

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE  
N° : .....



DOMAINE : HYDRAULIQUE  
FILIERE : HYDRAULIQUE  
OPTION : O.H

**Mémoire présenté pour l'obtention  
du diplôme de Master Académique**

**Par: Mr Hadjab Merwan**

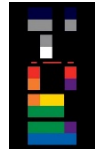
**Intitulé**

**SIMULATION DE L'ONDE DE RUPTURE TOTAL ET  
PARTIELLE DU BARRAGE DE TILES DIT (W. BOUIRA)  
PAR LE CODE DE CALCUL TELEMAR-2D**

**Soutenu devant le jury composé de:**

Mr	Université	M. Boudiaf - M'sila	Président
Mr	Université	M. Boudiaf - M'sila	Examineur
Mr	Université	M. Boudiaf - M'sila	Examineur
Mr	Université	M. Boudiaf - M'sila	Encadreur

**Année universitaire : 2019 - 2020.**



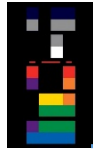
# DEDICACE



*Je dédie ce travail à :*

- ◇ *Mes parents.*
- ◇ *Midou, Adam, Serine.*
- ◇ *Mes frères Sofiane et Radouane.*
- ◇ *Mes sœurs qui m'ont donné de la force dans les moments difficiles.*
- ◇ *Amine, Abdelmoumen.*

*Marouane.*



# REMERCIEMENTS



***Je tiens à remercier avant tout DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et les moyens nécessaires d'accomplir ce travail en vue de l'obtention de mon diplôme de Master.***

***Par la même occasion, je tiens à remercier tous ceux qui m'ont chère et qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail à savoir :***

◇ ***Mon père et ma chère mère, pour leur support, sans eux je n'aurai pas eu l'énergie nécessaire pour aboutir mes rêves et mes espérances.***

◇ ***Mon promoteur M.HAMIDOU qui m'a beaucoup aidé par sa disponibilité quotidienne, ses orientations et ses précieux conseils.***

◇ ***Tous les membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.***



## ملخص:

احتمالية انهيار السدود منخفضة للغاية ، ولكن الحوادث في التاريخ متعددة ، وعواقب مثل هذا الحادث ، الذي يمكن أن يتسبب في أضرار صغيرة إلى هائلة في الأرواح والممتلكات في مناطق ليست بعيدة تقريبًا. عن السد.

في هذه الدراسة ، تم إجراء المحاكاة ثنائية الأبعاد لانتشار موجة الانهيار لسد تيلسديت، باستخدام كود TELEMAC-2D و قد سمحت لنا الحسابات بتقدير الخصائص الهيدروديناميكية في اتجاه مجرى النهر لعدة أنماط مختلفة للمحاكاة، منها افتراضية و اخرى عملية.

تم تمثيل النتائج جغرافيا لتحليل آثار الفيضانات على المناطق المعرضة لخطر الفيضانات المحتملة. ستسمح هذه النتائج بإنشاء دراسات المخاطر.

كلمات مفتاحية : سد ' موجة الانهيار ' محاكاة ' تيلماك ' تيلسديت.

## Résumé :

La probabilité de rupture des barrages est très faible, cependant les accidents dans l'histoire sont multiples, et les conséquences d'un tel accident, qui peut causer des dégâts petits à énormes sur la vie humaine et les biens dans les zones approximativement pas loins du barrage.

Dans la présente étude, la modélisation bidimensionnelle de la propagation de l'onde de rupture du barrage de Tilesdit a été réalisée à l'aide du code de calcul TELEMAC-2D, les calculs nous ont permis d'estimer les caractéristiques hydrodynamiques en aval pour des différentes variantes de simulation hypothétiques et paramétriques.

Les résultats ont été cartographié pour analyser les effets de l'inondation sur les zones à risque potentiel d'être inondées. Ces résultats vont permettre l'élaboration des études de risque.

**Mots Clés : Barrage ; Onde de rupture ; modélisation ; TELEMAC ; Tilesdit.**

## Abstract:

The probability of dam failure is very low, however the accidents in history are multiple, and the consequences of such an accident, which can cause small to enormous damages to human life and properties in areas approximately nearby of the dam.

In the present study, the two-dimensional modeling of the propagation of the failure wave of the Tilesdit dam was carried out using the TELEMAC-2D computer code, the calculations allowed us to estimate the hydrodynamic characteristics downstream for different hypothetical and parametric simulation variants.

The results were mapped to analyze the effects of flooding on areas at potential risk of flooding. These results will allow the planning of risk studies.

**Key words: Dam ; Failure wave ; modeling ; TELEMAC ; Tilesdit.**



<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
-----------------------------------	----------

## **CHAPITRE I : BARRAGES ET RISQUES DE RUPTURE**

<b>I.1. Caractéristiques des différents types de barrages.....</b>	<b>2</b>
<b>I.1.1 Barrages en remblai.....</b>	<b>2</b>
<b>I.1.2 Barrages en béton ou en maçonnerie.....</b>	<b>3</b>
<b>I.2. Caractéristique du parc Algérien des barrages.....</b>	<b>7</b>
<b>I.3. Problématiques de sécurité des barrages.....</b>	<b>8</b>
<b>I.3.1. Concept de sécurité.....</b>	<b>8</b>
<b>I.3.2. Gestion de risque.....</b>	<b>10</b>
<b>I.4. Accidents majeurs .....</b>	<b>11</b>
<b>I.5. Modes de rupture des barrages.....</b>	<b>15</b>
<b>I.5.1. Rupture des barrages en béton.....</b>	<b>16</b>
<b>I.5.2. Rupture des barrages en remblai.....</b>	<b>17</b>

## **CHAPITRE II : ECOULEMENT LORS D'UNE RUPTURE D'UN BARRAGE**

<b>II.1. Scénarios probables de rupture.....</b>	<b>18</b>
<b>II.2. Equation de Saint-Venant.....</b>	<b>18</b>
<b>II.2.1. Domaine géométrique et notions.....</b>	<b>18</b>
<b>II.2.2. Hypothèses et approximations.....</b>	<b>19</b>
<b>II.2.3. Equation de conservation de masse (continuité).....</b>	<b>21</b>
<b>II.2.4. Equation de conservation de quantité de mouvement.....</b>	<b>22</b>
<b>II.2.4.1. La dérivée par rapport au temps.....</b>	<b>22</b>
<b>II.2.4.2. Le terme d'advections.....</b>	<b>22</b>
<b>II.2.4.3. Gradient de pression.....</b>	<b>24</b>
<b>II.2.4.4. Le terme de diffusion.....</b>	<b>24</b>
<b>II.2.4.5. Les termes de source.....</b>	<b>24</b>
<b>II.2.5. Forme final du système d'équations de Saint-Venant.....</b>	<b>27</b>
<b>II.3. Equation du traceur.....</b>	<b>27</b>
<b>II.4. Résolution du système d'équations.....</b>	<b>27</b>



### CHAPITRE III : LE CODE DE CALCUL TELEMAC-2D

III.1. Présentation du logiciel.....	29
III.1.1. Structure du système TELEMAC-MASCARET.....	29
III.1.2. TELEMAC-2D.....	30
III.2. Schéma des éléments finis.....	30
II.2.1. Interpolation en éléments finis.....	31
II.2.2. Principe variationnel.....	33
III.3. Schéma des volumes finis pour les équations hyperboliques.....	34
III.4. Validation du modèle.....	35

### CHAPITRE IV : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

IV.1. Situation géographique.....	37
IV.2. Conditions morphologiques.....	38
IV.3. Conditions climatiques et hydrologiques.....	41
IV.3.1. Conditions climatiques.....	41
IV.3.1. Réseaux hydrographiques.....	43
IV.4. Barrage de Tilesdit.....	45

### CHAPITRE V : PARAMETRAGE DES SIMULATIONS DES DIFFERENTS SCENARIOS

V.1. Organigramme de la simulation.....	46
V.2. Choix des scénarios et mode de rupture.....	47
V.2.1. Cas de rupture totale instantanée.....	47
V.2.2. Cas de rupture partielle graduelle.....	47
V.3. Maillage et discrétisation du domaine.....	48
V.3.1. Maillage large.....	48
V.3.2. Maillage fin.....	48
V.3.3. Maillage du barrage.....	49
V.4. Paramètres numériques.....	50
V.4.1. Conditions initiales.....	50
V.4.2. Conditions aux limites.....	50



