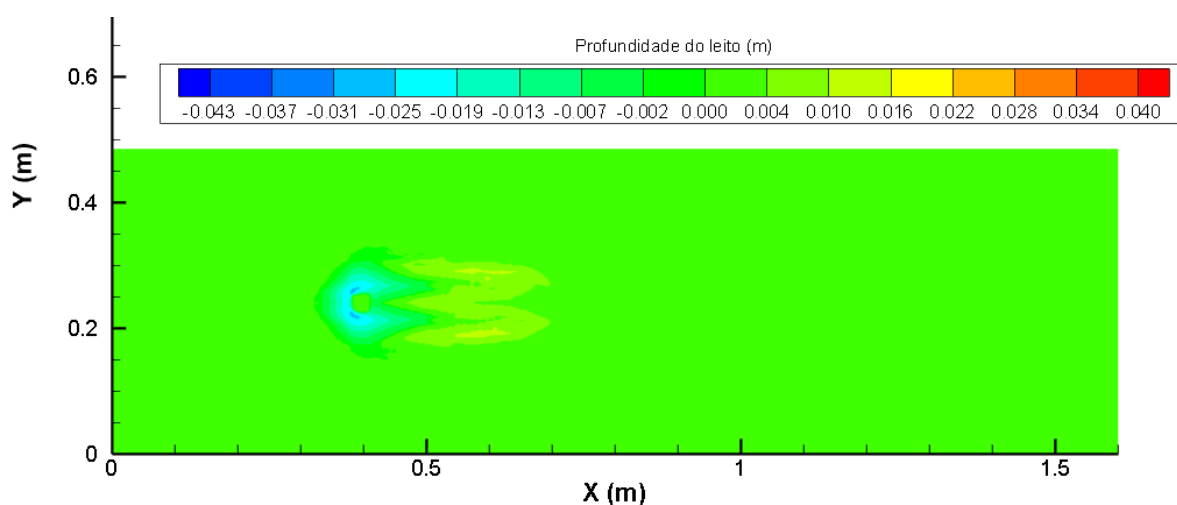


Figura 20 - Resultado para meia hora da simulação nº2 da fase 1

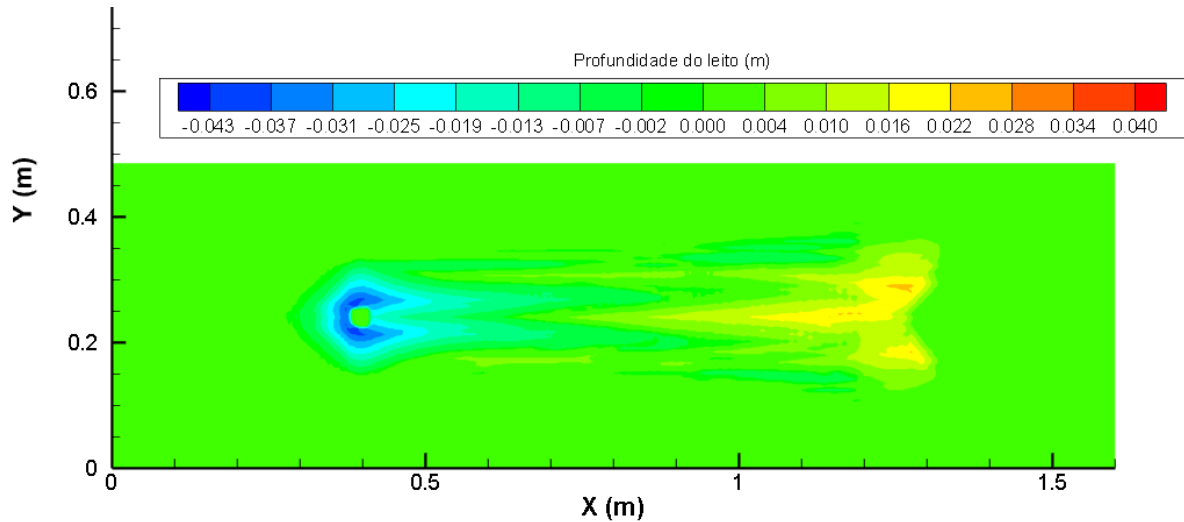


Figura 21 - Resultado para seis horas da simulação nº2 da fase 1

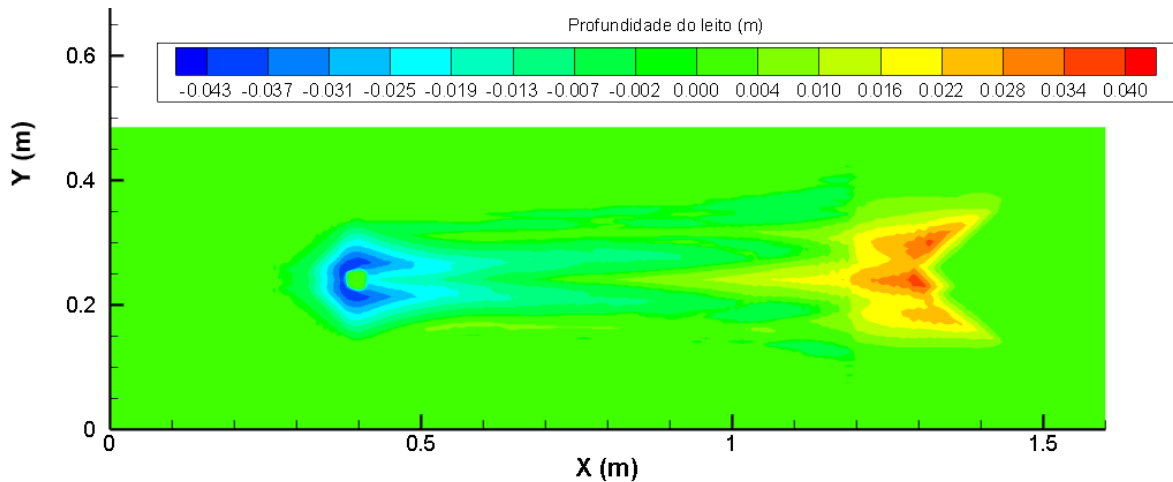


Figura 22 - Resultado para doze horas da simulação nº2 da fase 1

Os resultados representados nas figuras anteriores permitem concluir que de facto a colocação de sedimentos diferentes a montante e a jusante elimina os problemas antes verificados, mas não melhora os resultados da profundidade de erosão quando comparados com os experimentais. Além disto, a zona da deposição toma uma forma irrealista. Ainda assim, foram mantidos nesta fase os sedimentos considerados antes referidos, de modo a averiguar a resposta do SSIIM à alteração de outros parâmetros pertinentes de modificação. O mais preponderante seria o valor da rugosidade do fundo e das paredes, uma vez que este é um parâmetro de difícil previsão e que varia de caso para caso. Alguns autores indicam que este parâmetro pode ser de aproximadamente 2 a 3 vezes o D_{90} dos sedimentos, sendo que nas primeiras simulações o valor utilizado foi de 5 vezes o D_{50} . Este valor pode ser considerado excessivo, mas funciona como uma medida de calibração a aplicar nas simulações numéricas. Assim, foi também efetuada uma simulação onde o valor da rugosidade é calculado pelo SSIIM tendo em conta o valor do coeficiente de Manning-Strickler fixado ($M=69,847 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$), como *input*. A Figura 23 ilustra os resultados obtidos ao final de 72 horas de simulação para este caso.

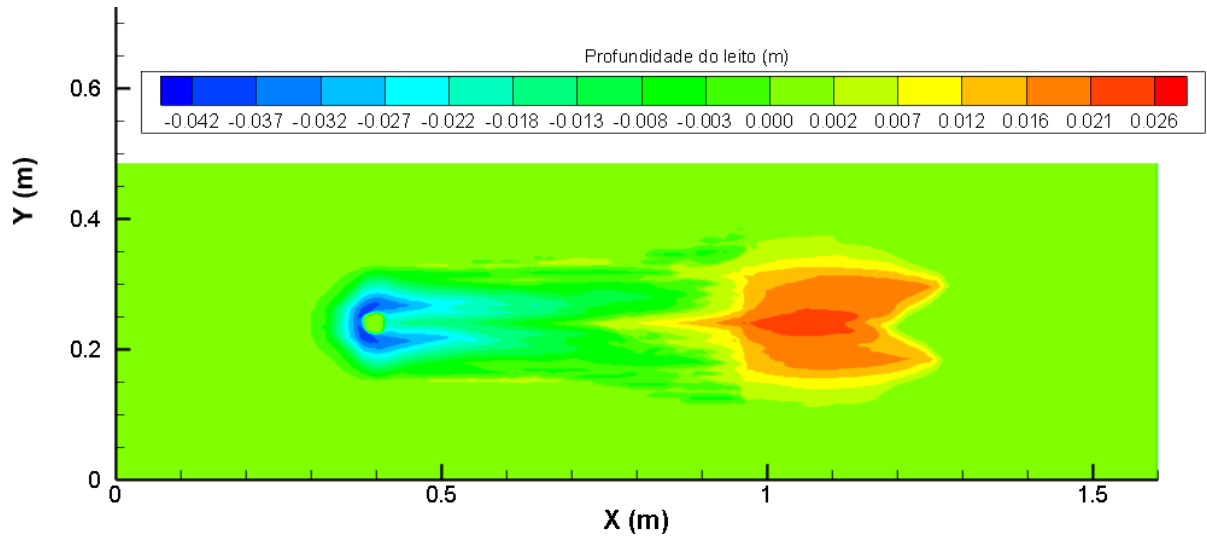


Figura 23 - Resultado para setenta e duas horas da simulação nº3 da fase 1

A análise da Figura 23 permite concluir que esta opção não conduziu aos resultados desejados, uma vez que a máxima profundidade de erosão ao final das 72 horas (4,2 cm) se encontra muito longe da obtida nos resultados experimentais (7,2 cm), representados na Figura 13.

Pela análise dos resultados obtidos nesta primeira fase, conclui-se que não foi possível simular os ensaios realizados com uma precisão desejável. O problema parece residir na modelação do transporte dos sedimentos, uma vez que era nesta parte que as simulações não corriam como o previsto. A ausência de alguns dados experimentais também dificultou pois eram necessários alguns dados (ângulo de talude natural e inclinações dos paramentos) que poderiam ser introduzidos nas simulações numéricas. Contudo, esta primeira fase foi muito importante para a aprendizagem do *software*, pois os maus resultados obtidos permitiram uma abordagem diferente à realização das simulações na fase seguinte.

4.4.2. Fase 2

Devido às dificuldades detetadas na primeira fase, optou-se por mudar os ensaios a utilizar para as simulações. Foi escolhido um caso de estudo onde são estudados diferentes parâmetros com outras condições. Uma das razões para a mudança dos ensaios a utilizar foi o facto de nestes ensaios o D_{50} ser maior do que nos ensaios antes utilizados, esperando-se assim resolver o problema na modelação do transporte de sedimentos. O maior número de dados disponíveis no trabalho utilizado também foi um fator a ter conta, pois permitiu abordar as simulações e os seus resultados de uma maneira diferente. Nestes ensaios, o pilar passou a ser quadrangular com 20 cm de lado, o que também permitiu que a malha utilizada fosse ortogonal. Devido a isto, as exigências em termos de critérios de convergência não foram tão elevadas. As simulações nesta fase foram então realizadas com as condições B (Tabela 3) e com a malha nº2 (Tabela 2).

A fim de validar os resultados obtidos, foram comparados valores para três ângulos diferentes ($\Theta=0^\circ$, 90° e 180°) e para dois instantes diferentes. A primeira simulação (Test0) foi realizada com os seguintes parâmetros:

- Parâmetro de Shields calculado pela parametrização da curva de Shields disponível no manual do SSIIM [27];
- Rugosidade do fundo e das paredes igual a $6D_{50}$ ($k=0.00582$ m);
- Intervalo de tempo de análise (time-step) igual a 5 segundos;
- Modelo de turbulência k- ϵ .

A Figura 24 ilustra os resultados obtidos para 35880 segundos de simulação, aproximadamente 10 horas.

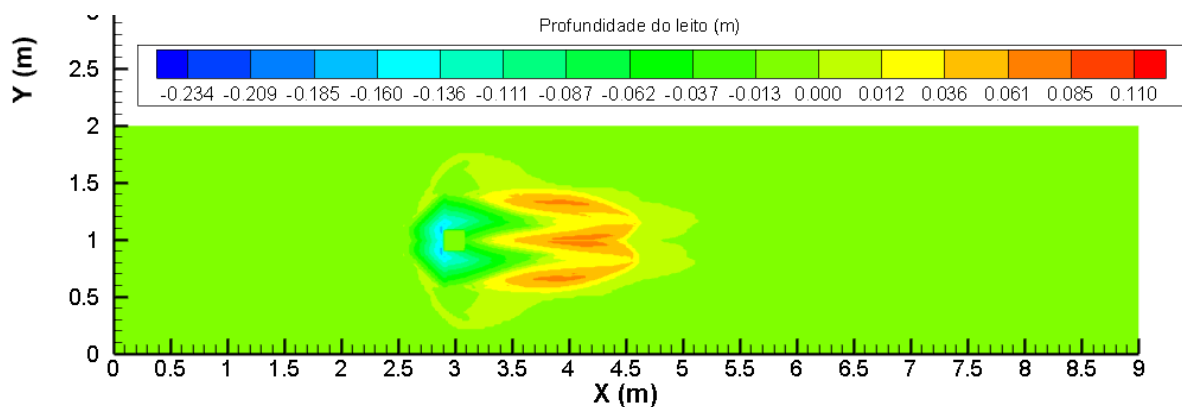


Figura 24 - Simulação 'Test0' para 10 horas

É possível verificar que a máxima profundidade de erosão se encontra nas zonas laterais de pilar. No trabalho experimental de Reda Diab [14], foram também medidas as profundidades nas esquinas da face de montante do pilar e foi possível verificar que, no início, a máxima erosão acontece nessas posições, “migrando” essa posição para a zona axial do pilar a partir das 50 horas de ensaio. A Figura 25 ilustra os resultados obtidos para 250500 segundos de simulação, aproximadamente 70 horas.

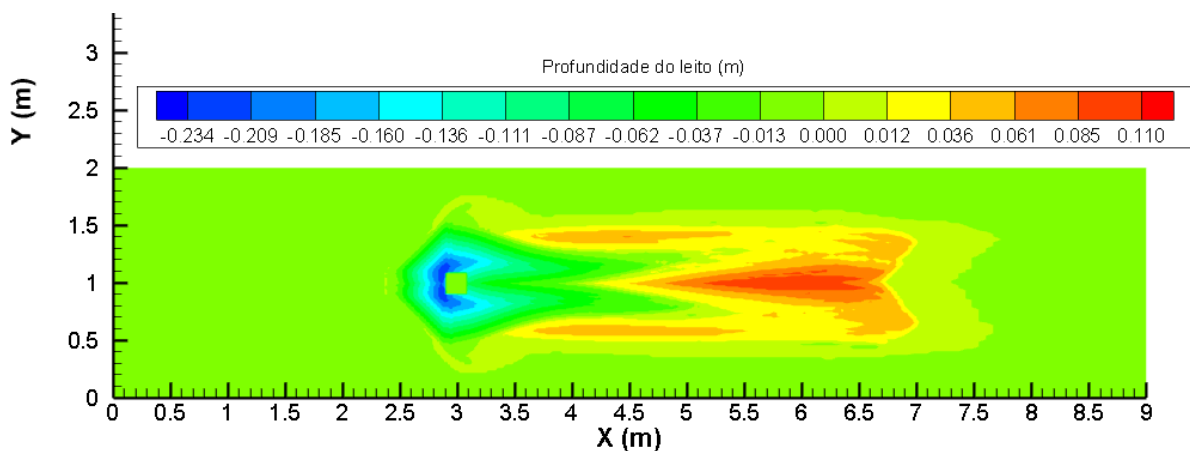


Figura 25 - Simulação 'Test0' para 70 horas

Os resultados dos ensaios laboratoriais apontam para o facto de que o aparecimento das tensões nas extremidades do pilar é o primeiro responsável pela escavação do leito e que os vórtices em ferradura são responsáveis depois para escavar ainda mais o leito, dando origem à cavidade de erosão. Da análise da Figura 25 (com maior pormenor nos anexos) conclui-se que na simulação numérica a máxima profundidade de erosão continua a existir nas esquinas do pilar, contrariando assim os resultados experimentais. Isto pode dever-se ao facto do *software* provavelmente considerar nos seus cálculos que as tensões no leito são o mecanismo preponderante na escavação do leito, e não simular devidamente o efeito escavador do escoamento descendente.

Foram também analisados os resultados das simulações para (3) diferentes posições e (2) instantes (35880 segundos e 250500 segundos, correspondentes a cerca de 10h e de 70h). A relação destes com os resultados laboratoriais encontra-se representada nas Figura 26 a 28.