<b>V.4.3. Solveur.....</b>	<b>51</b>
<b>V.5. Paramètres physiques.....</b>	<b>51</b>
<b>V.6. Récapitulation des variantes de calcul.....</b>	<b>51</b>

## **CHAPITRE VI : RESULTATS ET DISCUSSION**

<b>VI.1. Influence du Maillage.....</b>	<b>53</b>
<b>VI.2. Effet de frottement .....</b>	<b>55</b>
<b>VI.3. Influence du schéma numérique .....</b>	<b>57</b>
<b>VI.4. Le cas d'une rupture partielle graduelle .....</b>	<b>59</b>
<b>VI.5. Résultats cartographiques .....</b>	<b>68</b>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>69</b>



<b>CHAPITRE I : BARRGES ET RISQUES DE RUPTURE</b>		
<b>Fig I.1</b>	Les types de barrages en remblai	<b>2</b>
<b>Fig I.2</b>	Digue en remblai homogènes	<b>3</b>
<b>Fig I.3</b>	Digue à noyau argileux central	<b>3</b>
<b>Fig I.4</b>	Digue à noyau argileux incliné	<b>3</b>
<b>Fig I.5</b>	Digue à membrane centrale	<b>4</b>
<b>Fig I.6</b>	Digue à masque amont	<b>4</b>
<b>Fig I.7</b>	Types de barrages en béton	<b>5</b>
<b>Fig I.8</b>	Coupe type des barrages-poids	<b>6</b>
<b>Fig I.9</b>	Barrages poids évidés	<b>6</b>
<b>Fig I.10</b>	Barrages à contreforts	<b>6</b>
<b>Fig I.11</b>	Barrages à voûtes multiples	<b>6</b>
<b>Fig I.12</b>	Barrages-Voûtes	<b>7</b>
<b>Fig I.13</b>	Répartition des barrages en Algérie (A.N.B.T)	<b>8</b>
<b>Fig I.14</b>	Représentation du concept de sécurité pour les barrages	<b>8</b>
<b>Fig I.15</b>	Activités principales de la surveillance et de l'entretien	<b>9</b>
<b>Fig I.16</b>	Matrice des dangers et des mesures disponibles dans le cas d'urgence	<b>10</b>
<b>Fig I.17</b>	Terminologie utilisé dans la gestion des risques (selon Kreuzer,2000)	<b>11</b>
<b>Fig I.18</b>	Rupture du barrage de Malpasset (France 1959)	<b>12</b>
<b>Fig I.19</b>	Barrage du Vajont après le mouvement de terrain (Italie 1959)	<b>12</b>
<b>Fig I.20</b>	Village de Lagarone avant et après la catastrophe	<b>13</b>
<b>Fig I.21</b>	Vue de la brèche dans le remblai du barrage de Tauma Sauk	<b>13</b>
<b>Fig I.22</b>	Vue aérienne des surfaces inondées Tauma Sauk	<b>14</b>
<b>Fig I.23</b>	Mécanisme de rupture d'un barrage-poids	<b>16</b>
<b>Fig I.24</b>	Modes de rupture des barrages en remblai	<b>17</b>



<b>CHAPITRE II : ECOULEMENT LORS D'UNE RUPTURE D'UN BARRAGE</b>		
<b>Fig II.1</b>	Domaine de calcul	<b>19</b>
<b>CHAPITRE III : LE CODE DE CALCUL TELEMAR-2D</b>		
<b>Fig III.1</b>	Base linéaire en une dimension	<b>32</b>
<b>Fig III.2</b>	Étendue d'une fonction de base sur un maillage triangulaire.	<b>32</b>
<b>CHAPITRE IV : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</b>		
<b>Fig IV.1</b>	Les grands bassins versants d'Algérie. (ANRH)	<b>37</b>
<b>Fig IV.2</b>	Carte du relief du bassin versant de la Soummam	<b>38</b>
<b>Fig IV.3</b>	Les sous bassins de la Soummam.	<b>39</b>
<b>Fig IV.4</b>	Carte des sols du bassin de la Soummam.	<b>40</b>
<b>Fig IV.5</b>	Zones climatiques du bassin versant de la Soummam	<b>41</b>
<b>Fig IV.6</b>	Réseaux hydrographiques du bassins versants de Soummam.	<b>44</b>
<b>Fig IV.7</b>	Situation géographique du barrage de TELSDIT.	<b>45</b>
<b>CHAPITRE V : PARAMETRAGE DES SIMULATIONS DES DIFFERENTS SCENARIOS</b>		
<b>Fig V.1</b>	Organigramme de la simulation	<b>46</b>
<b>Fig V.2</b>	Maillage large	<b>48</b>
<b>Fig V.2</b>	Maillage fin	<b>48</b>
<b>Fig V.4</b>	Maillage du barrage pour le cas de rupture totale instantanée (2D)	<b>49</b>
<b>Fig V.5</b>	Maillage du barrage pour le cas de rupture partielle graduelle (3D)	<b>49</b>
<b>CHAPITRE VI : RESULTATS ET DISCUSSION</b>		
<b>Fig VI.1</b>	Situations des points de contrôle sur le maillage	<b>52</b>
<b>Fig VI.2</b>	Variation temporelle de Hmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (4)	<b>54</b>
<b>Fig VI.3</b>	Variation temporelle de UVmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (4)	<b>54</b>
<b>Fig VI.4</b>	Variation temporelle de Hmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (2) SIM (3)	<b>56</b>
<b>Fig VI.5</b>	Variation temporelle de UVmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (2) SIM(3)	<b>56</b>



<b>Fig VI.6</b>	Variation temporelle de Hmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (5)	<b>58</b>
<b>Fig VI.7</b>	Variation temporelle de UVmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (5)	<b>58</b>
<b>Fig VI.8</b>	Variation temporelle de Hmax sur tout le domaine SIM (6) SIM (7)	<b>60</b>
<b>Fig VI.9</b>	Variation temporelle de UVmax sur tout le domaine SIM (6) SIM (7)	<b>60</b>
<b>Fig VI.10</b>	Formation de la brèche SIM (7) à t = 0s	<b>61</b>
<b>Fig VI.11</b>	Formation de la brèche SIM (7) en 3D à t = 3min 20s	<b>61</b>
<b>Fig VI.12</b>	Formation de la brèche SIM (7) en 3D à t = 6min 40s	<b>61</b>
<b>Fig VI.13</b>	Evolution de l'onde de rupture SIM (7) en 3D à t = 40min	<b>62</b>
<b>Fig VI.14</b>	Evolution de l'onde de rupture SIM (7) en 3D à t = 1h 05min	<b>62</b>
<b>Fig VI.15</b>	Evolution de l'onde de rupture SIM (7) en 3D à t = 2h 10min	<b>62</b>
<b>Fig VI.16</b>	Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 00s	<b>63</b>
<b>Fig VI.17</b>	Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 10min	<b>63</b>
<b>Fig VI.18</b>	Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 26min 40s	<b>64</b>
<b>Fig VI.19</b>	Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 50min	<b>64</b>
<b>Fig VI.20</b>	Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 1h 30min	<b>65</b>
<b>Fig VI.21</b>	Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 2h 23min	<b>65</b>
<b>Fig VI.22.</b>	Répartition des hauteurs d'eau maximums (Hmax) sur tout le domaine, SIM (6).	<b>66</b>
<b>Fig VI.23</b>	Répartition des vitesses maximums (UVmax) sur tout le domaine, SIM (6).	<b>66</b>
<b>Fig VI.24</b>	Variation temporelle de Hmax aux points de contrôle P1-P8 SIM (6).	<b>67</b>
<b>Fig VI.25</b>	Variation temporelle de Hmax aux points de contrôle P9-P16 SIM (6)	<b>67</b>
<b>Fig VI.26</b>	Situation des villes, et agglomérations touchées par l'onde de rupture	<b>68</b>



<b>CHAPITRE I : BARRGES ET RISQUES DE RUPTURE</b>		
<b>Tab I.1</b>	Liste de quelques grands accidents intervenus sur des barrages de retenue artificielle.	<b>14</b>
<b>Tab I.2</b>	Liste de quelques grands accidents au cours de la dernière décennie.	<b>15</b>
<b>CHAPITRE IV : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</b>		
<b>Tab IV.1</b>	Températures moyennes mensuelles des (Max, min) du Soummam (1970 - 2011)	<b>42</b>
<b>Tab IV.2</b>	Vitesse mensuelle moyenne du vent (1994-2003)	<b>42</b>
<b>Tab IV.3</b>	Humidités relatives mensuelles en % (1994-2004)	<b>42</b>
<b>Tab IV.4</b>	Précipitations moyennes annuelles et mensuelles en mm	<b>43</b>
<b>Tab IV.5</b>	Principaux affluents de l'Oued Soummam.	<b>44</b>
<b>CHAPITRE V : PARAMETRAGE DES SIMULATIONS DES DIFFERENTS SCENARIOS</b>		
<b>Tab V.1</b>	Courbe de tarage imposée à l'aval.	<b>50</b>
<b>Tab V.2</b>	Liste des variantes choisies pour chaque simulation	<b>51</b>
<b>CHAPITRE VI : RESULTATS ET DISCUSSION</b>		
<b>Tab VI.1</b>	Coordonnées des points de contrôle et leur distance par rapport au barrage	<b>52</b>
<b>Tab VI.2</b>	Résultats des simulations SIM (1) -SIM (4)	<b>53</b>
<b>Tab VI.3</b>	Résultats des simulations SIM (1) - SIM (2) - SIM (3)	<b>55</b>
<b>Tab VI.4</b>	Résultats des simulations SIM (1) - SIM (5)	<b>57</b>
<b>Tab VI.5</b>	Résultats des simulations SIM (6) - SIM (7)	<b>59</b>
<b>Tab VI.6</b>	Hmax UVmax au niveau des villages situés sur les rives SIM (6)	<b>68</b>



## INTRODUCTION GENERALE

Les barrages jouent un rôle important sur le plan économique d'un pays, ce sont des ouvrages particuliers plantés sur les cours d'eau, destinés à l'alimentation en eau, l'irrigation, la production de l'énergie électrique, ou à la régularisation et maîtrise des crues. Comme les barrages sont des ouvrages de génie-civile, ils ne sont pas à l'abri des sollicitations et défaillances de sécurité, ou au pire des cas une rupture, qui peut causer des dégâts petits à énormes sur la vie humaine et les biens dans les zones approximativement pas loins du barrage.

Les causes de rupture des barrages sont multiples, elles peuvent être des événements naturels extrêmes (crues, séismes...), Erreur de dimensionnement, d'exécution ou d'exploitation, ou événements provoqués (sabotage, bombardement...). Comme les causes de rupture sont multiples, les mode ou mécanisme de rupture sont aussi multiples, et ils dépendent particulièrement des causes de rupture et du type de barrage, ce qui sera traité au **chapitre I**.

Suite à la rupture des barrages l'eau emmagasiné s'écoule librement, et une onde se propage sous forme d'une crue appelée onde de rupture. Cet écoulement non permanent à l'échelle du temps et non uniforme dans l'espace, est décrit par les équations de l'hydrodynamique de Navier-Stocks qui décrivent la variation de la pression et les vitesses au cours du temps et suivant les trois directions d'un espace cartésien. Par une intégration suivant la verticale et énoncement de quelques hypothèses les équations de Barré de Saint-Venant sont obtenues au **chapitre II** suivant les directions du plan horizontal et la variation de la pression est remplacée par la variation de la hauteur du tirant d'eau.

Par leur complexité, une solution analytique de ces équations n'existe pas à l'ordre du jour, mais l'approche numérique est largement appliquée dans le domaine de l'engineering, le code de calcul TELEMAC présenté dans le **chapitre III** est l'un des plus performant modèles numériques sur le marché (open source), qui utilise les schémas numériques connus à savoir les élément finis, les volumes finis...ect.

Le calculateur TELEMAC-2D est utilisé dans cette étude de simulation de l'onde de rupture du barrage de Tilesdit dans la wilaya de Bouira afin de comparer les différents scénarios de rupture et de déterminer les vitesses et les hauteurs d'eau dans n'importe quel point dans le domaine d'étude et pour examiner les résultats selon plusieurs variantes de paramètres du logiciel, aussi pour illustrer la présence et la grandeur de danger due à la rupture de ce barrage vue la présence d'importantes agglomérations, d'exploitations agricole et d'élevage dans son environnement aval. Les **chapitres V, VI** illustrent l'approche de simulation et l'interprétation des résultats.



## CHAPITRE I :

### BARRGES ET RISQUES DE RUPTURE

#### Introduction

Les barrages par leur complexité imposantes constructions de génie civil peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers. Ils jouent cependant deux rôles principaux : celui, d'une part de stocker les apports d'eau de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations, et celui d'autre part de protection contre des effets destructeurs de l'eau. Les barrages sont des ouvrages qui peuvent entraîner des dégâts sévères et un danger en cas de rupture sur la vie humaine et les biens, également sur l'environnement. Ce chapitre expose les différents types de barrages, et leurs modes de rupture, les notions de risque et de sécurité.

#### I.1. Caractéristique des différents types de barrages

Parmi plusieurs classifications, on peut classer les barrages selon la nature des matériaux de construction utilisés selon deux grandes catégories.

##### I.1.1 Barrages en remblai

Les barrages en remblai sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage, et comme pour les autres types de barrages, les barrages en remblai doivent répondre à deux fonctions essentielles : la fonction statique, qui consiste à transmettre à la fondation la poussée de l'eau retenue à l'amont et la fonction de coupe étanche. [1]

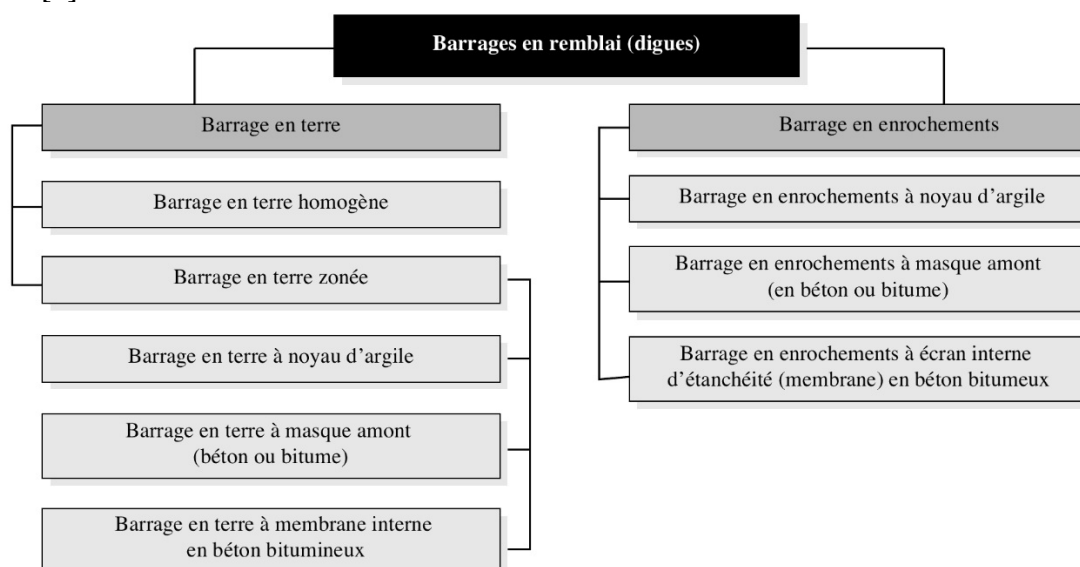
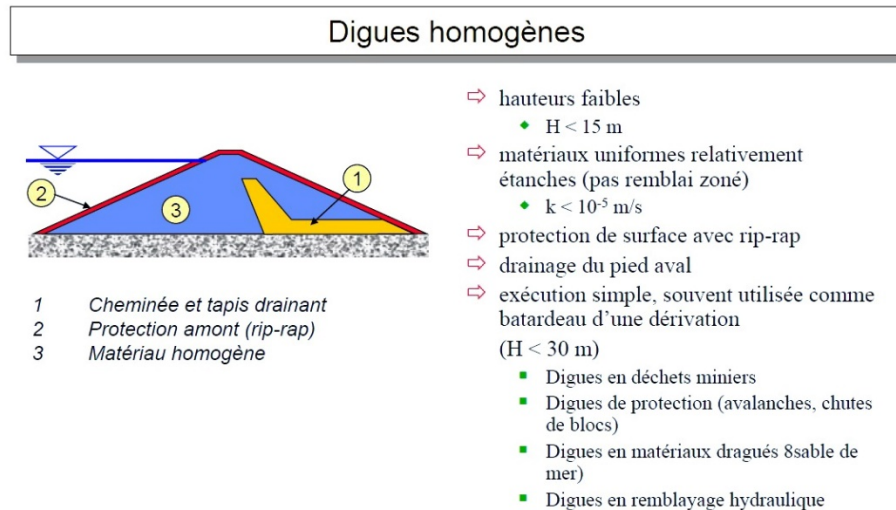