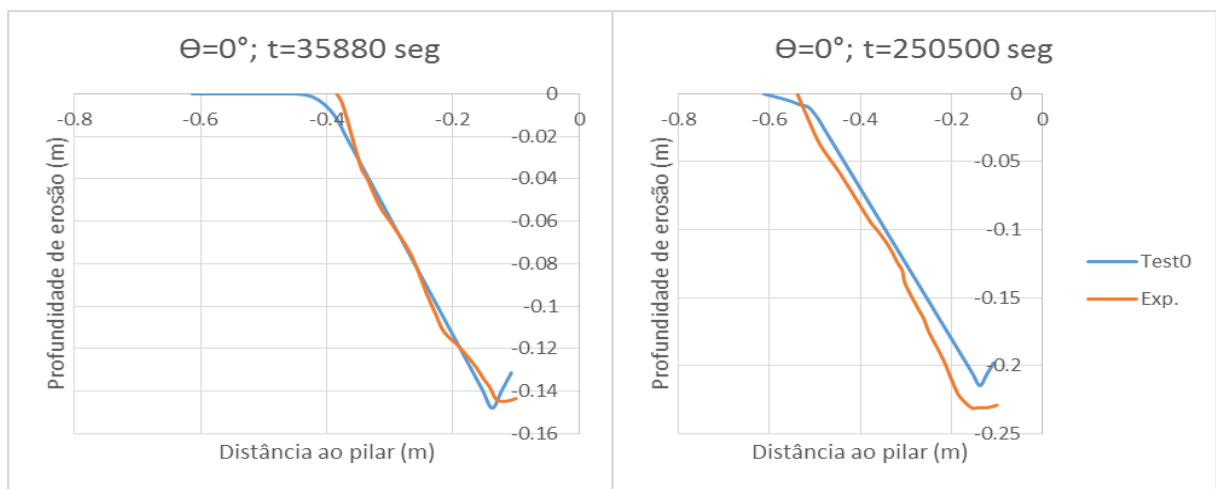


Figura 26 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para $\Theta=0^\circ$ em dois instantes diferentes

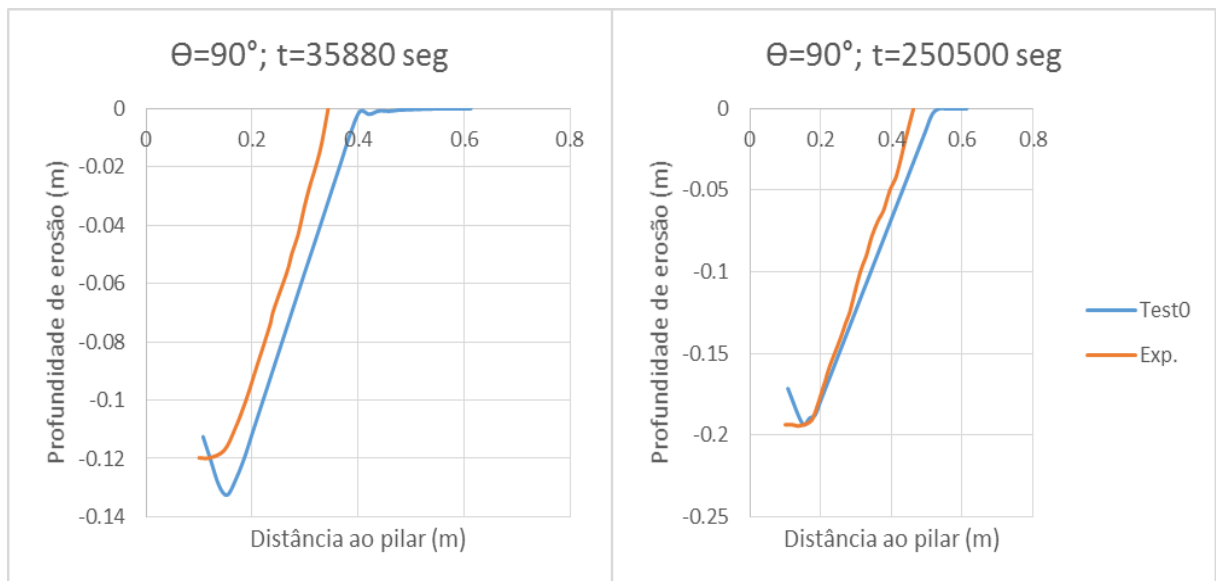


Figura 27 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para $\Theta=90^\circ$ em dois instantes diferentes

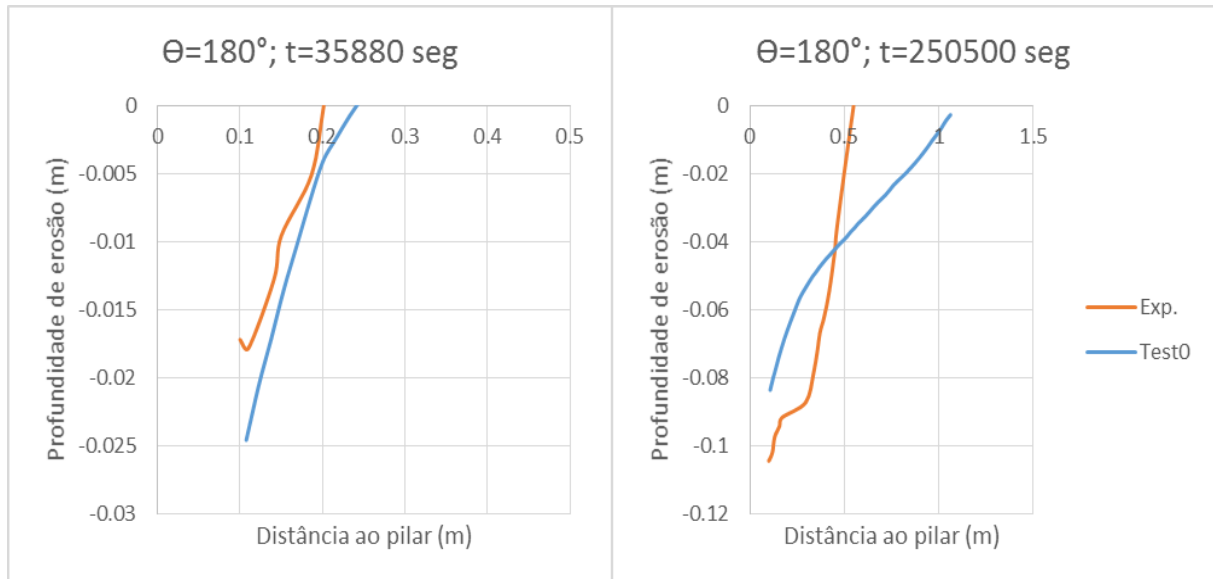


Figura 28 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para $\Theta=180^\circ$ em dois instantes diferentes

Da análise das figuras é possível concluir que a simulação conduzida conduz a bons resultados para os pontos do plano axial imediatamente a montante do pilar e para os pontos situados num plano a 90 graus daquele. Contudo, os resultados no plano axial a jusante do pilar não são tão satisfatórios. Isto deve-se à existência dos vórtices de esteira que provocam nessa zona uma turbulência difícil de simular. Estes vórtices desprendem-se do pilar com uma elevada frequência e o modelo computacional mostra-se incapaz para captar esses fenómenos.

Após a análise dos resultados da simulação numérica, avançou-se para a alteração (isolada) de alguns parâmetros para verificar o seu efeito nos resultados obtidos, ou seja, à realização de uma análise de sensibilidade. Assim, com base nesta primeira simulação, os parâmetros sofreram as seguintes alterações:

- Test1: $k=6D_{50}$ (0.00582 m) para $k=7D_{50}$ (0.00679 m)
- Test2: intervalo tempo = 5 segundos para 4 segundos
- Test3: modelo turbulência $k-\epsilon$ para $k-\omega$
- Test4: parâmetro de Shields calculado pela fórmula de Hunter-Rouse ($Y_{cr}=0.03499$)

Para a avaliação do efeito destas mudanças foram obtidas e comparadas apenas as máximas profundidades de erosão para cada ângulo em instantes diferentes. Os resultados obtidos encontram-se sintetizados na Tabela 4. A Tabela 5 apresenta o erro percentual das profundidades de erosão obtidas pelas simulações numéricas relativamente aos resultados experimentais correspondentes.

Tabela 4 – Profundidades máximas de erosão obtidas

Profundidade de erosão (m)	Teta=0		Teta=90		Teta=180	
	35880 s	250500 s	35880 s	250500 s	35880 s	250500 s
Experiência	0.1453	0.2308	0.1197	0.1941	0.0170	0.1040
Test0	0.1480	0.2146	0.1325	0.1936	0.0246	0.0836
Test1	0.1658	0.2346	0.1528	0.2180	0.0448	0.1048
Test2	0.1478	0.2146	0.1365	0.1937	0.0258	0.0836
Test3	0.1513	0.2140	0.1357	0.1939	0.0230	0.0797
Test4	0.1457	0.2078	0.1346	0.1926	0.0230	0.0828

Tabela 5 – Erro percentual das simulações numéricas quando comparados com resultados experimentais

Erro (%)	Teta=0		Teta=90		Teta=180	
	35880 s	250500 s	35880 s	250500 s	35880 s	250500 s
Experiência	-	-	-	-	-	-
Test0	1.78	7.01	9.65	0.24	30.78	19.60
Test1	12.35	1.63	21.63	10.93	62.03	0.74
Test2	1.69	7.01	12.23	0.24	33.92	19.60
Test3	3.94	7.25	11.75	0.12	26.06	23.34
Test4	0.25	9.94	11.03	0.78	26.12	20.40

A análise das tabelas 4 e 5 permite concluir que os resultados para um ângulo de 180° apresentam erros consideráveis, exceto no valor da profundidade de erosão para 250500 segundos no Test1. Contudo, este erro muito pequeno não foi tido em conta, uma vez que na zona onde os resultados são mais fiáveis ($\Theta=0^\circ$) o erro aumentou. A análise da Tabela 5 permite concluir:

- No Test1, o incremento do valor da rugosidade leva, naturalmente, ao aumento da profundidade de erosão. Contudo este incremento foi demasiado elevado o que levou a um maior erro no valor da profundidade de erosão.
- No Test2, a redução do intervalo de tempo de cálculo em 1 segundo levou a alterações muito baixas mas ligeiramente melhores, concluindo-se assim que esta redução teria de ser bastante maior para captar o efeito dos vórtices de esteira.
- No Test3, a alteração do modelo de turbulência não levou a melhores resultados, levando assim a crer que o problema não está nos métodos de simulação de escoamento disponíveis no SSIIM.
- No Test4, a obtenção do parâmetro de Shields utilizando a fórmula de Hunter-Rouse revelou-se mais precisa, uma vez que conduziu a menores erros, em média, para a profundidade de erosão a montante do pilar, zona esta que parece ser a mais fiável nos resultados das simulações numéricas.

Após a obtenção de bons resultados, foi então aplicada a medida de proteção ranhura no Test4 por ter sido este que apresentou o menor erro no ponto imediatamente a montante do pilar. A ranhura tem uma largura de 5 cm (25% da dimensão do lado do pilar), uma altura igual à altura do escoamento e está colocada no centro do pilar em todo o seu comprimento longitudinal. Para efeitos de comparação, foram utilizados os valores no final dos ensaios, ou seja, para um tempo de aproximadamente 70 horas.

Na Figura 29 e Figura 30 estão representados os resultados obtidos sem e com medida de proteção, respetivamente.

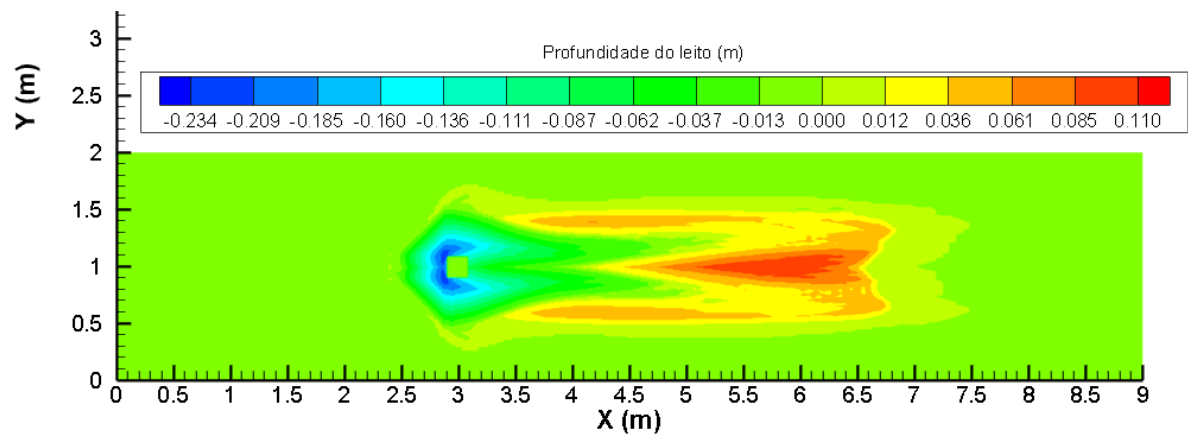


Figura 29 - Resultado obtido no Test4 para 70 horas

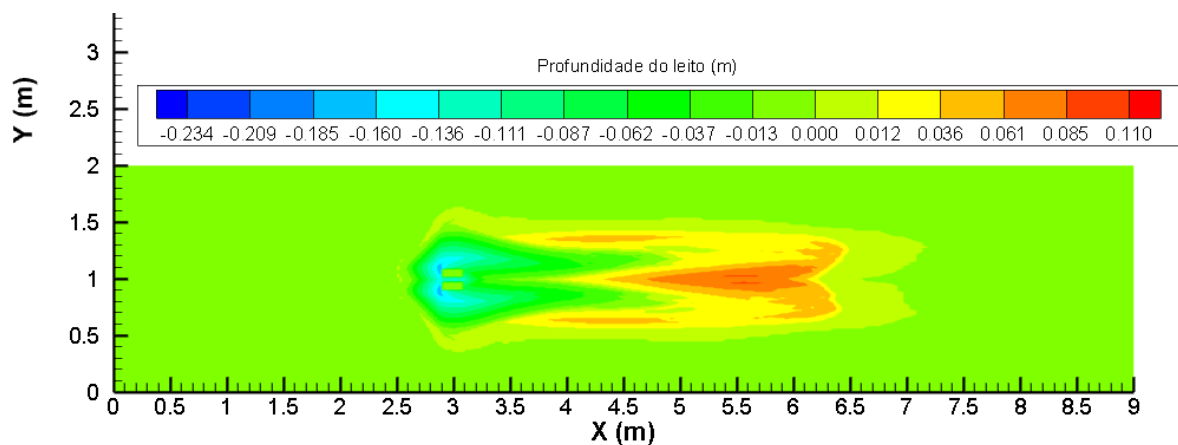


Figura 30 - Resultado obtido no Test4 para 70 horas, aplicando a medida de proteção

Da análise dos resultados obtidos, pode concluir-se que de facto a ranhura provoca uma redução no valor da profundidade de erosão observada. No entanto, a forma da cavidade de erosão e as zonas de deposição são muito idênticas. Para efeito de quantificação da redução, retirou-se a profundidade de erosão para $\Theta=0^\circ$ nos dois casos:

- Sem medida de proteção, $h_{se}=0.1457$ m
- Com medida de proteção, $h_{se}=0.0925$ m

O efeito da ranhura resulta, assim, numa redução de 36,5% no valor da profundidade de erosão.

Foram também comparadas as profundidades de erosão nas esquinas da face montante do pilar para os dois casos:

- Sem medida de proteção, $h_{se}=0.16635$ m
- Com medida de proteção, $h_{se}=0.1217$ m

O efeito da ranhura resulta, neste caso, numa redução de 26,84% no valor da profundidade de erosão

O facto de não haver resultados para o pilar com a medida de proteção, não permite a certeza nos resultados obtidos. No entanto, as reduções observadas estão de acordo com o esperado. O facto da profundidade de erosão diminuir menos nas esquinas do pilar é compreensível pois é lá que as tensões tangenciais desenvolvidas são maiores. A elevada redução imediatamente a montante também é facilmente perceptível, uma vez que nessa posição o escoamento deixa de estar sujeito ao bloqueio do pilar.

4.4.3. Fase 3

A ranhura tem sido aplicada como medida de proteção, maioritariamente em pilares circulares. Nesta fase, foi criada uma malha (malha nº3, tabela 2) com um pilar circular de diâmetro 20 cm para se poder proceder à análise comparativa das variações do escoamento num pilar circular com e sem medida de proteção. Foram utilizadas as mesmas condições utilizadas na fase 2 e considerada uma ranhura com uma largura igual a 25% do diâmetro do pilar e com uma altura igual à do escoamento. A simulação, em termos numéricos, foi análoga ao Test4 da fase 2. O objetivo desta fase passa por fazer uma análise dos valores obtidos por simulação apenas em termos de escoamento, uma vez que é neste campo que a medida de proteção atua, para o caso geral de pilares circulares. Para a avaliação dos impactos desta medida serão comparadas as velocidades longitudinais e as velocidades verticais observadas no escoamento para dois tempos diferentes: um instante na fase inicial, em que o aparecimento da cavidade de erosão ainda não tem grandes efeitos no escoamento ($t_1=3$ minutos) e um instante final, o que neste caso correspondeu a uma simulação de 21 horas. Será também comparada a profundidade de erosão ao final de 21 horas obtida entre simulações com e sem a medida de proteção.

Os resultados obtidos em termos da componente longitudinal da velocidade do escoamento no final dos primeiros três minutos da simulação estão expostos nas Figura 31 e Figura 32. As correspondentes representações para a componente vertical da velocidade vertical para o mesmo intervalo temporal são apresentados nas Figura 33 e Figura 34.