Fig I.1. Les types de barrages en remblai [1]

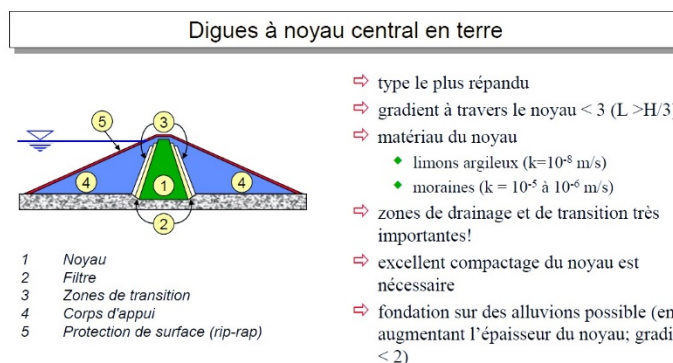


**Barrages en terre homogène :** Un barrage en terre homogène est un barrage en remblai principalement constitué de matériaux fin compacté, dont le profil est le plus simple des barrages en remblai. Une particularité de cet ouvrage est de ne comprendre qu'un seul matériau uniformément réparti à travers la section. Le matériau utilisé doit à lui seul assurer les fonctions d'étanchéité et de corps d'appui. Les pentes sont douces, de ce fait, le barrage occupe une grande surface et requiert un volume important de matériau.

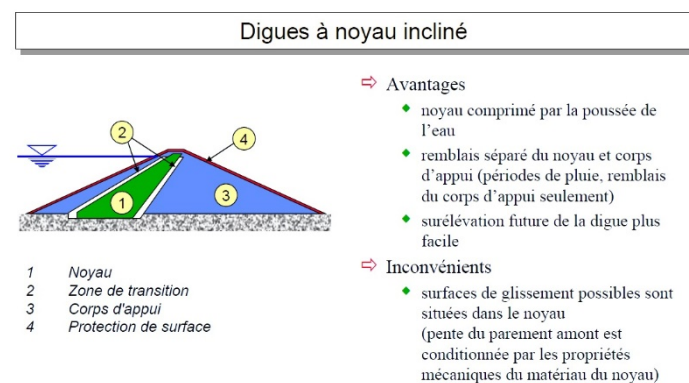


**Fig I.2.** Digue en remblai homogènes

**Barrages en remblai zonés :** Si le volume de matériaux pour réaliser un barrage en terre homogène devait se révéler insuffisant, il est alors possible de concevoir un ouvrage en utilisant au mieux les divers matériaux disponibles à proximité. Ce type de barrage consiste en deux corps d'appui amont et aval en enrochement ou du tout-venant compactés et relativement imperméables qui garantissent la stabilité du noyau argileux vertical ou incliné situé entre les deux. D'autres éléments particuliers, tel filtres, drain, protection de talus, sont également incorporés.



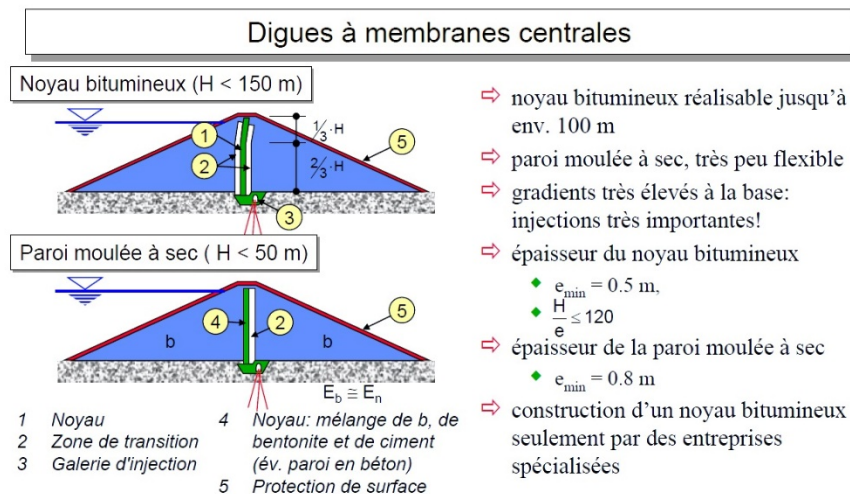
**Fig I.3.** Digue à noyau argileux central



**Fig I.4.** Digue à noyau argileux incliné

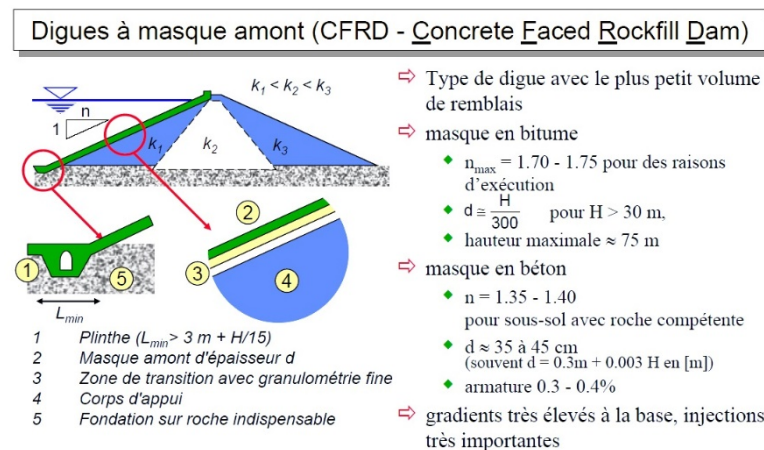


**Barrages en remblai avec membrane interne d'étanchéité :** Le barrage en remblai avec membrane centrale est une alternative dans le cas où le matériau nécessaire à la confection du noyau argileux fait défaut à proximité du site de construction ou si les conditions météorologiques sont défavorables pour la mise en place et le compactage du noyau. Les principaux modes de mise en œuvre de cette membrane interne sont : un noyau bitumineux, une paroi moulée à sec, des palplanches.



**Fig I.5.** Digue à membrane centrale

**Barrages en remblai avec masque amont :** Dans le cas d'une quantité insuffisante de matériaux pour la réalisation d'un noyau argileux, la solution d'un élément étanche sous forme de masque amont plaqué sur le parement peut être envisagé. Par ailleurs, le remblai se trouve en totalité en dehors de l'influence de l'eau de la retenue. De cette manière, des fluctuations importantes de plan d'eau en cours d'exploitation, voire un abaissement rapide, sont tolérables. Les matériaux utilisés pour le masque sont principalement : le bitume et le béton armé.