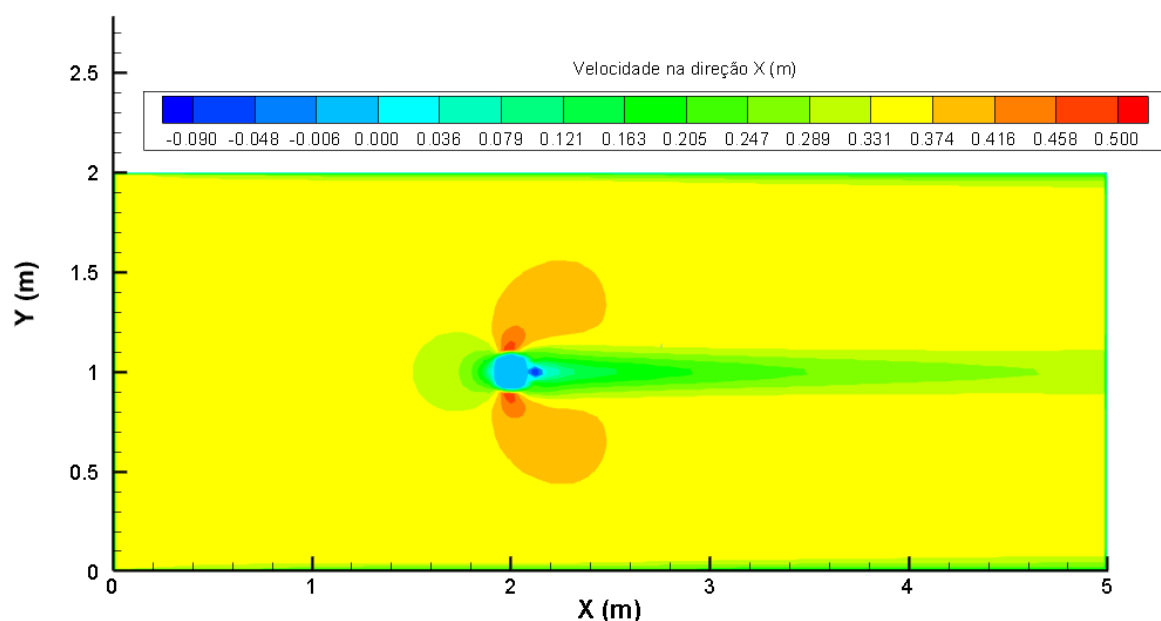


Figura 31 - Velocidades longitudinais sem medida de proteção (aos 3 minutos)

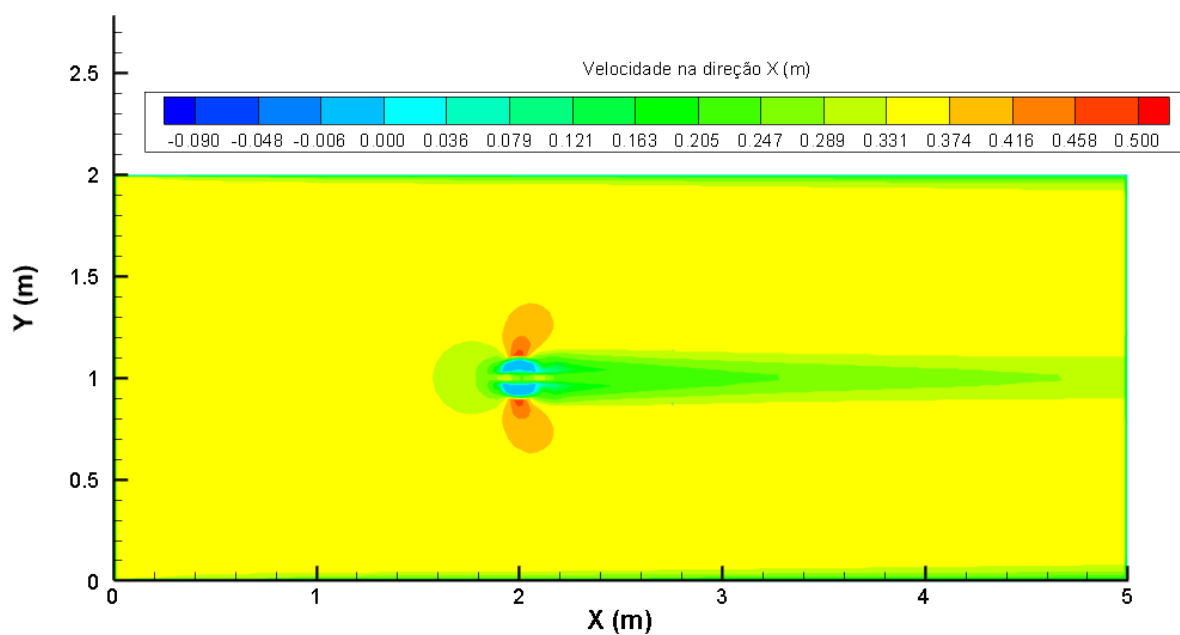


Figura 32 - Velocidades longitudinais com medida de proteção (aos 3 minutos)

A análise da Figuras 31 e 32 permite concluir que de facto o escoamento sofre um reperfilamento com a introdução da medida de proteção. A maior diferença observada encontra-se nas zonas laterais do pilar onde, sem a ranhura, as velocidades são mais elevadas. Este fenómeno é expetável devido ao aumento da seção onde se processa o escoamento quando a medida de proteção é imposta. Outra grande diferença é que, na Figura 31, imediatamente a jusante do pilar, se torna perceptível o aparecimento de velocidades negativas, consequência da separação do escoamento.

Com a medida de proteção, é possível observar na Figura 32 que as velocidades negativas já não estão presentes a jusante do pilar, uma vez que o escoamento nessa zona deixou de estar sujeito à separação.

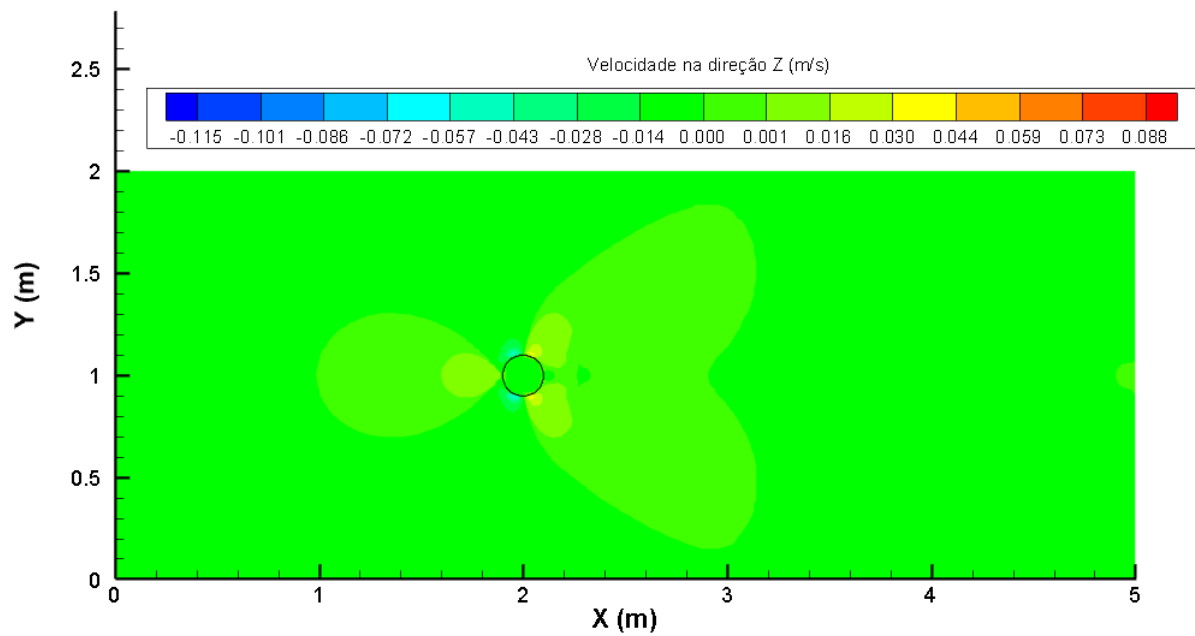


Figura 33 - Velocidades verticais sem medida de proteção (aos 3 minutos)

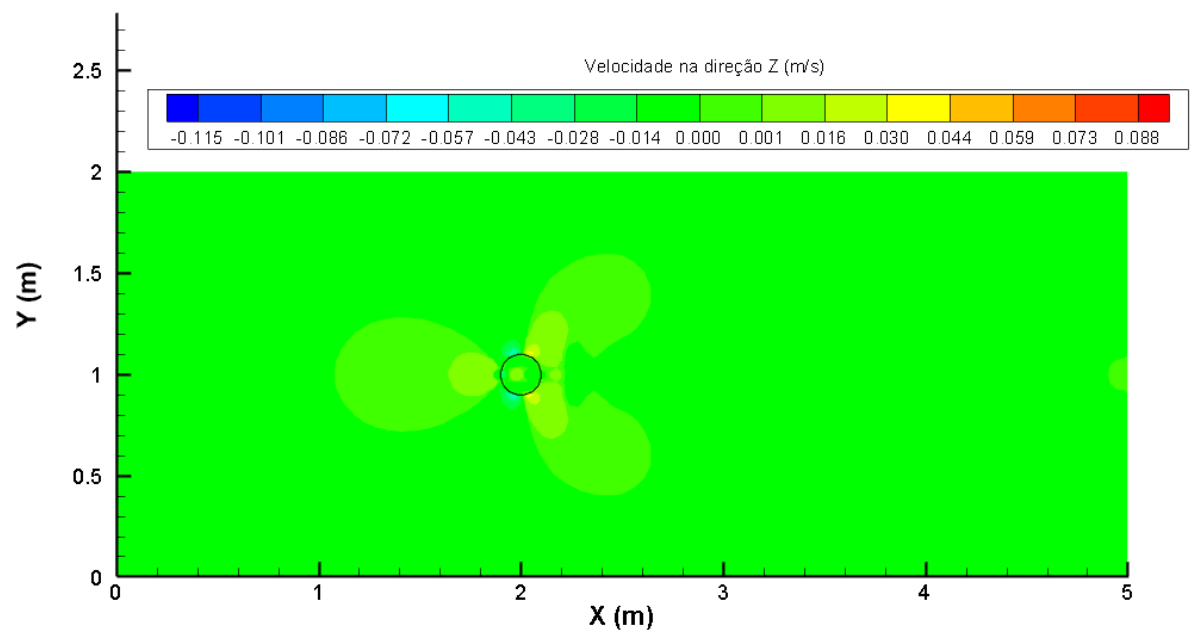


Figura 34 - Velocidades verticais com medida de proteção (aos 3 minutos)

A observação dos resultados obtidos para a componente vertical da velocidade (Figuras 33 e 34), permite concluir que esta não sofre grandes alterações, exceto o incremento de velocidades negativas a montante do pilar e dentro deste.

A escavação do leito arenoso na zona do pilar levará a mudanças nos perfis das velocidades devido ao aparecimento das formas de fundo. No final da simulação, 21 horas, os resultados obtidos em termos de velocidades longitudinais estão patentes nas Figuras 31 e 32. As velocidades verticais para os mesmos três minutos encontram-se também representados nas Figuras 33 e 34.

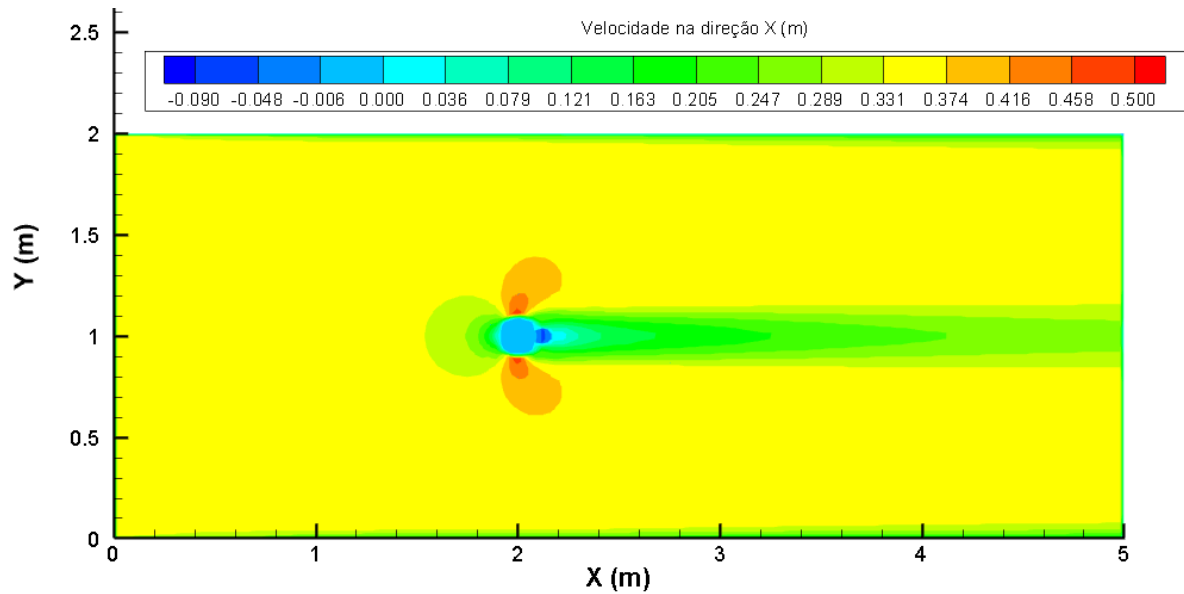


Figura 35 - Velocidades longitudinais sem medida de proteção (ao fim de 21 horas)

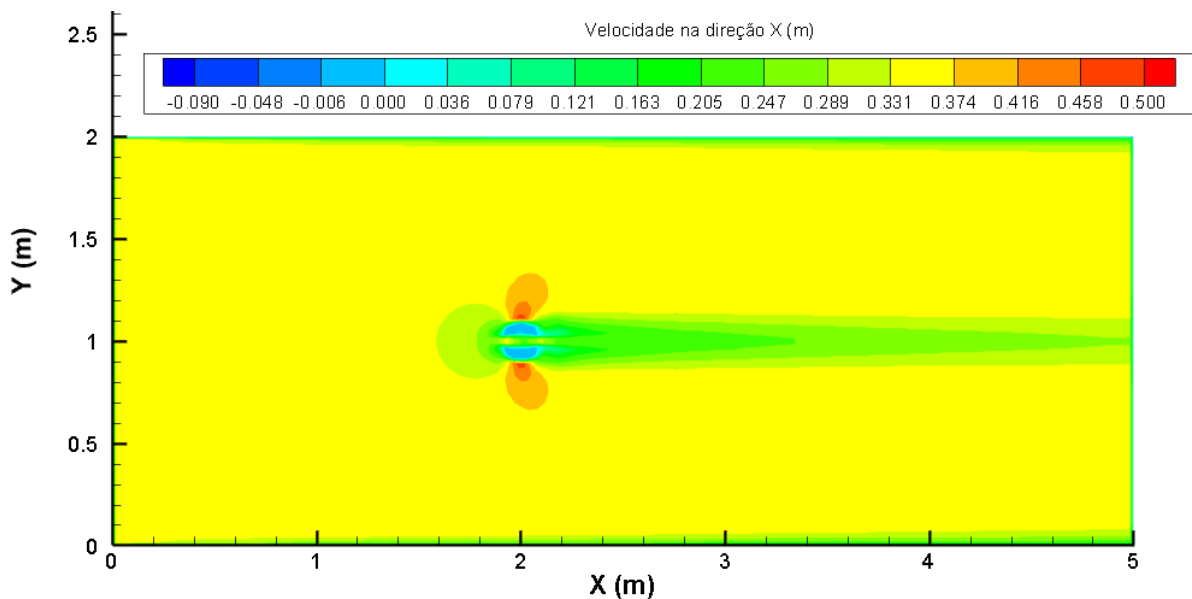


Figura 36 - Velocidades longitudinais com medida de proteção (ao fim de 21 horas)

A análise das figuras relativas às velocidades longitudinais (Figuras 35 e 36) para 21 horas de simulação, permite concluir que o escoamento sofre um reperfilamento com a introdução da medida de proteção, tal como observado logo na fase inicial. Com o recurso às figuras, nota-se que para as 21 horas o facto da cavidade de erosão já se ter desenvolvido consideravelmente provoca uma diminuição nos valores das velocidades obtidos. Além disto, nas zonas laterais do pilar, as maiores velocidades ocupam uma maior área do que ocupavam nos primeiros minutos, no caso da simulação sem medida de proteção.