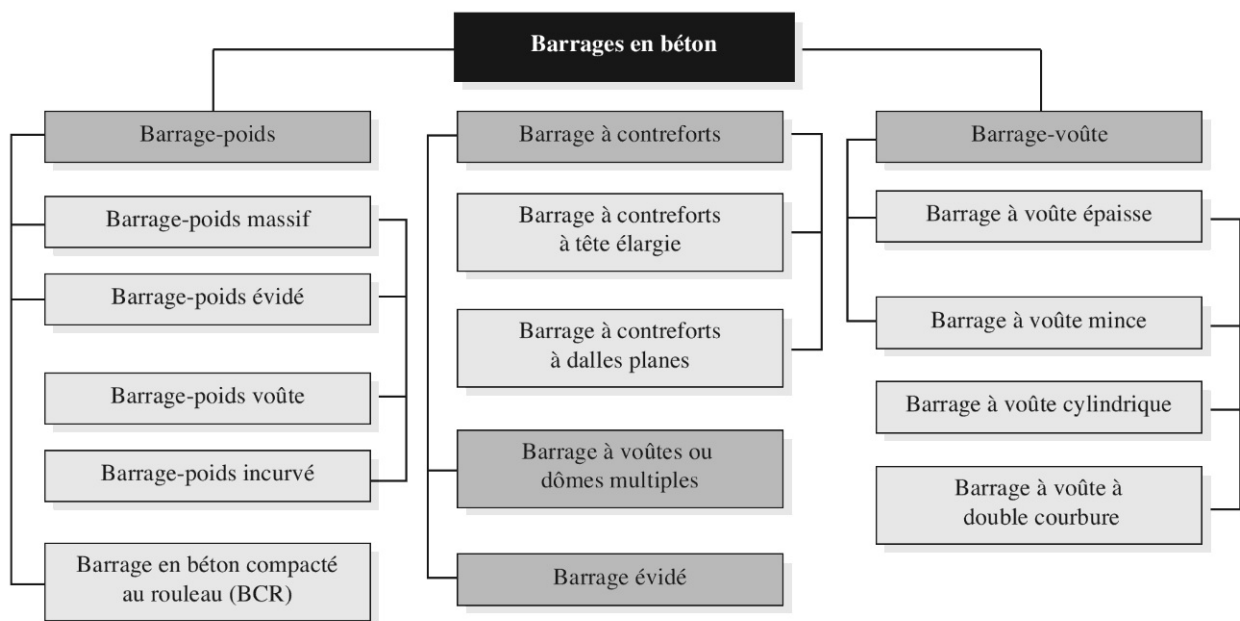


**Fig I.6.** Digue à masque amont



### I.1.2. Barrage en béton ou en maçonnerie

Les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse de module de déformation élevé. Quel que soit leur type, les barrages en béton sont construits en plot ou blocs individuels de 12 à 19 m de largeur séparés par des joints de contraction, et l'épaisseur du barrage fixe la dimension du plot dans la direction longitudinale et au fil du temps, la technologie, la fabrication et la mise en place des bétons ont fortement évolué, ce qui a permis de réaliser des ouvrages de plus en plus audacieux. En fonction de leur forme, les barrages en béton sont classés en plusieurs catégories. [1]



**Fig I.7.** Types de barrages en béton [1]

**Barrages poids :** Comme son nom l'indique, il résiste à la poussée de l'eau par son propre poids. La section verticale transversale des barrages en poids a une forme très proche d'un triangle rectangulaire. Dans le but de réaliser une économie de béton, il est possible d'aménager des alvéoles entre les plots de béton, dans ce cas on parle de barrage-poids évidé. Une autre solution consiste à concevoir un barrage-poids voûte dont la stabilité est assurée en partie par son poids et en partie par ses appuis sur les rives.

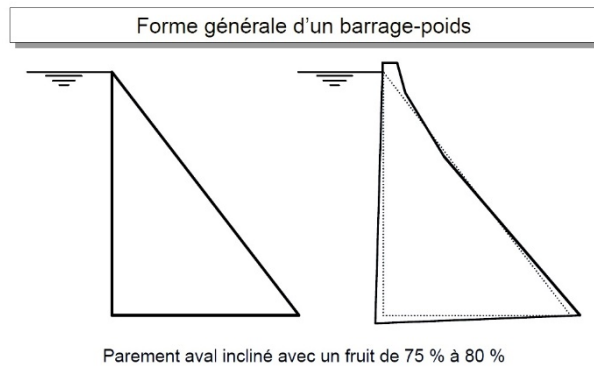


Fig I.8. Coupe type des barrages-poids

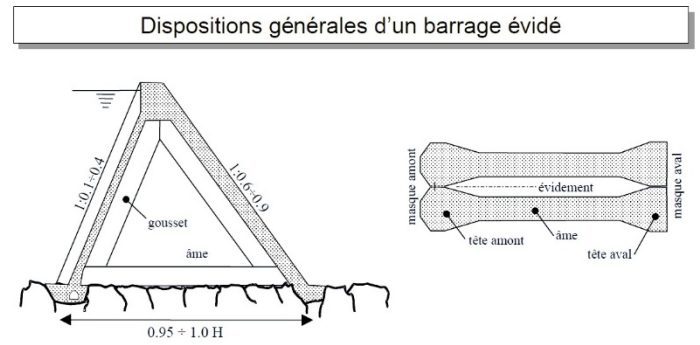


Fig I.9. Barrages poids évidés

**Barrages à contreforts :** Résiste également à la poussée de l'eau par son propre poids, mais un certain nombre de dispositions permettent de diminuer le volume de béton par rapport au barrage-poids. Ce type de barrage est formé d'élément juxtaposés, nommés contreforts, dont la géométrie est complexe. Chaque contrefort est constitué d'un masque continu à l'amont et d'une âme et reprend l'effort exercé par la poussée de l'eau. Le barrage à voûtes multiples entre aussi dans la catégorie des barrages à contreforts.

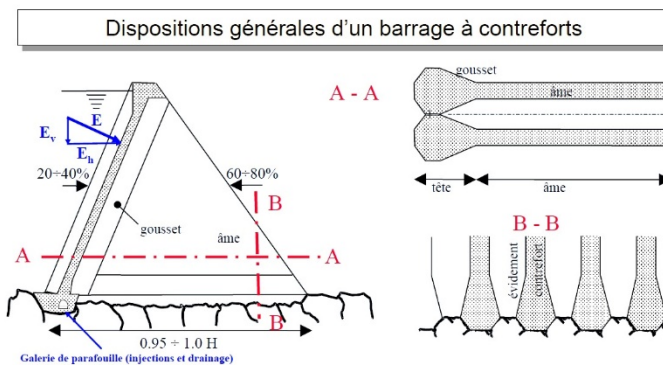


Fig I.10. Barrages à contreforts

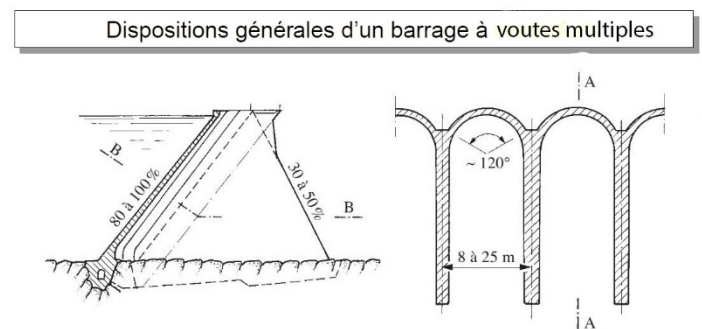
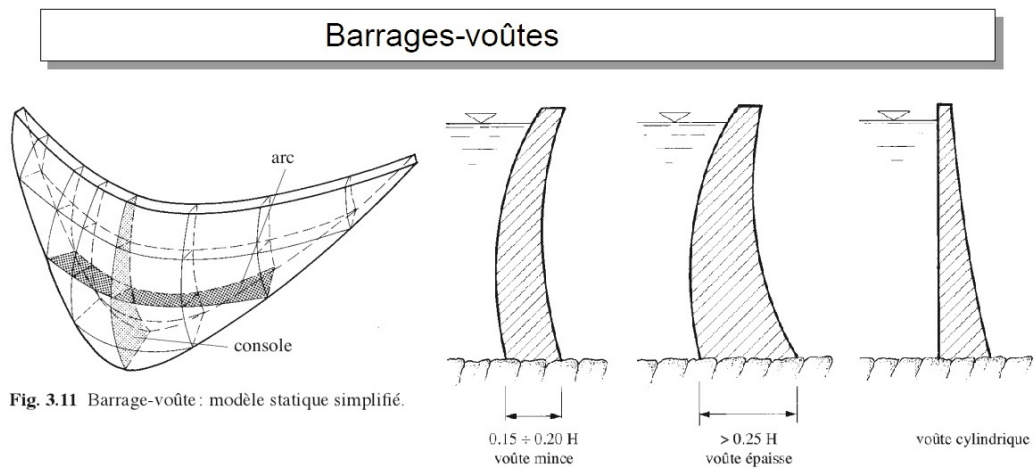


Fig I.11. Barrages à voûtes multiples

**Barrages-voûtes :** Un barrage-voûte est une structure tridimensionnelle agissant comme un voile ou une coque. Il présente une forte courbure en plan et transmet une partie importante des efforts sur les flancs de la vallée. Lorsque toutes les conditions nécessaires sont réunies, il permet d'économiser un volume important de béton par rapport aux autres types.



**Fig I.12. Barrages-Voûtes**

## I.2. Caractéristique du parc Algérien des barrages

L'Algérie compte un total de 75 barrages d'une capacité globale de 8 milliards de m<sup>3</sup>, dont Les réserves emmagasinées sont de 4,08 milliards de m<sup>3</sup> correspondant à un taux de remplissage de 51%.

### Projet réalisé

- 14 barrages réalisés antérieurement à 1962, d'une capacité totale de 556,44 hm<sup>3</sup>.
- 32 barrages réalisés entre 1962-1999, d'une capacité totale de 3 264,14 hm<sup>3</sup>.
- 26 barrages réalisés entre 2000- 2014, d'une capacité totale de 3 631,79 hm<sup>3</sup>.
- 03 barrages achevés en 2015, d'une capacité totale de 425 hm<sup>3</sup>
- 09 transferts (interconnexion entre barrages) d'une longueur totale de 497,21 km
- 09 adductions d'une longueur totale de 794,60 km

### Projets en cours de réalisation :

- 09 barrages en cours de réalisation d'une capacité de 519 hm<sup>3</sup>
- 05 transferts en cours de réalisation d'une longueur totale de 240,656 km
- 01 projet de tunnel en cours de réalisation d'une longueur de 3,8 km
- 01 Galerie d'une longueur de 13,42 km : Système Est des Hautes Plaines Sétifiennes

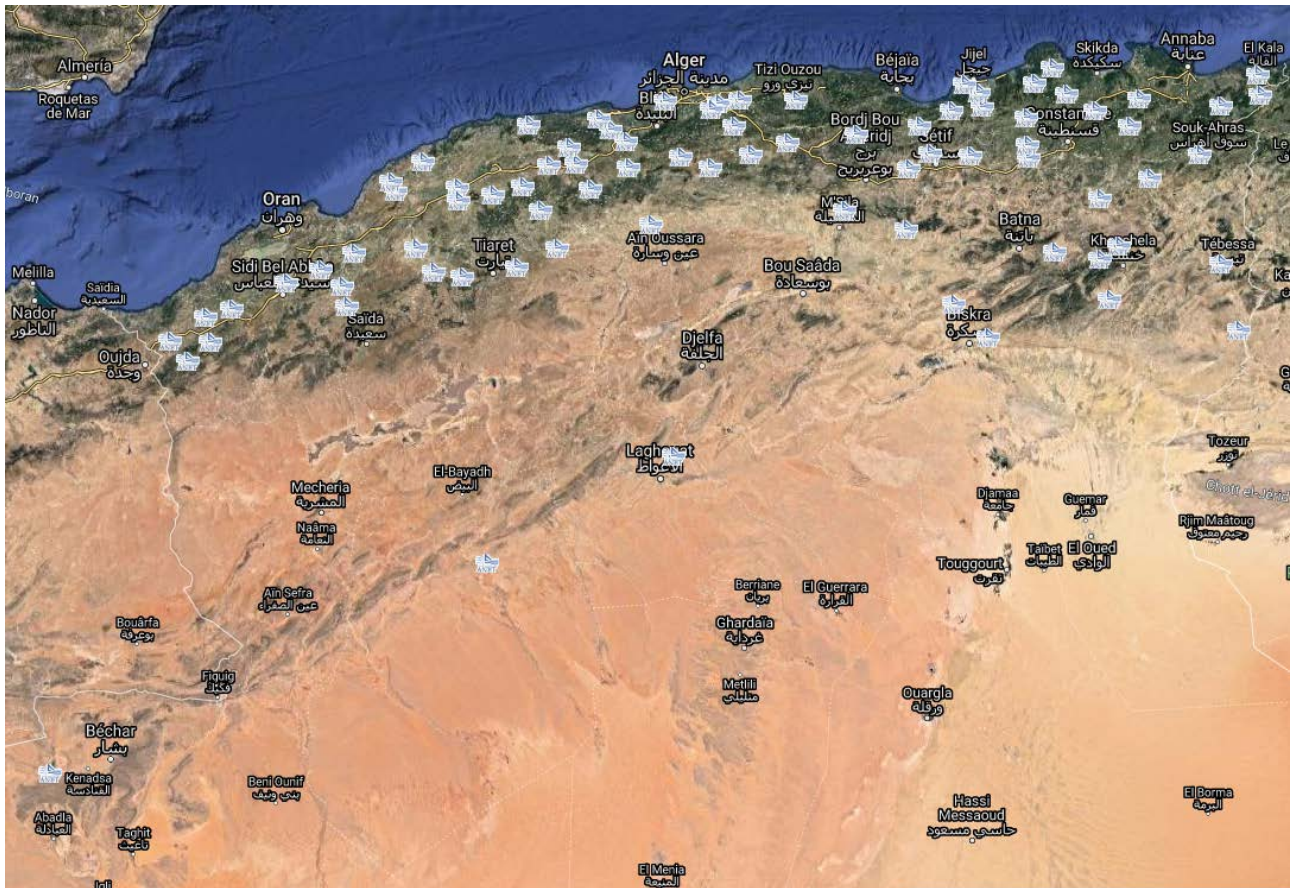


Fig I.13. Répartition des barrages en Algérie (A.N.B.T)

### I.3. Problématique de sécurité des barrages

#### I.3.1. Concept de sécurité

La sécurité face à un risque doit être assurée lorsque ce risque est maintenu sous contrôle par des mesures appropriées ou qu'il reste inférieur à un minimum acceptable. Une sécurité absolue ne saurait être garantie. Une approche déterministe global introduit des principes de la gestion des risques peut assurer la sécurité des barrages, reposant sur les trois piliers suivants : [1]

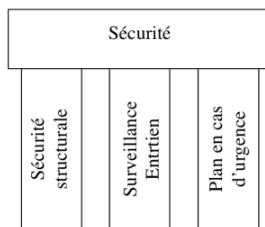


Fig I.14. Représentation du concept de sécurité pour les barrages [1]

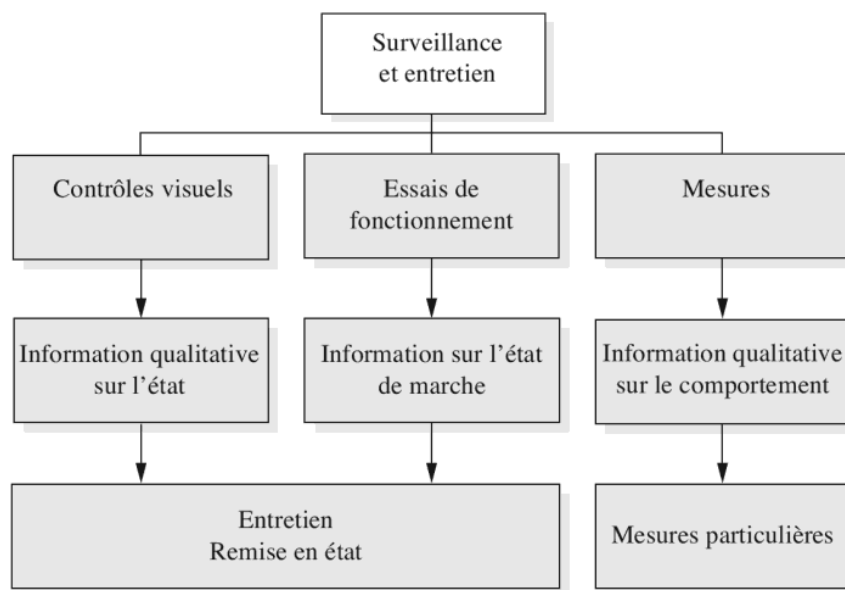


**Sécurité structurale :** la sécurité structurale intéresse le barrage, ses fondations, ses zones environnantes et ses ouvrages annexes. Il est à noter que les ouvrages d'accumulation sont réalisés de telle façon que leur sécurité soit garantie lors de leur construction, au moment de leur première mise en eau et au cours de leur exploitation. La conception et le dimensionnement d'un barrage font appel à l'état actuel des connaissances scientifiques et techniques, dont tous les paramètres qui peuvent le solliciter sont intégrés.