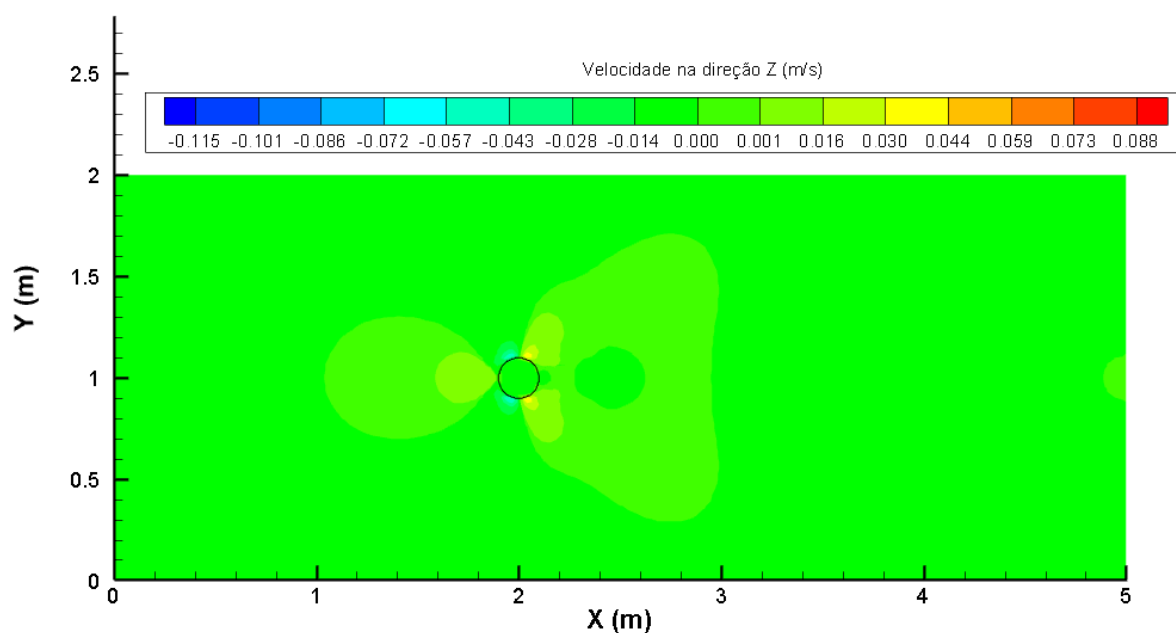


Figura 37 - Velocidades verticais sem medida de proteção (ao fim de 21 horas)

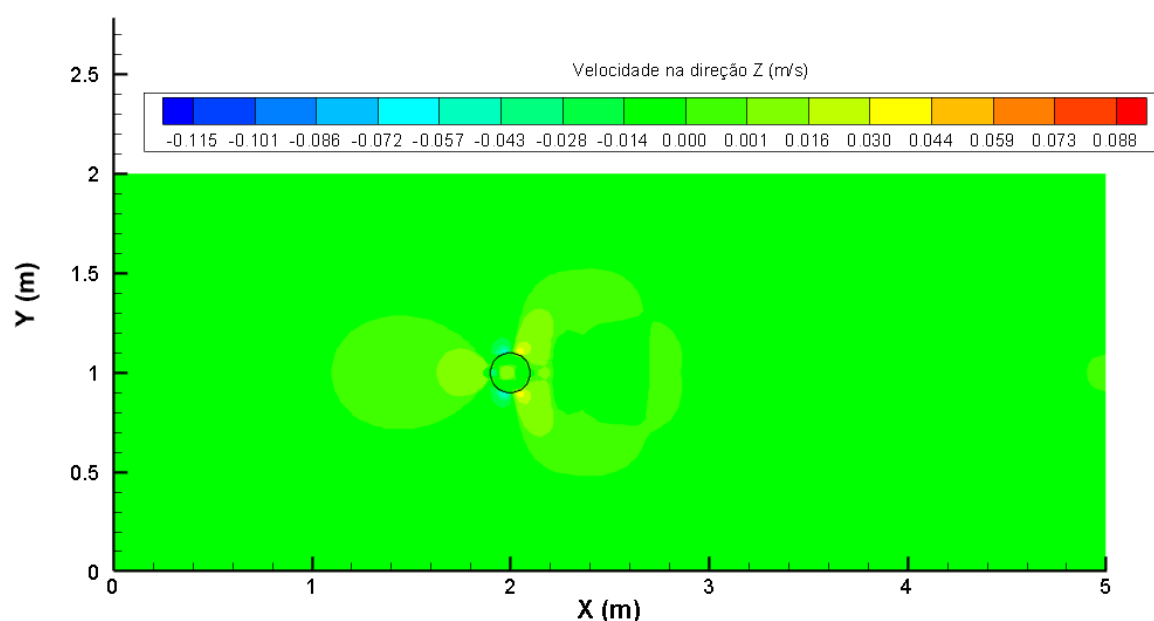


Figura 38 - Velocidades verticais com medida de proteção (ao fim de 21 horas)

A observação dos resultados para as velocidades verticais (Figuras 37 e 38), permite concluir que, no final de 21 horas, estas continuam a não sofrer grandes diferenças quando estão sujeitas, ou não, à existência da medida de proteção.

Os resultados obtidos em termos de velocidades, quer longitudinais quer verticais, permitem verificar as alterações que o escoamento sofre quando está sujeito, ou não, à existência da medida de proteção. As velocidades longitudinais são as que sofrem a maior alteração com a colocação da medida de proteção, o que é expectável uma vez que a maior componente dos vetores velocidade do escoamento é dada por estas.

Foram também obtidos os resultados da alteração dos níveis do leito arenoso, permitindo analisar a redução da profundidade de erosão causada pela existência da medida de proteção, no final das 21 horas. Os resultados encontram-se patentes nas Figura 39 e 40.

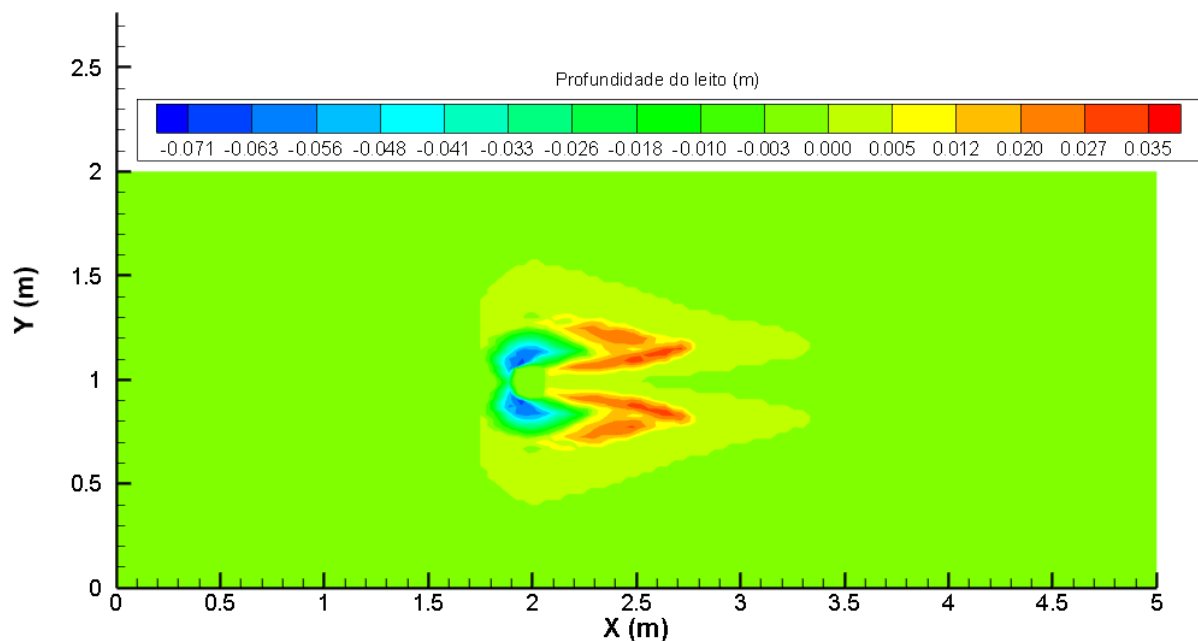


Figura 39 - Resultados para 21 horas, sem medida de proteção

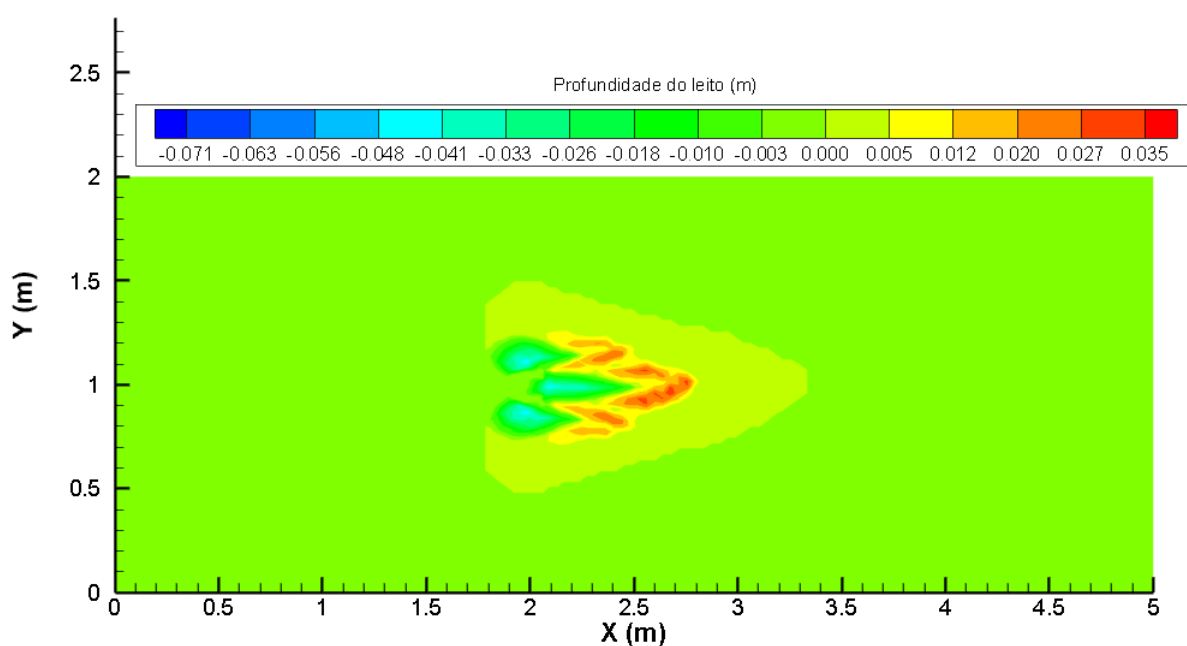


Figura 40 - Resultados para 21 horas, com medida de proteção

Sem a medida de proteção, a máxima profundidade de erosão atingiu o valor de 7,085 cm enquanto com a aplicação da ranhura no pilar a máxima profundidade de erosão foi de 4,615 cm, traduzindo-se assim numa redução de 34,9%. Este valor é bastante próxima do obtido experimentalmente no trabalho (22) utilizado como referencia para a fase 1 (33,2%) e do obtido com o pilar quadrangular (36,5%). Este facto não valida a precisão das simulações numéricas realizadas com o SSIIM 1, mas permite afirmar que de facto a aplicação de uma ranhura com um a largura igual a 25% de diâmetro do pilar e com uma altura igual à do escoamento reduz bastante a profundidade de erosão.

5

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

Nesta dissertação foram realizadas simulações numéricas que tinham como objetivo a obtenção de resultados próximos dos observados nos ensaios experimentais utilizados, validando assim o SSIIM 1 como um *software* aconselhável para casos idênticos aos realizados. O estudo do efeito de um mecanismo de proteção foi também realizado para dois casos: pilar quadrangular e pilar circular, ambos com 20 cm de largura.

Os resultados obtidos na fase 1 das simulações não foram os desejados mas permitiram aprender o modo de utilização do SSIIM com a realização destas simulações. As simulações realizadas na fase 2 tiveram resultados bastante positivos, e por isso com base nesse facto foi aplicada a ranhura como medida de proteção, quer no pilar quadrangular, quer no pilar circular.

O trabalho desenvolvido com o SSIIM 1 permitiu concluir que o *software* resolve bem as condições de escoamento a montante do pilar, visto que a jusante deste a presença dos vórtices altera significativamente as condições de escoamento. A versão 1 do SSIIM é bastante limitante no que diz respeito às opções de modelação de transporte de sedimentos mas também pela fórmula com que calcula a redução da tensão crítica de Shields dentro da cavidade de erosão. Nesta versão do *software*, o manual aconselha a utilizar somente a fórmula de van Rijn para a modelação do transporte de sedimentos e tem apenas disponível a fórmula de Brooks para obter o fator de redução acima mencionado. A fase 2 poderá ter tido melhores resultados porque a malha utilizada foi ortogonal quando comparada com a utilizada na fase 1. Também o facto de a relação (largura pilar/ D_{50}) ser muito maior (206.2) no caso estudado da fase 2 quando comparada com o caso estudado na fase 1 (52.6) pode ter tido alguma preponderância na melhoria dos resultados observada, uma vez que quanto maior for esta relação menor serão os gradientes de pressão. Os resultados obtidos a jusante do pilar não são os mais corretos possivelmente devido ao facto dos intervalos de tempo definidos para os cálculos não serem suficientemente pequenos para captar o efeito dos vórtices de esteira. Uma definição deste intervalo de tempo muito baixa levaria a um tempo de computação muito mais prolongado.

A análise do efeito de uma ranhura no pilar como medida de proteção foi realizada e permitiu verificar as diferenças que esta provoca no escoamento e na profundidade de erosão quando comparada com simulações sem medidas de proteção. As percentagens de redução do valor da profundidade de erosão obtidas com a aplicação da ranhura estão de acordo com os resultados observados num dos artigos utilizados como referência. Salienta-se que esta medida de proteção foi apenas estudada do ponto de visto hidráulico, sendo assim necessário verificar se esta diminuição na secção transversal do pilar da ponte não provoca problemas estruturais na ponte, criando um problema por substituição de outro.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

As simulações numéricas deste fenómeno ainda não são de fácil realização visto que se trata de um fenómeno bastante complexo devido à turbulência existente. No entanto, os resultados a montante parecem ser os mais próximos da realidade. Assim, propõe-se como trabalhos futuros a realizar neste tema a utilização da versão 2 do SSIIM que permite utilizar outros métodos de modelação do transporte de sedimentos, tais como as fórmulas de Engelund/Hansen e Ackers/White, entre outras. Esta versão também permite a utilização de outras fórmulas que não a de Brooks para a obtenção do fator de redução da tensão crítica quando o leito arenoso sofre alterações, tais como as fórmulas de Dey e de Lane.

Sugere-se também a aplicação de outras medidas de proteção nas simulações numéricas para verificar se essas medidas proporcionam grandes reduções nas profundidades de erosão obtidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Couto, Lúcia Teixeira; Cardoso, António Heleno, “Erosões Localizadas junto de Encontros e Pilares de Pontes. Parte I - Caracterização da Situação de Referência,” *Revista da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos*, vol. 22, pp. 65-74, 2001.
- [2] Fael, Cristina Maria, *Erosões Localizadas junto de Encontros de Pontes e Respetivas Medidas de Proteção*, Covilhã: Universidade da Beira Interior, 2007.
- [3] Melville, Bruce W.; Coleman, Stephen E., *Bridge Scour*, Colorado: Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, 2000.
- [4] Sumer, B. Mutlu; Fredsoe, Jorgen, *Hydrodynamics Around Cylindrical Structures*, World Scientific, 1997.
- [5] White, Frank M., *Fluid Mechanics*, Mc-Graw-Hill, 2003.
- [6] Breusers, H. N. C.; Raudkivi, A. J., *Scouring: Hydraulic Structures Design Manual Series*, Taylor & Francis, 1991.
- [7] R. Pinheiro, *Estudo Experimental da Erosão em Pilares de Pontes*, Porto: FEUP, 2010.
- [8] C. R. Neil, *Mean velocity criterion for scour of coarse uniform bed material*, Colorado: Proceedings of the XII IAHR, 1967.
- [9] Shields, *Anwendung der Aenlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebbewegung*, Berlin: Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur Wasser-bau und Schiffbau, 1936.
- [10] Sancho, Francisco, *Erosão. Início do transporte sólido por arrastamento*, Universidade de Coimbra: Texto de apoio didático, 2002.
- [11] A. Quintela, *Hidráulica*, Lisboa: 2000, Fundação Calouste Gulbenkian.
- [12] Guo, J., “Basic Laws of Sediment Transport,” Shanxi Provincial Natural Science Foundation, Taiyuan, 1990.
- [13] H. Rouse, *An analysis of sedimentation transportation in the light of fluid turbulence*, Washington D.C.: Soil Conservation Services Report nº25, 1939.
- [14] R. Diab, *Experimental Investigation on Scouring around Piers of different Shape and Alignment in Gravel*, Darmstadt: Norwegian University of Science and Technology, 2011.
- [15] C. M. Ramos, *Dimensionamento de pontes: aspectos hidráulicos*, Lisboa: LNEC, 1990.
- [16] E. V. Richardson e S. R. Davis, *Evaluating Scour at Bridges; Fourth Edition - HEC 18*, Colorado: Federal Highway Administration, 2001.
- [17] Sheppard, D. M.; Renna, R., *Florida bridge scour manual*, Tallahassee: Florida Department of Transportation, 2010.

- [18] Lauchlan, Christine S.;, *Pier Scour Countermeasures*, Auckland: Universidade de Auckland, 1999.
- [19] Parola, A. C.; Jones, S. D.;, “Stability of Riprap at Bridge Piers,” *journal of Hydraulical Engineering*, pp. 1080-1093, 1993.
- [20] Chiew, Y. M.;, “Mechanics of riprap failure at bridge piers,” *Journal of Hydraulic Engineering*, pp. 635-643, 1995.
- [21] Fael, Cristina Maria; Cardoso, António Heleno;;, “Métodos Convencionais de Proteções contra Erosões Localizadas Junto de de Pilares e Encontros de Pontes,” *Recursos Hídricos*, vol. 34, 2013.
- [22] D. Holthusen. [Online]. Available: <http://www.newsline.dot.state.mn.us/archive/07/apr/11.html>. [Acedido em 15 Junho 2015].
- [23] A. Tafarojnoruz, R. Gaudio e F. Calomino, “Evaluation of flow-altering countermeasures against bridge pier scour,” *Journal of Hydraulic Engineering*, pp. 297-305, 2012.
- [24] Anderson, J.;, *Computational Fluid Dynamics - The Basics with Applications*, Maryland: McGraw-Hill, 1995.
- [25] J. F. Wendt, *Computational Fluid Dynamics*, Berlin: Springer, 2009.
- [26] J. H. Ferziger e M. Peric, *Computational Methods for Fluid Dynamics*, Berlin: Springer, 2002.
- [27] N. R. Olsen, *A Three Dimensional Numerical Model for SSIIM - User's Manual*, Norway: The Norwegian University of Science and Technology, 2014.
- [28] P. Ramos, *Modelação Numérica do Escoamento em torno de um Pilar*, Porto: FEUP, 2012.
- [29] N. R. Olsen, *Numerical Modelling and Hydraulics*, Norway: The Norwegian University of Science and Technology , 2012.
- [30] J. Blazek, *Computational Fluid Dynamics: Principles and Applications*, Elsevier: Amsterdam, 2001.
- [31] H. Brooks, “Boundary Shear Stresses in Curved Trapezoidal Channels,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 89, 1963.

ANEXOS

Anexo A

Nestes anexos estão disponíveis os ficheiros '*control*' utilizados em algumas simulações numéricas realizadas. A seguir à letra T está indicado o nome da simulação que foi realizada com aquele ficheiro '*control*'.

T Simulação nº1 da fase 1

F 2 IS

F 4 0.5 50 0.0001

F 7 B

F 11 2.67 -0.033471 run options

F 16 0.0038 roughness in meters

F 24 0 turbulence model

F 33 5.0 100 time step

F 36 2 tfs routine

F 37 1 tsc routine

F 48 8

F 53 10 60 1000 1000 print-out

F 54 0.0001 time break limit

F 56 10 0.6 avalanche parameters

F 84 2

F 206 16

G 1 237 89 15 1 grid and array sizes

G 3 0.0 1.5 3.5 6.0 9.0 14.0 20.0 30.0 40.0 50.0 60.0 70.0 80.0 90.0 100 vertical grid distribution

G 6 237 45 16 0.5 0.01 free surface

G 13 1 68 73 43 48 2 16

G 24 1 z 1 0

S 1 0.00076 0.1193 sediment size and fall velocity

I 1 0.0 kg/s inflowing sediment

N 0 1 1.0 grain size distribution in bed

B 0 2 237 2 89 where n is placed

W 1 68.678 0.012707 0.1

W 2 11 1 25 50 75 100 125 150 175 200 225 237

K 1 900000 500000

K 2 0 1

K 6 1 1 1 0 0 0

T Simulação nº2 da fase 1

F 2 IS

F 4 0.5 50 0.0001

F 7 B

F 11 2.67 -0.033471 run options

F 16 0.0038 roughness in meters

F 24 0 turbulence model

F 33 5.0 100 time step

F 36 2 tfs routine

F 37 2 tsc routine

F 48 8

F 53 10 60 1000 1000 print-out

F 54 0.0001 time break limit

F 56 10 0.6 avalanche parameters

F 84 2

F 206 16

G 1 237 89 15 3 grid and array sizes

G 3 0.0 1.5 3.5 6.0 9.0 14.0 20.0 30.0 40.0 50.0 60.0 70.0 80.0 90.0 100 vertical grid distribution

G 6 237 45 16 0.5 0.01 free surface

G 13 1 68 73 43 48 2 16

G 24 1 z 1 0

S 1 0.01 0.8

S 2 0.01 0.8 sediment size and fall velocity

S 3 0.00076 0.1193

I 1 0.0 kg/s

I 2 0.0 kg/s inflowing sediment

I 3 0.0 kg/s

N 0 1 1.0 grain size distribution in bed

N 1 2 1.0

N 2 3 1.0

B 0 2 40 2 89 where n is placed

B 1 191 237 2 89

B 2 41 190 2 89

W 1 68.678 0.012707 0.1

W 2 11 1 25 50 75 100 125 150 175 200 225 237

K 1 900000 500000

K 2 0 1

K 6 1 1 1 0 0 0

T Simulação nº3 da fase 1

F 2 IS

F 4 0.5 50 0.0001

F 7 B

F 11 2.67 0.034087 run options

F 24 0 turbulence model

F 33 5.0 100 time step

F 36 2 tfs routine

F 37 1 tsc routine

F 48 8

F 53 10 60 1000 1000 print-out

F 54 0.0001 time break limit

F 56 50 0.6 avalanche parameters

F 84 2

F 206 16

G 1 237 89 15 3 grid and array sizes

G 3 0.0 2.5 5.0 7.5 10.0 15.0 20.0 30.0 40.0 50.0 60.0 70.0 80.0 90.0 100 vertical grid distribution

G 6 237 45 16 0.1 0.01 free surface

G 13 1 68 73 43 48 2 16

G 24 1 z 1 0

S 1 0.01 0.8

S 2 0.01 0.8 sediment size and fall velocity

S 3 0.00076 0.1098

I 1 0.0 kg/s

I 2 0.0 kg/s inflowing sediment

I 3 0.0 kg/s

N 0 1 1.0 grain size distribution in bed

N 1 2 1.0

N 2 3 1.0

B 0 2 40 2 89 where n is placed

B 1 161 237 2 89

B 2 41 160 2 89

W 1 69.847 0.012707 0.1

W 2 11 1 25 50 75 100 125 150 175 200 225 237

K 1 900000 500000

K 2 0 1

K 6 1 1 1 0 0 0

T Test0
 F 2 IS
 F 4 0.5 40 0.0001
 F 7 B
 F 11 2.65 -0.0355 run options
 F 16 0.00582 roughness in meters
 F 24 0 turbulence model
 F 33 5.0 50 time step
 F 36 2 tfs routine
 F 37 1 tsc routine
 F 48 8
 F 53 20 24 60000 60000 print-out
 F 54 0.0005 time break limit
 F 56 5 0.5543 avalanche parameters
 F 84 2
 F 206 16
 G 1 280 109 23 1 grid and array sizes
 G 3 0.0 2.5 5.0 8.0 11.5 15.0 20.0 25.0 30.0 35.0 40.0 45.0 50.0 55.0 60.0 65.0 70.0 75.0 80.0 85.0 90.0
 95.0 100.0 vertical grid distribution
 G 6 280 54 24 0.1 0.1 free surface
 G 13 1 109 122 49 62 2 23
 G 24 1 z 1 0
 S 1 0.00097 0.1339 sediment size and fall velocity
 I 1 0.0 kg/s inflowing sediment
 N 0 1 1.0 grain size distribution in bed
 B 0 0 0 0 0 where n is placed
 W 1 67.0636 0.1824 0.3
 W 2 6 1 50 100 130 200 280
 K 1 50112 500000
 K 2 0 1
 K 6 0 0 0 0 0

T Test4 com medida de proteção na fase 2

F 2 IS

F 4 0.5 40 0.0001

F 7 B

F 11 2.65 0.03499 run options

F 16 0.00582 roughness in meters

F 24 0 turbulence model

F 33 5.0 50 time step

F 36 2 tfs routine

F 37 1 tsc routine

F 48 8

F 53 20 24 60000 60000 print-out

F 54 0.0005 time break limit

F 56 5 0.5543 avalanche parameters

F 84 2

F 90 1

F 206 16

G 1 280 109 23 1 grid and array sizes

G 3 0.0 2.5 5.0 8.0 11.5 15.0 20.0 25.0 30.0 35.0 40.0 45.0 50.0 55.0 60.0 65.0 70.0 75.0 80.0 85.0 90.0
95.0 100.0 vertical grid distribution

G 6 280 54 24 0.1 0.1 free surface

G 13 1 109 122 49 54 2 23

G 13 1 109 122 57 62 2 23

G 24 1 z 1 0

S 1 0.00097 0.1339 sediment size and fall velocity

I 1 0.0 kg/s inflowing sediment

N 0 1 1.0 grain size distribution in bed

B 0 0 0 0 0 where n is placed

W 1 67.0636 0.1824 0.29935

W 2 6 1 50 100 130 200 280

K 1 50112 500000

K 2 0 1

K 6 0 0 0 0 0

T Simulação da fase 3 sem medida de proteção

F 2 IS

F 4 0.5 40 0.0001

F 7 B

F 11 2.65 0.03499 run options

F 16 0.00582 roughness in meters

F 24 0 turbulence model

F 33 5.0 50 time step

F 36 2 tfs routine

F 37 1 tsc routine

F 48 8

F 53 20 24 60000 24 print-out

F 54 0.0005 time break limit

F 56 5 0.5543 avalanche parameters

F 84 2

F 90 0

F 206 16

G 1 138 75 23 1 grid and array sizes

G 3 0.0 2.5 5.0 8.0 11.5 15.0 20.0 25.0 30.0 35.0 40.0 45.0 50.0 55.0 60.0 65.0 70.0 75.0 80.0 85.0 90.0
95.0 100.0 vertical grid distribution

G 6 138 38 24 0.1 0.1 free surface

G 13 1 58 65 35 42 2 23

G 24 1 z 1 0

S 1 0.00097 0.1339 sediment size and fall velocity

I 1 0.0 kg/s inflowing sediment

N 0 1 1.0 grain size distribution in bed

B 0 0 0 0 0 where n is placed

W 1 67.0636 0.1824 0.3

W 2 6 1 55 70 100 110 138

K 1 15120 500000

K 2 0 1

K 6 0 0 0 0 0

T Simulação da fase 3 com medida de proteção

F 2 IS

F 4 0.5 40 0.0001

F 7 B

F 11 2.65 0.03499 run options

F 16 0.00582 roughness in meters

F 24 0 turbulence model

F 33 5.0 50 time step

F 36 2 tfs routine

F 37 1 tsc routine

F 48 8

F 53 20 24 60000 24 print-out

F 54 0.0005 time break limit

F 56 5 0.5543 avalanche parameters

F 84 2

F 90 0

F 206 16

G 1 138 75 23 1 grid and array sizes

G 3 0.0 2.5 5.0 8.0 11.5 15.0 20.0 25.0 30.0 35.0 40.0 45.0 50.0 55.0 60.0 65.0 70.0 75.0 80.0 85.0 90.0
95.0 100.0 vertical grid distribution

G 6 138 38 24 0.1 0.1 free surface

G 13 1 58 65 35 37 2 23

G 13 1 58 65 40 42 2 23

G 24 1 z 1 0

S 1 0.00097 0.1339 sediment size and fall velocity

I 1 0.0 kg/s inflowing sediment

N 0 1 1.0 grain size distribution in bed

B 0 0 0 0 0 where n is placed

W 1 67.0636 0.1824 0.29935

W 2 6 1 55 70 100 110 138

K 1 15120 500000

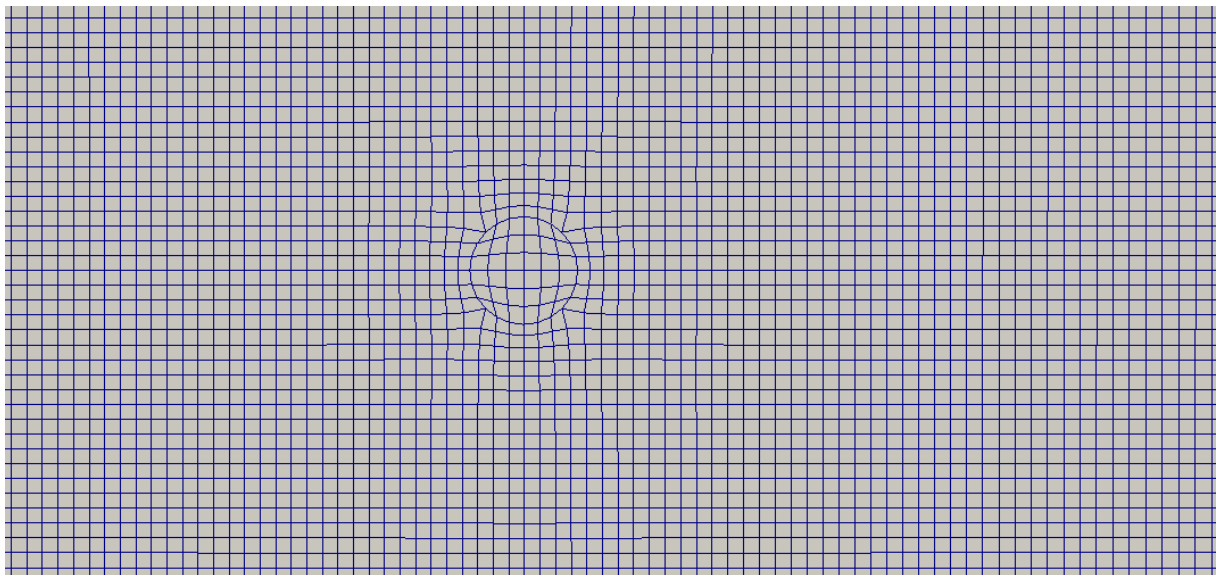
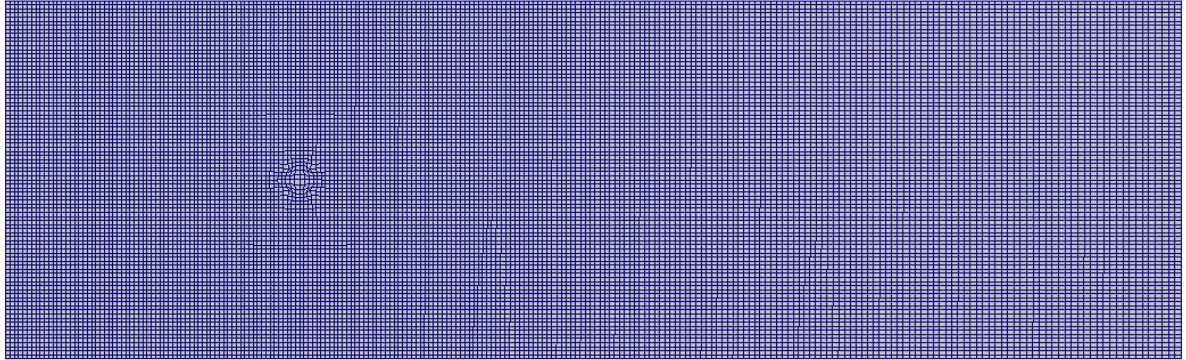
K 2 0 1

K 6 0 0 0 0 0

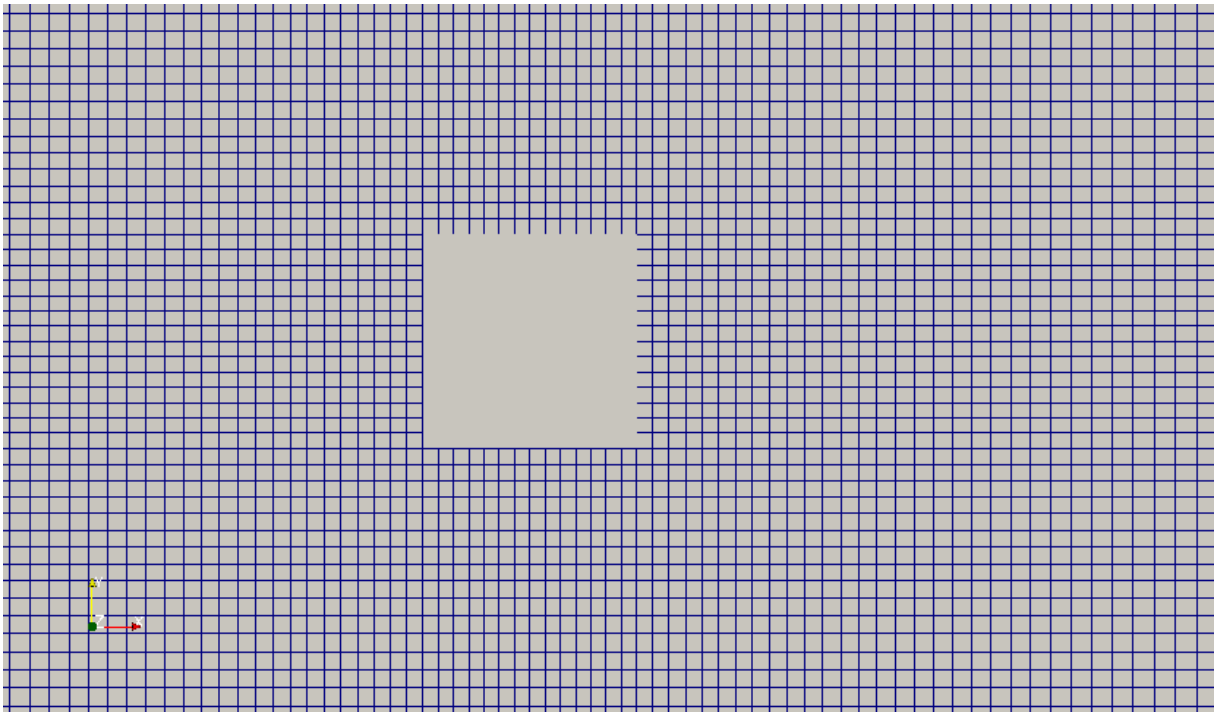
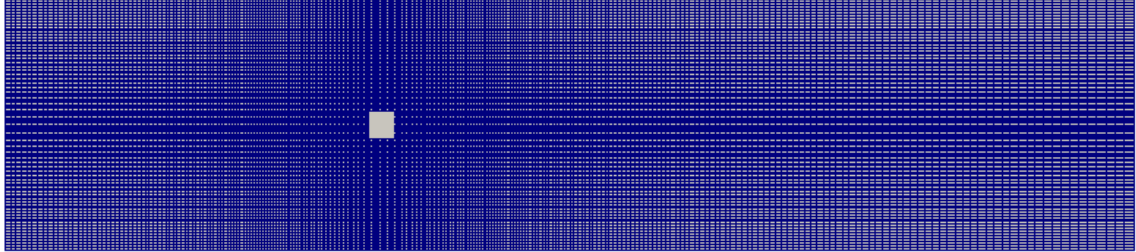
Anexo B

Nesta secção dos anexos encontram-se as três malhas numéricas utilizadas em cada fase.