La sécurité structurale présuppose donc une aptitude au service de barrage sous divers types de charges permanentes tel que son propre poids, variables comme la poussée de l'eau, et enfin des actions dues à des événements naturels tels les crues ou les séismes.

**Surveillance et entretien :** Comme un risque ne peut pas être éliminer, il est primordial de procéder à une surveillance et un entretien régulier est strict de l'ouvrage d'accumulation afin de garantir la détection rapide est adéquate de tout comportement irrégulier du barrage et de ses fondations, de tous dégâts particuliers et d'une menace extérieure comme un risque d'éboulement d'une masse rocheuse dans la retenue. En présence d'un événement particulier il faudra être en mesure de prendre sans délai toutes mesures pour parer à une atteinte à la sécurité de l'ouvrage.

L'entretien a pour but premier de prévenir tous défaut de fonctionnement et de réparer les dégâts éventuels. De cette manière, les travaux nécessaires de réfection, de réparation ou de remise en état pourront être entreprise.



**Fig I.15.** Activités principales de la surveillance et de l'entretien [1]



**Plan d'urgence :** Étant donné qu'à priori une situation de danger ne peut pas être exclue. Il devient dès lors indispensable de disposer d'un plan en cas d'urgence pour faire face au mieux à un danger susceptible de porter atteinte à la sécurité, on doit pouvoir prendre des mesures utiles et mettre en œuvre des moyens pour l'alerte, l'information et l'évacuation éventuelle des populations concernées. Au préalable il aura fallu notamment développer une stratégie pour la gestion des dangers, effectuer divers travaux préparatoires et élaborer des consignes de comportement. [1]

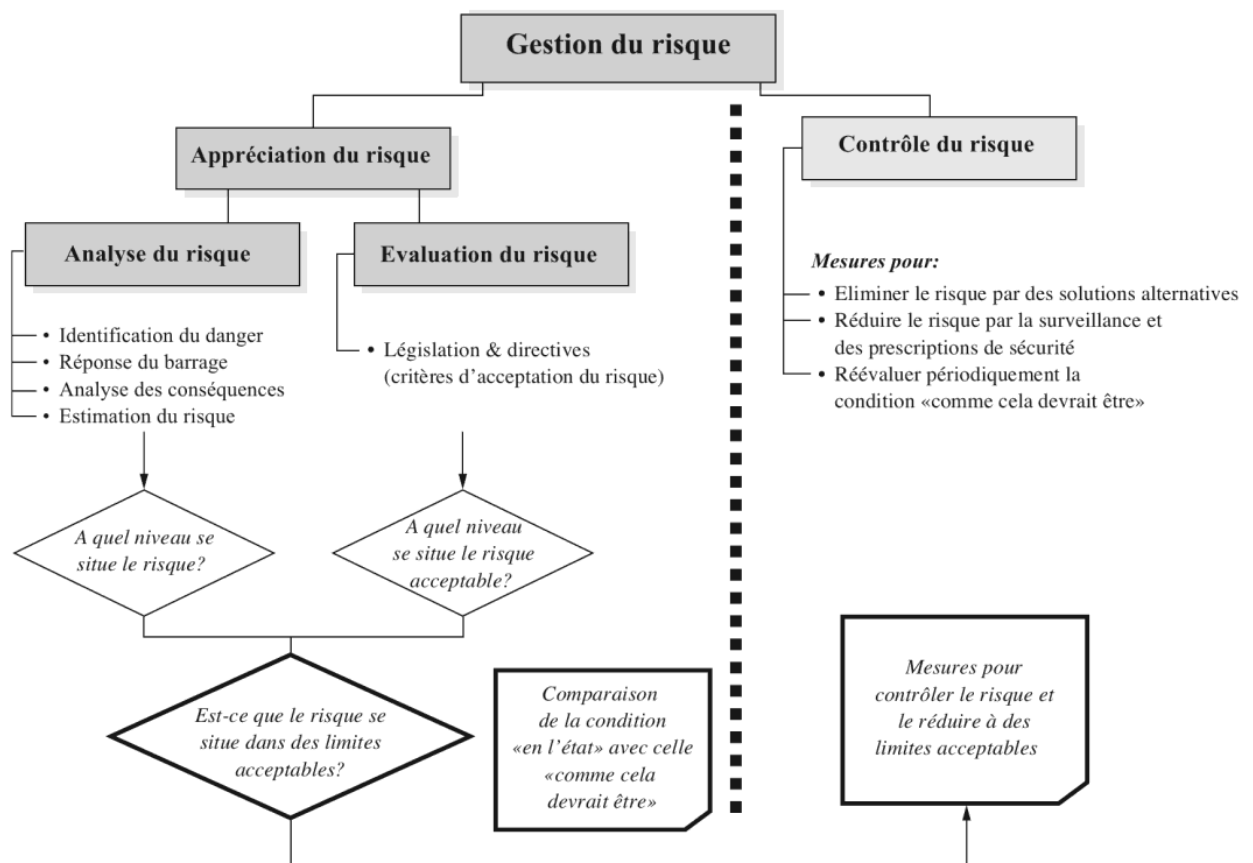
Mesures \ Menaces	Anomalie du comportement	Glissement, éboulement	Crue	Séisme	Sabotage	Conflit armé
Travaux d'assainissement	Ⓘ	Event.				
Abaissement partiel		Ⓘ				Event.
Abaissement total	Ⓙ					
Evacuation préventive	Ⓚ	Ⓛ	Ⓜ			
Evacuation après l'événement		Ⓛ		Ⓜ	Ⓜ	Ⓜ

**Fig I.16.** Matrice des dangers et des mesures disponibles dans le cas d'urgence [1]

Légende: **I** Première mesure possible. **II** Mesure à prendre dans le cas où la précédente se révélerait insuffisante. **III** Mesure en cas d'aggravation de la situation.

### I.3.2. Gestion de risque

Le risque est la mesure de la probabilité et de la gravité d'un événement négatif pour la vie humaine, les biens, l'environnement. Il n'existe pas de processus unique pour effectuer une analyse de risque. Cependant, la démarche choisie doit permettre d'identifier les risques, ainsi que les incertitudes qui leur sont liées. Ces dernières ont notamment trait à l'hydrologie, la sismologie, la géologie, les charges, la qualité de la construction, les matériaux de construction, le vieillissement et les facteurs humains. Quoiqu'il en soit il s'agit de déterminer quels sont les événements désastreux probables qui pourraient survenir, d'en estimer leur probabilité d'occurrence (en admettant la possibilité d'une rupture total ou partielle) et d'en évaluer les conséquences (ampleur des dommages)



**Fig I.17.** Terminologie utilisé dans la gestion des risques (selon Kreuzer,2000) [1]

#### I.4. Accidents majeurs

Il existe aujourd'hui environ 45 000 barrages dans le monde pour la production hydroélectrique, l'alimentation en eau, ou bien la régulation des cours d'eau. Comme tout ouvrage de génie civil, les barrages peuvent connaître des défaillances de sécurité, qui peuvent aboutir à des accidents plus ou moins graves. Le taux de rupture moyen annuel est d'environ 3 pour l'ensemble des barrages construits dans le monde, mais actuellement le nombre de ruptures va en diminuant (Marche, 2008). Quelques catastrophes ont causé des dommages considérables et provoqué la mort des centaines ou des milliers de personnes : [14]

– Malpasset (Var, France) : le 2 décembre 1959, le barrage-voûte barrant la rivière Reyran cède à cause d'un défaut géologique dans le massif où s'ancrait la voûte. Une vague de 40 mètres déferle sur la vallée et atteint la ville de Fréjus. Des blocs rocheux (jusqu'à 600 t) sont entraînés et détruisent le quartier de Malpasset. En tout, ce sont 423 victimes qui sont déplorées.