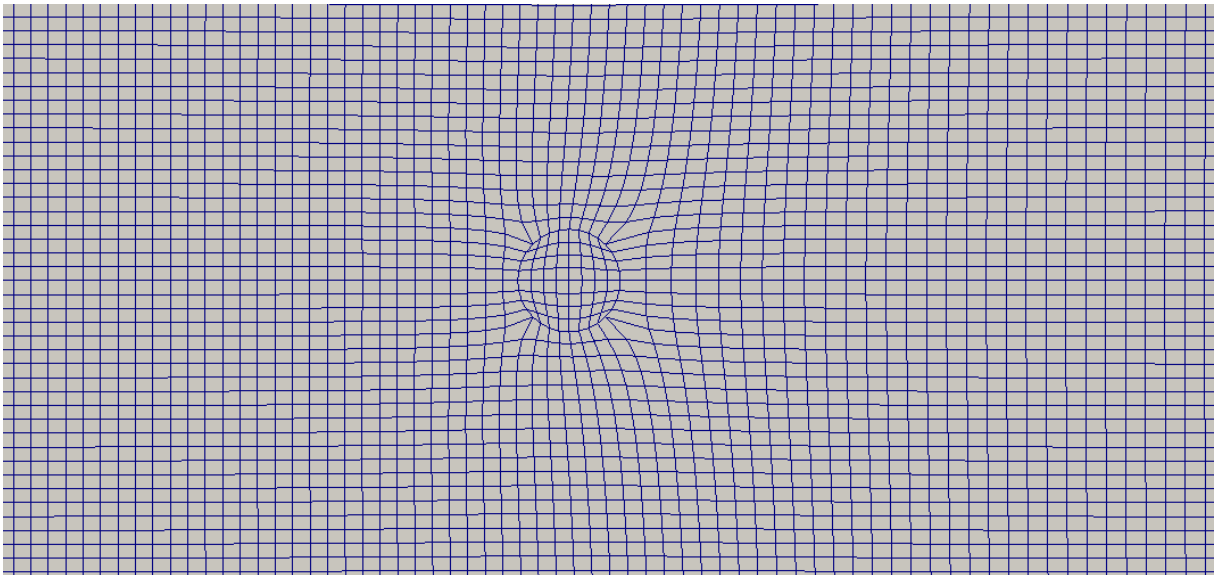
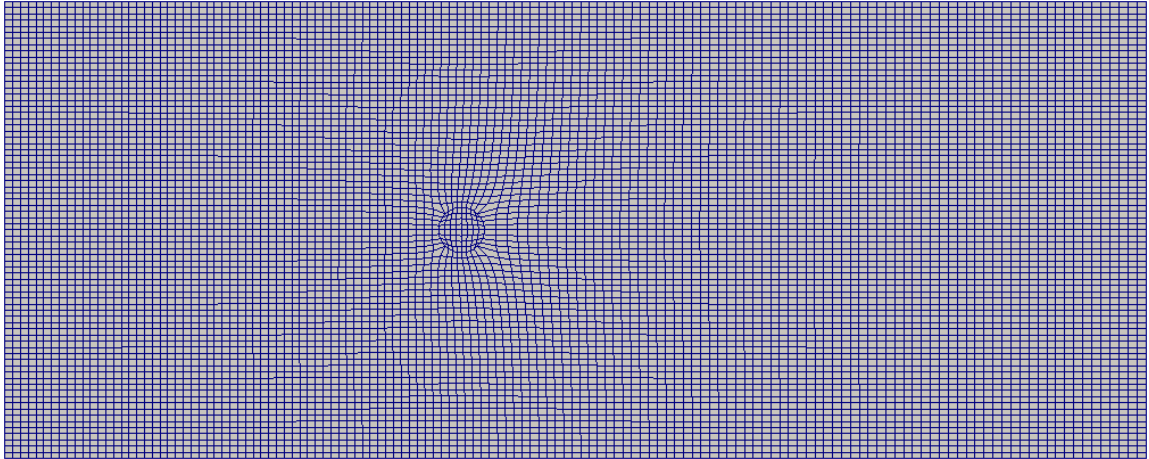
Malha nº1



Malha n°2



Malha nº3



Anexo C

Nestes anexos estão disponíveis todas as imagens relativas às simulações que fazem parte do corpo desta dissertação, mas com maior pormenor em relação aos máximos, mínimos e número de curvas de nível. Algumas das imagens também foram ampliadas. A numeração das imagens corresponde exatamente à numeração existente no corpo da tese.

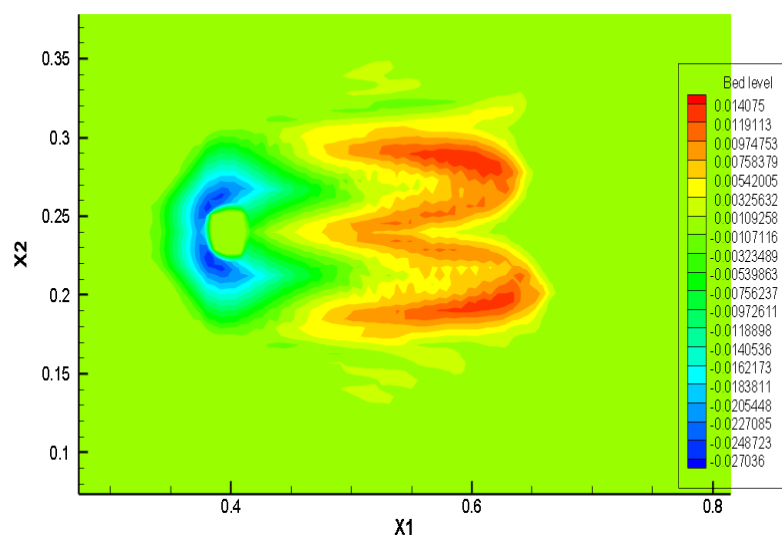


Figura 17 – Resultado para meia hora da simulação nº1 da fase 1

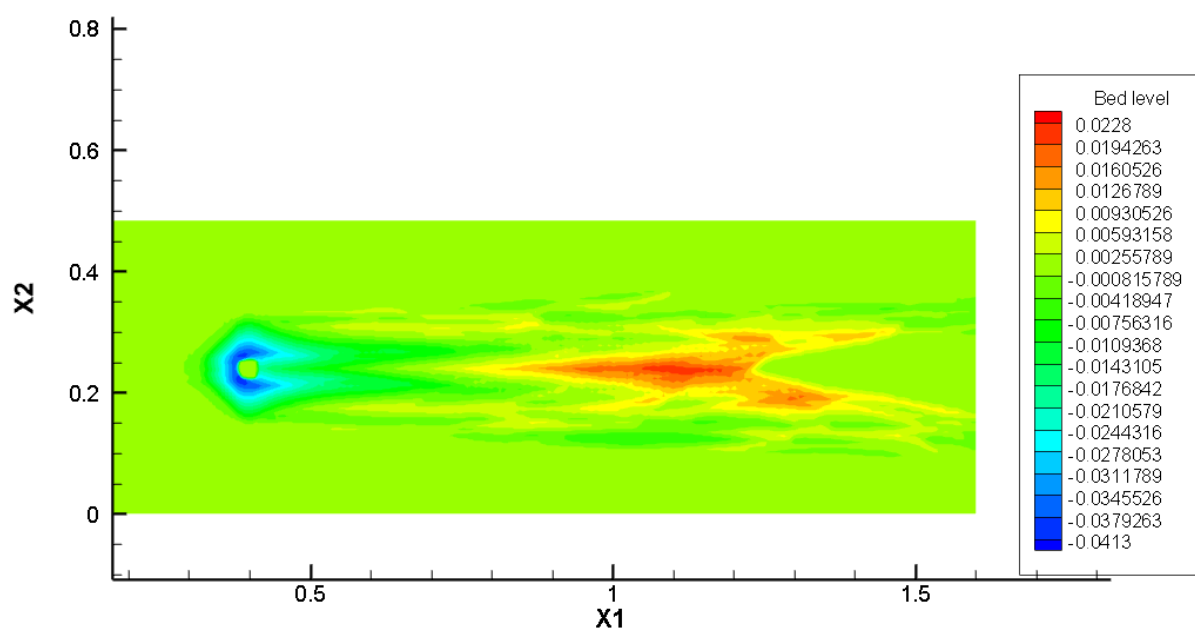


Figura 18 - Resultado para seis horas da simulação nº1 da fase 1

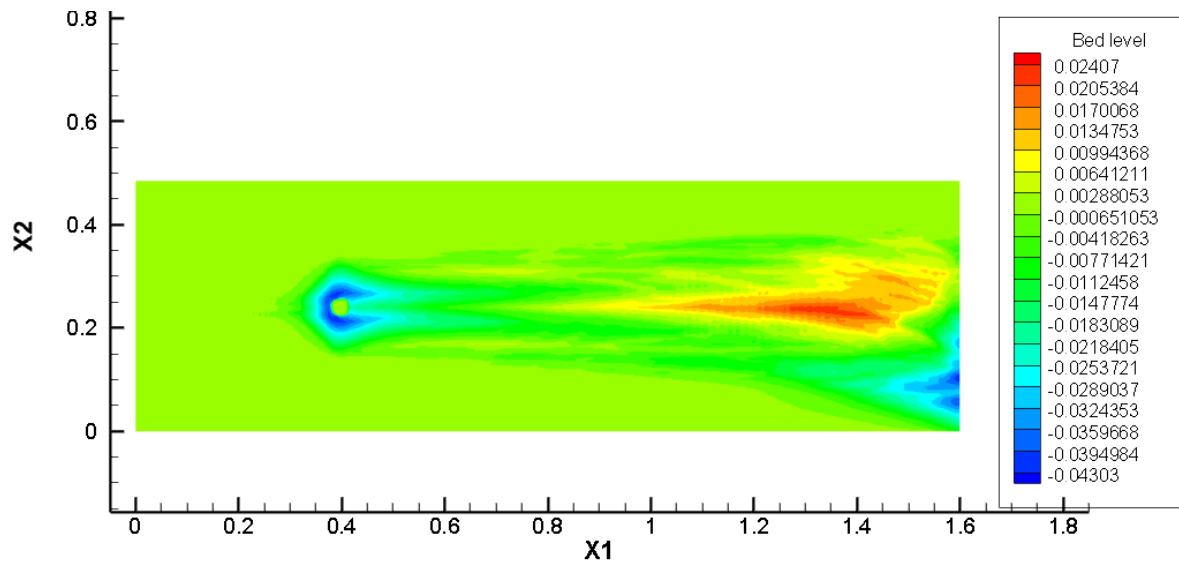


Figura 19 - Resultado para doze horas da simulação n°1 da fase 1

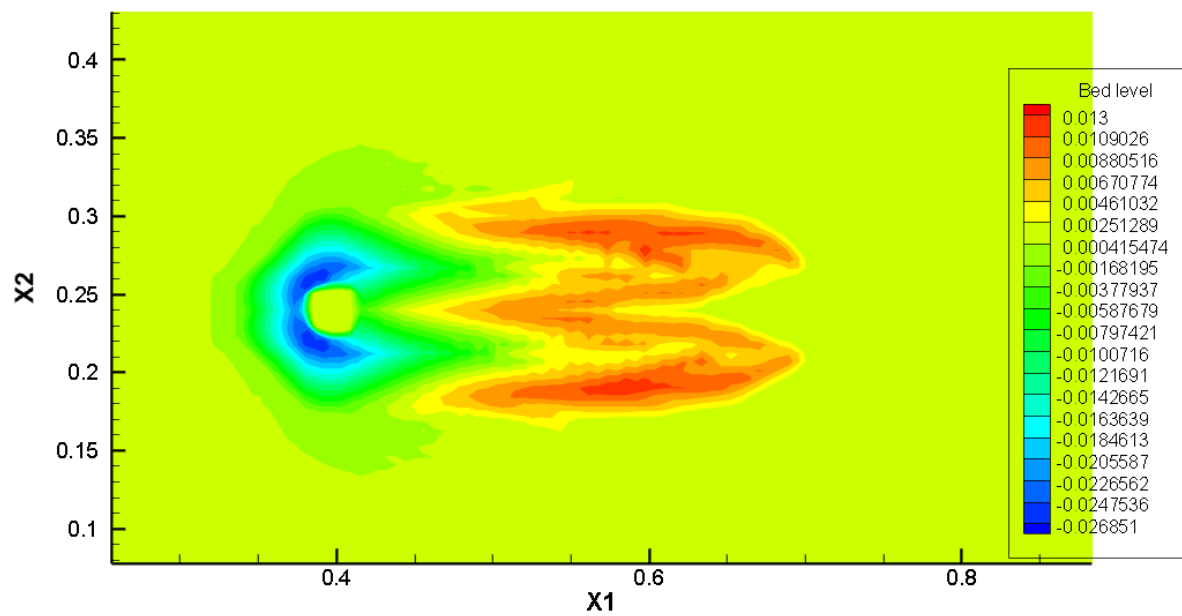


Figura 20 - Resultado para meia hora da simulação n°2 da fase 1

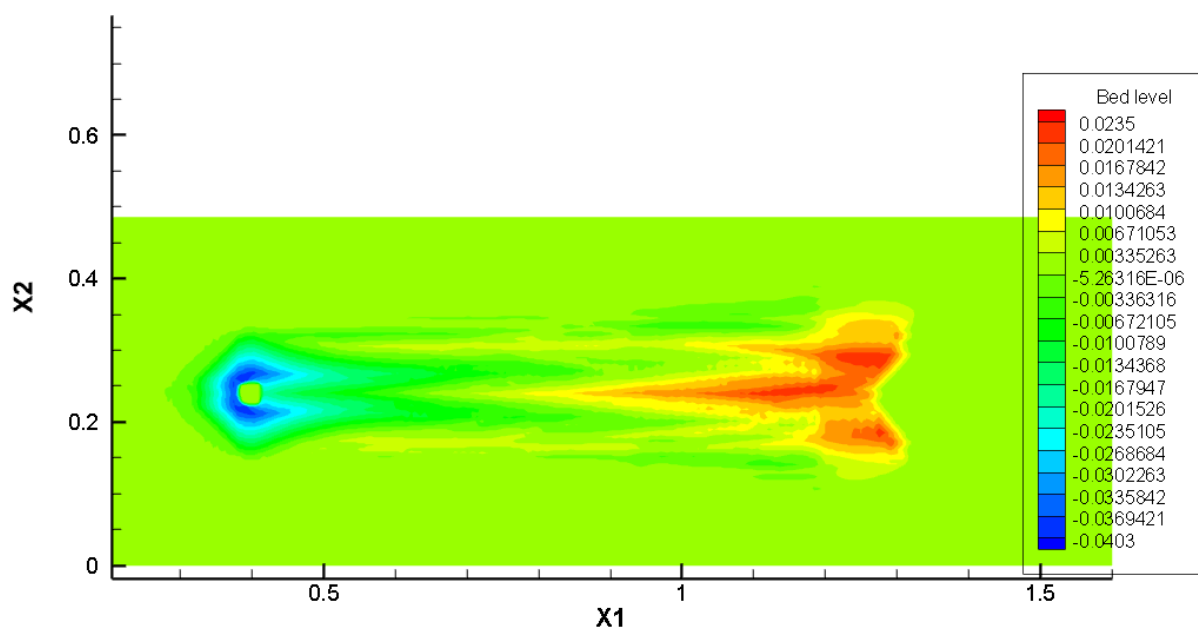


Figura 21 - Resultado para seis horas da simulação n°2 da fase 1

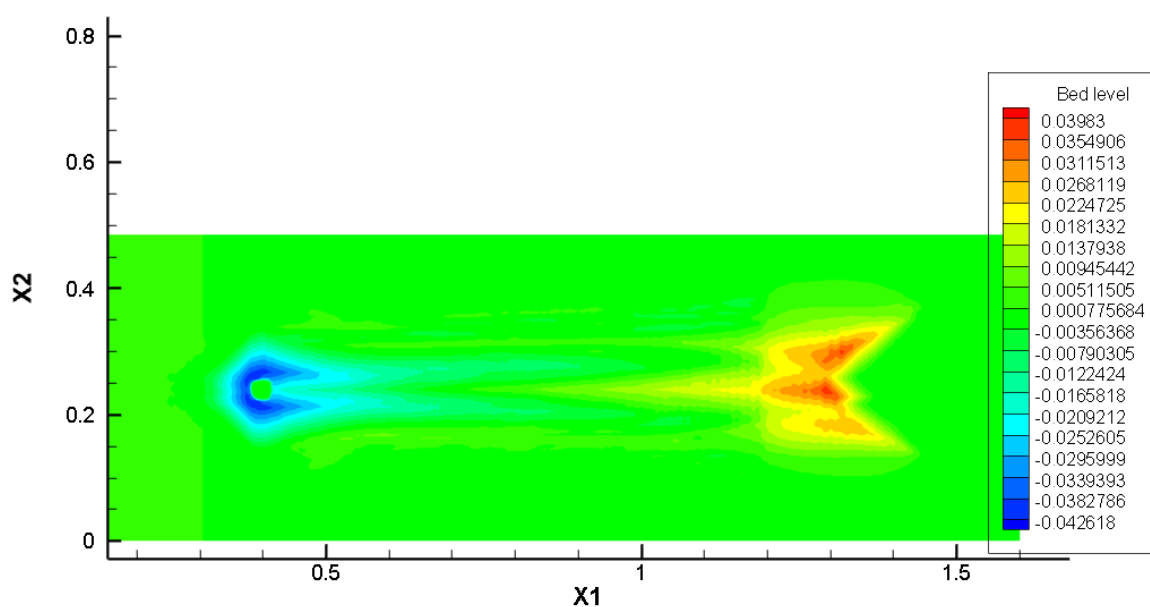


Figura 22 - Resultado para doze horas da simulação n°2 da fase 1

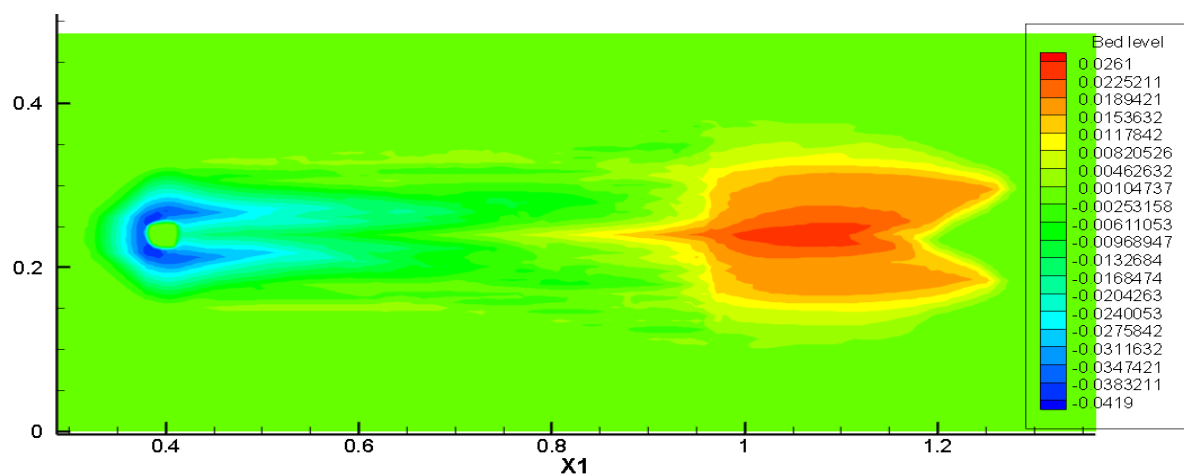


Figura 23 - Resultado para setenta e duas horas da simulação n°3 da fase 1

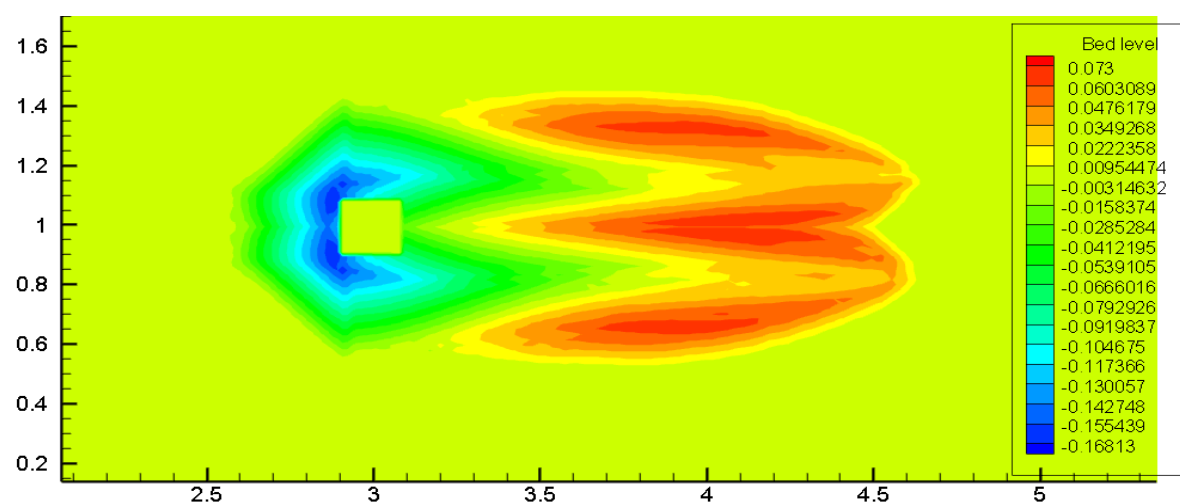


Figura 24 - Simulação 'Test0' para 10 horas

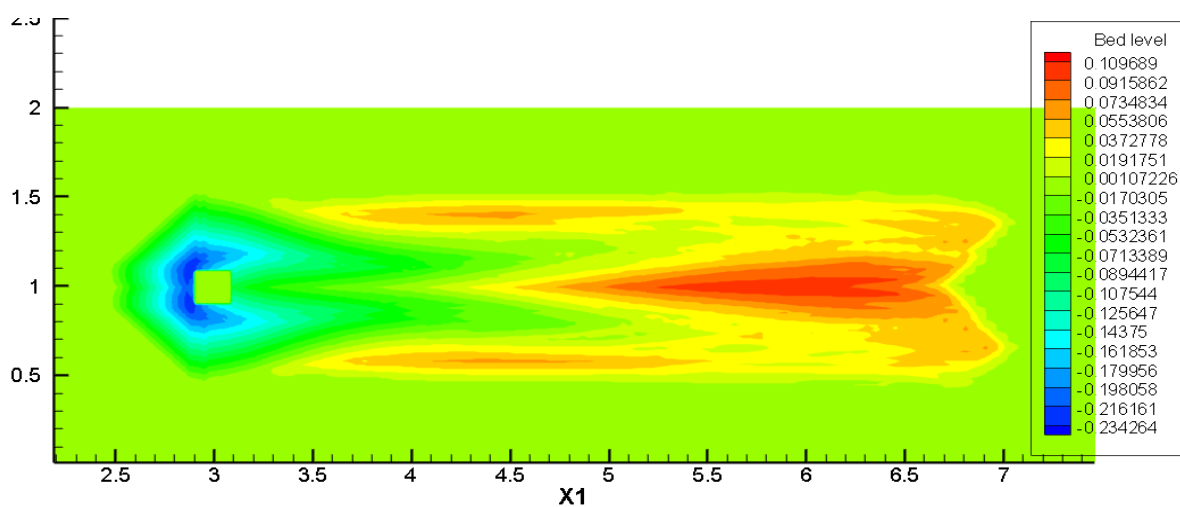


Figura 25 - Simulação 'Test0' para 70 horas

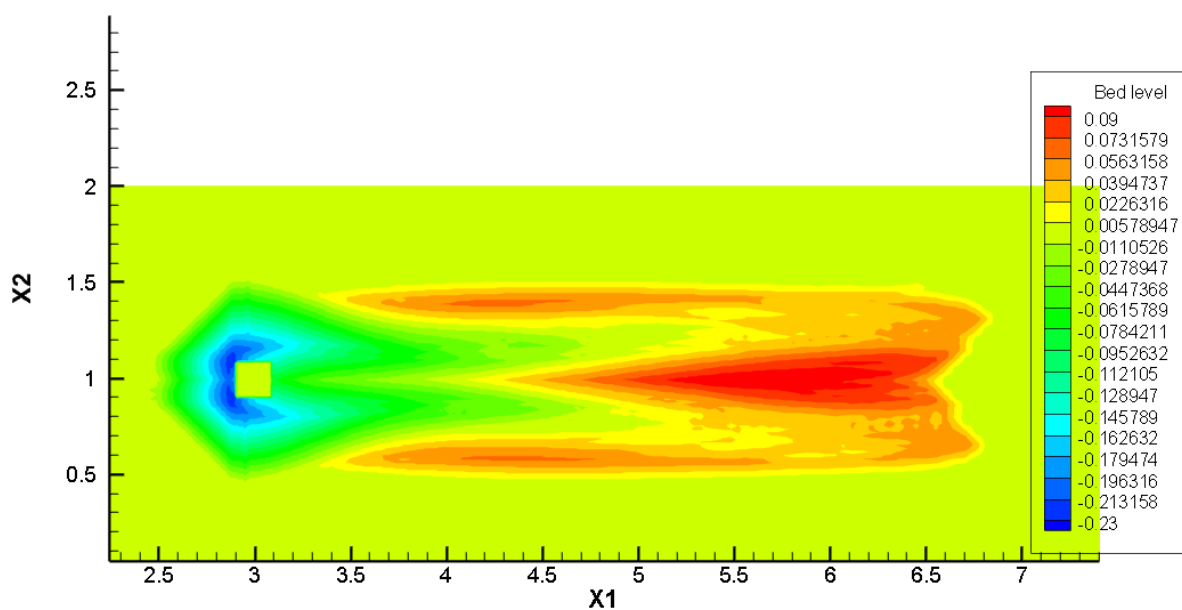


Figura 29 - Resultado obtido no Test4 para 70 horas

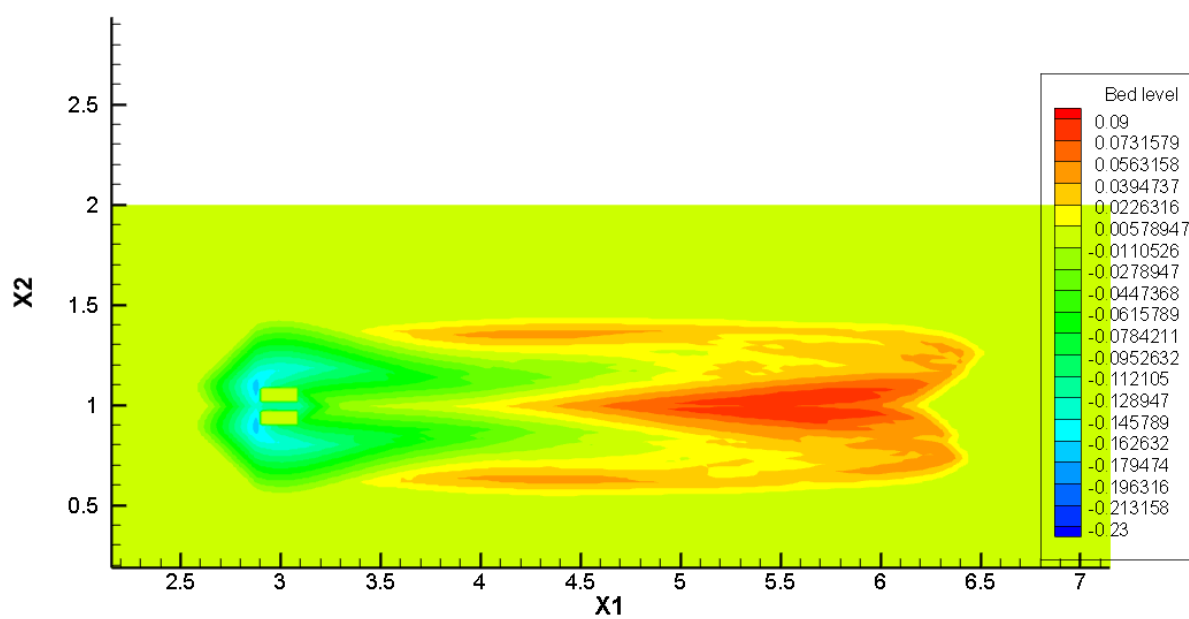


Figura 30 - Resultado obtido no Test4 para 70 horas, aplicando a medida de proteção

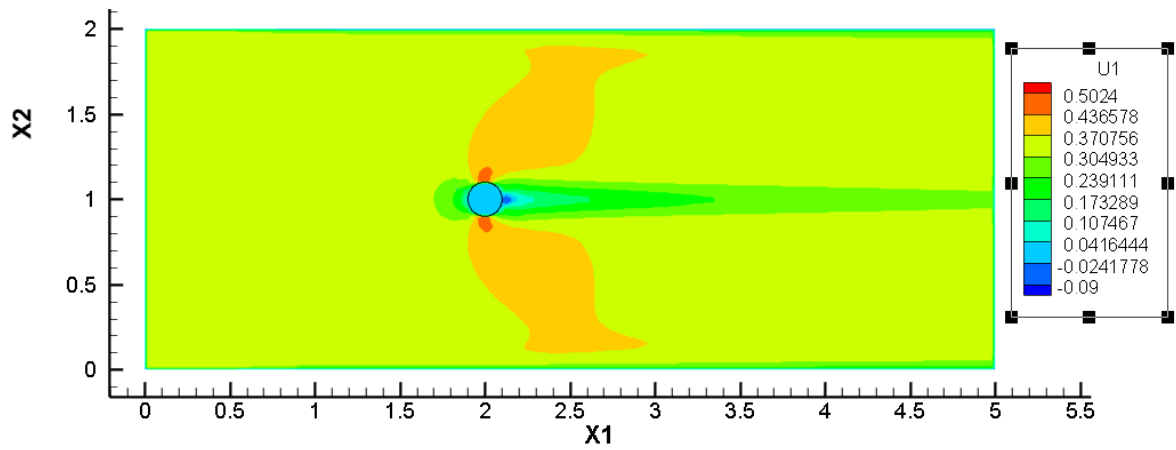


Figura 31 - Velocidades longitudinais sem medida de proteção (aos 3 minutos)

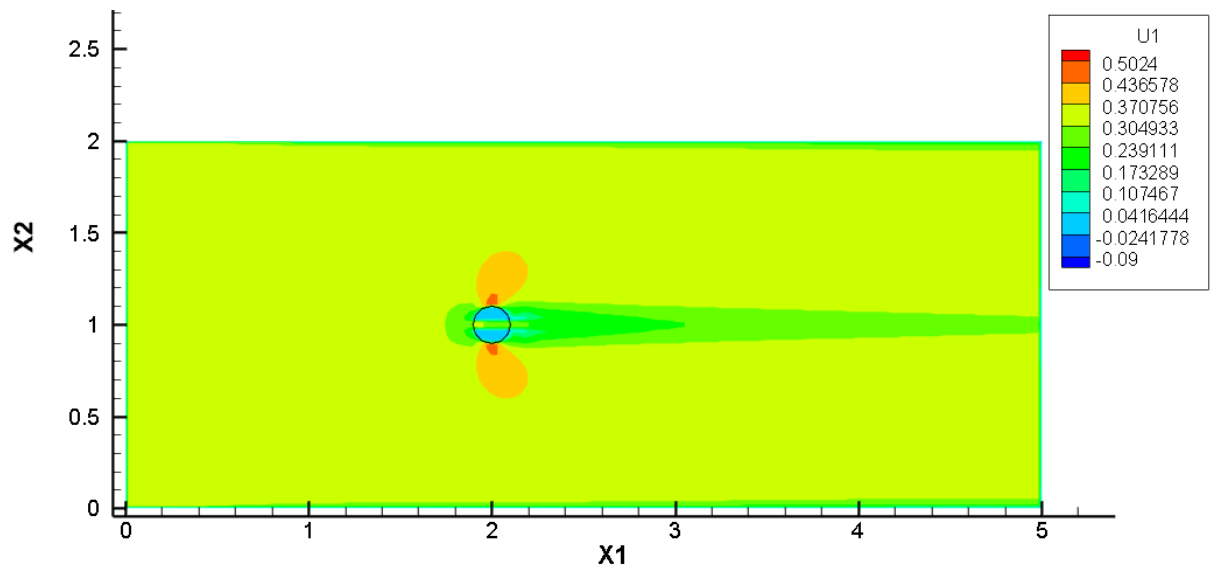


Figura 32 - Velocidades longitudinais com medida de proteção (aos 3 minutos)

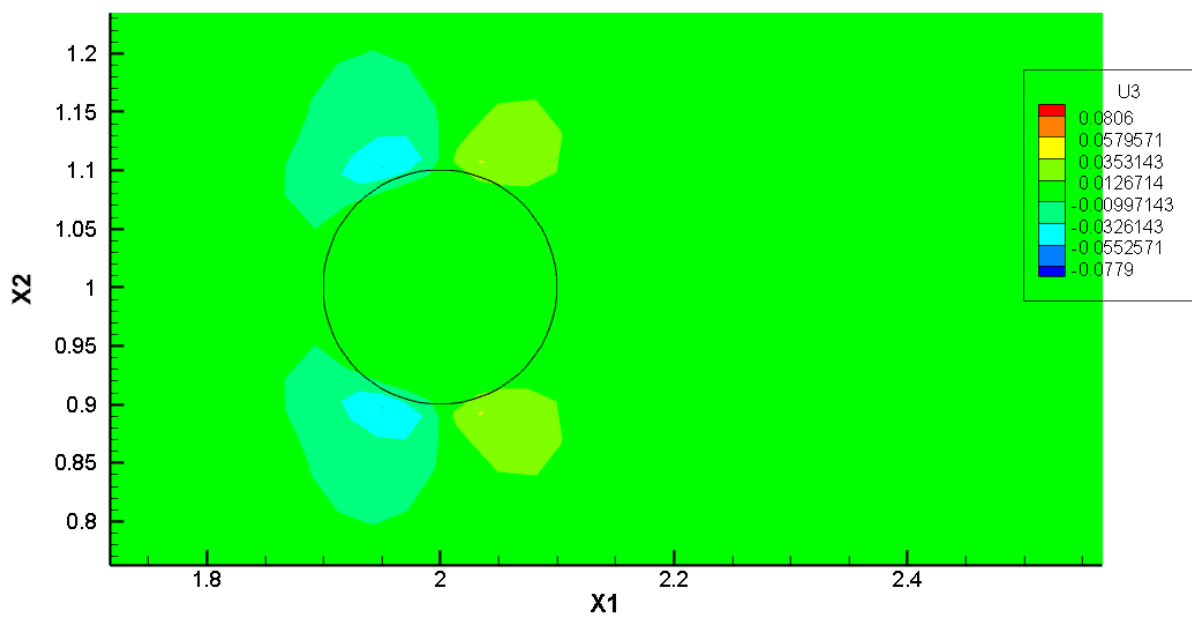


Figura 33 - Velocidades verticais sem medida de proteção (aos 3 minutos)

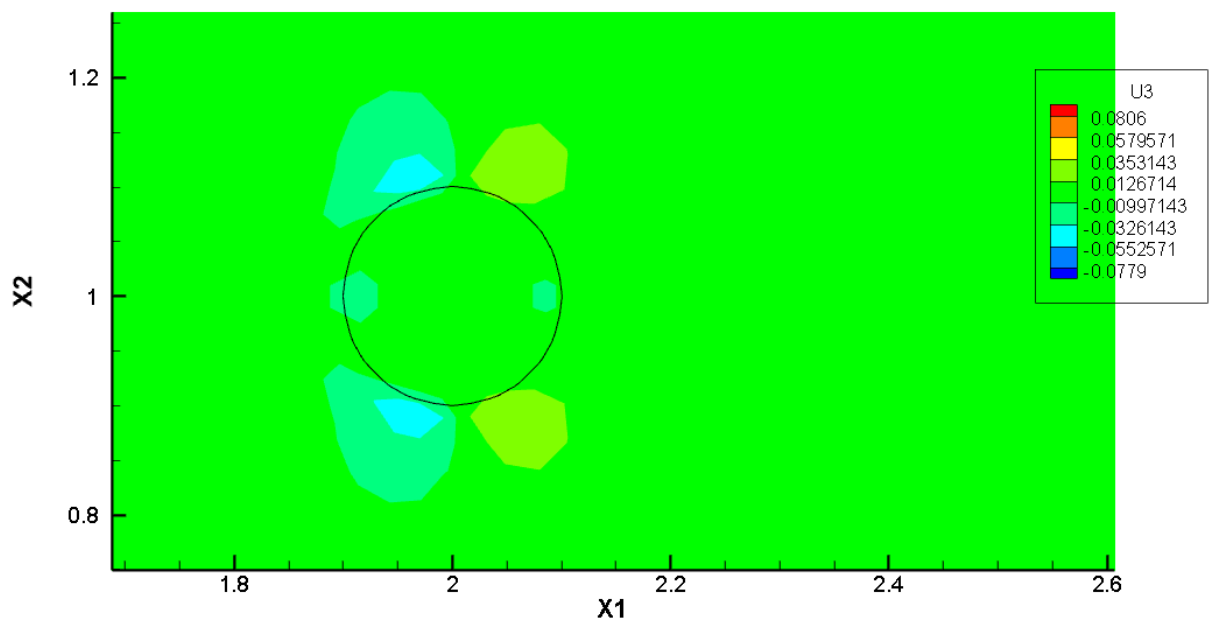


Figura 34 - Velocidades verticais com medida de proteção (aos 3 minutos)

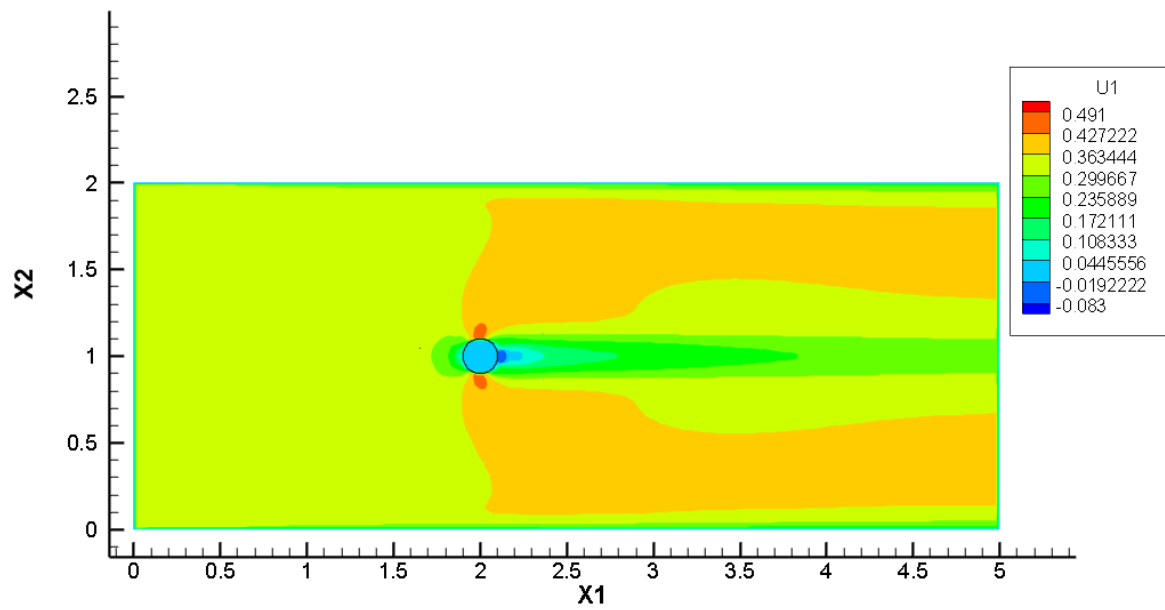


Figura 35 - Velocidades longitudinais sem medida de proteção (ao fim de 21 horas)

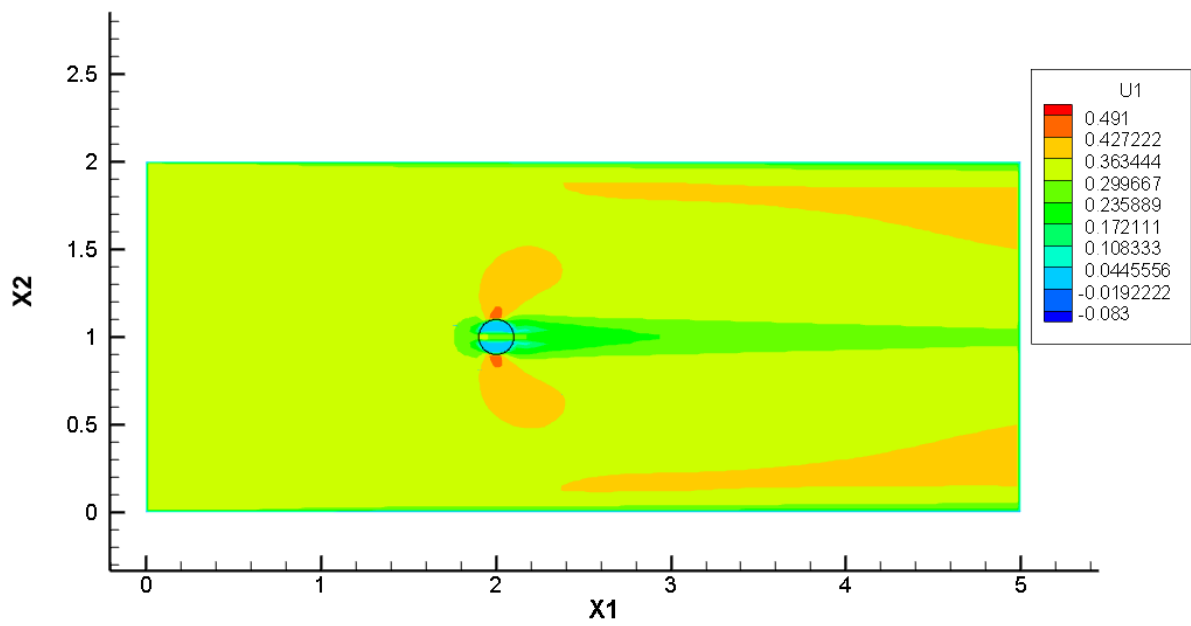


Figura 36 - Velocidades longitudinais com medida de proteção (ao fim de 21 horas)

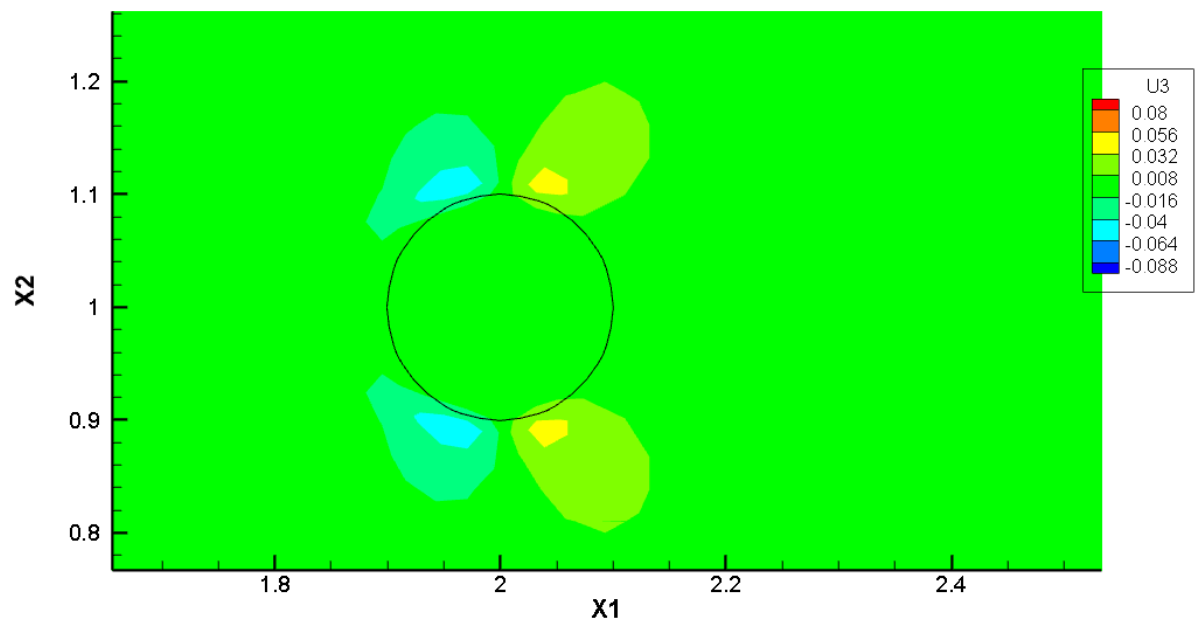


Figura 37 - Velocidades verticais sem medida de proteção (ao fim de 21 horas)

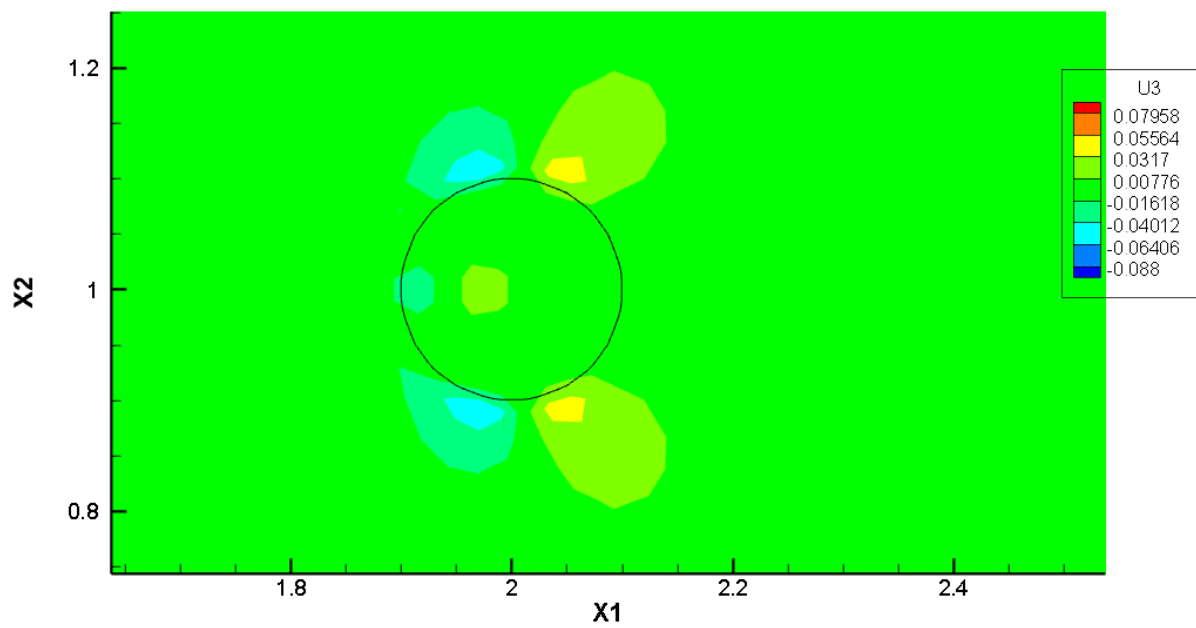


Figura 38 - Velocidades verticais com medida de proteção (ao fim de 21 horas)

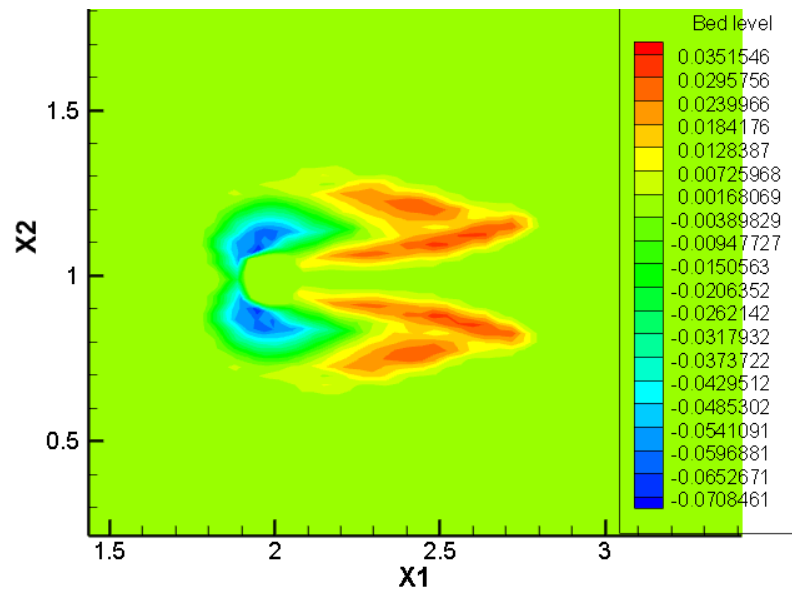


Figura 39 - Resultados para 21 horas, sem medida de proteção

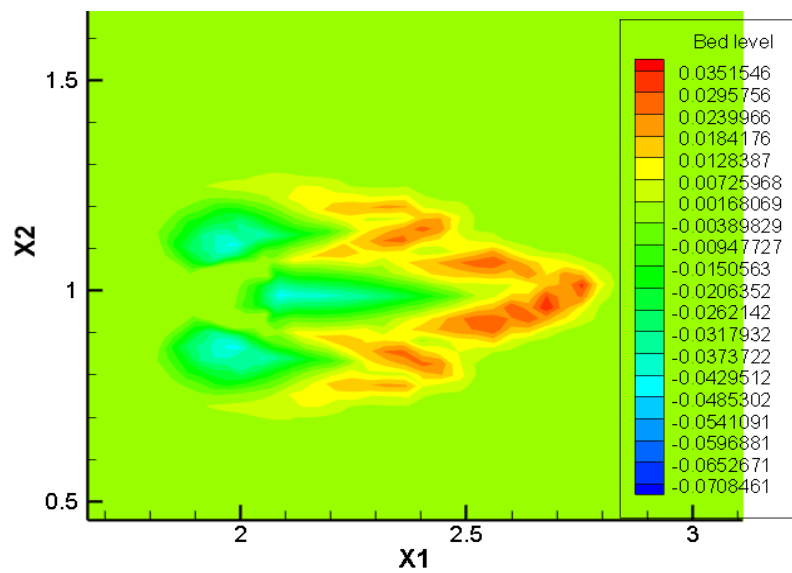


Figura 40 - Resultados para 21 horas, com medida de proteção