**Fig I.18.** Rupture du barrage de Malpasset (France 1959) [14]

– Vajont (Italie) : le 9 octobre 1963 un glissement de terrain a mobilisé  $260 \text{ Mm}^3$  de terres et de roches dans la retenue du Vajont barrée par un barrage-voûte achevé en 1959. Deux vagues d'une hauteur prodigieuse (150–200 m) se sont engouffrées dans l'étroit ravin à l'aval du barrage 150 mètres de haut. La masse d'eau dévaste Longarone, Pirago, Rivalta, Villanova et Faè et de nombreux petits villages aux alentours. On estime à 1909 le nombre de personnes tuées. Le barrage n'a subi que de très légers dommages. [14]



**Fig I.19** Barrage du Vajont après le mouvement de terrain (Italie 1959) [14]



**Fig I.20.** Village de lagarone avant et après la catastrophe [14]

– Le barrage de Molare (bordure sud des Alpes italiennes au nord-est de Gênes) céda en août 1935 après des pluies diluviennes. Les évacuateurs de crue furent dans l'impossibilité d'évacuer le débit de crue généré par des pluies d'une intensité exceptionnelle (environ 500 mm dans la journée du 13 août 1935), ce qui entraîna la rupture de la digue de Zerbino. Une vague d'une hauteur de 20 mètres dévasta la vallée de l'Orba, causant environ la mort de 100 personnes. [14]

– aux États-Unis, à Taum Sauk dans les collines du Missouri, une retenue d'environ 5 millions de m<sup>3</sup> implantée à 1500 m d'altitude a cédé en décembre 2005 et a généré une onde de submersion dévastatrice (dénivellation de l'ordre de 700 m). [14]



**Fig I.21** Vue de la brèche dans le remblai du barrage de Tauma Sauk [14]



Fig I.22 Vue aérienne des surfaces inondées Tauma Sauk [14]

Nom	Année	Lieu	Détails	Domages
Dale Dike Reservoir	1864	South Yorkshire, Royaume-Uni	défaut de construction, fuite dans le mur	Loxley, Don, le centre de Sheffield dévastés (plusieurs centaines de morts)
South Fork Dam	1889	Johnstown, Pennsylvania, États-Unis	rupture consécutive à de fortes pluies (mais barrage mal entretenu)	2200 morts à Johnstown, Pennsylvania, USA,
Llyn Eigiau Dam	1925	Dolgarrog, Royaume-Uni	rupture consécutive à de fortes pluies (630 mm en 5 j)	village de Dolgarrog endommagé, 17 morts
St. Francis Dam	1928	Valencia, Californie, États-Unis	instabilité géologique non détectée	~ 600 morts
Malpasset	1959	Fréjus, France	ouverture d'une faille géologique entraînant la rupture de la voûte	421 morts
Baldwin Hills Reservoir	1963	Los Angeles, Californie, États-Unis	subsidence causée par la sur-exploitation des champs de pétrole voisins	277 habitations détruites, 5 morts.
Barrage du Vajont	1963	Italie	vague d'impulsion créée par l'entrée massive d'un gigantesque mouvement de terrain	destruction de plusieurs villages, entraînant la mort de 2000 personnes environ
Buffalo Creek	1972	Virginie occidentale, États-Unis	affaissement d'une digue d'un terril minier (charbon) sous l'effet de fortes pluies	une crue d'un volume 0,5 Mm <sup>3</sup> d'un mélange de produits miniers et d'eau en résultat, détruisant plusieurs villages et tuant 125 personnes
Barrages Banqiao et Shimantan	1975	Chine	pluies extrêmes dépassant la capacité du barrage	la crue tua environ 26000 personnes; 145,000 moururent à cause des épidémies et de la famine. En tout, 6 millions d'habitations furent détruites
Teton Dam	1976	Idaho, États-Unis	renard	11 personnes tuées, 13000 têtes de bétail emportées
Kelly Barnes Dam	1977	Géorgie, États-Unis	Unknown, possibly design error as dam was raised several times by owners to improve power generation.	39 fatalities and a major clean up effort.
Lawn Lake Dam	1982	Rocky Mountain National Park, États-Unis	renard	0,8 Mm <sup>3</sup> d'eau furent libérés, causant la mort de campeurs à l'aval et 31 millions US\$ de dommages à la ville d'Estes Park (Colorado).
Val di Stava	1985	Italie	renard dans un barrage minier	268 morts, 62 bâtiments détruits
Big Bay Dam	2004	Mississippi, États-Unis		104 bâtiments détruits
Barrage de Shakidor	2005	Pakistan	pluies extrêmes	~ 70 morts
Tauma Sauk reservoir	2005	Lesterville, Missouri, États-Unis	sur-remplissage accidentel du barrage (erreur de consigne)	pas de victime

Tab I.1. Liste de quelques grands accidents intervenus sur des barrages de retenue artificielle. [14]



<i>Date</i>	<i>Site</i>	<i>Type</i>	<i>Détails</i>	<i>Domages</i>
25 jan. 2019	Brumadinho, Minas Gerais, Brésil	rupture de digue	boue riche en minerai	pollution, 57 morts, 300 disparus
27 oct. 2016	Mulberry, Floride, EUA	doline	840 000 m <sup>3</sup> de boue riche en phosphate	pollution
5 nov. 2015	Bento Rodrigues, Brésil	rupture de digue	32 M m <sup>3</sup> de boue	pollution lourde sur 663 km de rivière, 17 morts
4 oct. 2010	Kolontár, Hongrie	rupture de digue	700 000 m <sup>3</sup> de boue déversés	8 km <sup>2</sup> de terres dévastées, 10 morts
29 août 2009	Karamken, Magadan, Russie	rupture de digue après de fortes pluies	?	1 mort, 11 maisons détruites
14 mai 2009	Huayuan County, Préfecture de Xiangxi, Chine	rupture de digue	?	3 morts
22 déc. 2008	Usine de Kingston, Harriman, Tennessee, EUA	rupture du mur de rétention	4,1 Mm <sup>3</sup> de boue lâchés	1,6 km <sup>2</sup> de terrain dévastés, pas de victime
8 sep. 2008	Taoshi, province de Shanxi, Chine	effondrement d'un terril à la suite de pluies	?	254 morts
30 avr. 2006	Miliang, Province de Shaanxi, Chine	rupture de digue lors du réhaussement	?	17 morts, forte pollution de la rivière Huashui
14 avr. 2005	Bangs Lake, Mississippi, EUA	rupture de terrils après des pluies	64 350 m <sup>3</sup> d'acide déversés	forte pollution
30 nov. 2004	Pinchi Lake, British Columbia, Canada	rupture de digue lors des travaux de rénovation	6,000 to 8,000 m <sup>3</sup> de débris déversés	5,500 ha de terrain concernés
5 sep. 2004	Riverview, Florida, USA	rupture de digue lors du passage du cyclone Frances	227,000 m <sup>3</sup> d'acide déversés	pollution marine
22 mai 2004	Partizansk, Primorski Krai, Russie	brèche dans la digue	160,000 m <sup>3</sup> de débris fins	pollution
20 mars 2004	Malvésí, Aude, France	rupture de digue	30 000 m <sup>3</sup> de boue déversés	pollution du canal du Tauran
3 oct. 2003	Cerro Negro, Petorca prov., Quinta region, Chili	rupture de digue	50,000 tonnes of débris lâchés	pollution
22 juin 2001	Sebastião das Águas Claras, Nova Lima district, Minas Gerais, Brésil	rupture de terril	?	5 morts
18 oct. 2000	Nandan county, province de Guangxi, Chine	rupture de digue	?	env. 115 morts
11 oct. 2000	Inez, Martin County, Kentucky, EUA	rupture de digue par effondrement de cavité	950 000 m <sup>3</sup> de débris déversés	120 km de rivières pollués
8 sep. 2000	mines d'Aitik, Gällivare, Suède	rupture de digue (drain mal dimensionné)	2,5 million m <sup>3</sup> déversés	?
10 mars 2000	Borsa, Roumanie	rupture de digue après de fortes pluies	22 000 t de métaux lourds lâchés	pollution de la rivière Vaser stream
30 jan. 2000	Baia Mare, Roumanie	rupture de digue par surverse	100 000 m <sup>3</sup> of d'eaux polluées déversées	contamination majeure des eaux du bassin-versant de la Tisza

Tab I.2. Liste de quelques grands accidents au cours de la dernière décennie. [14]

### I.5. Modes de rupture des barrages

La commission internationale des grands barrages (CIGB) formule la définition de la rupture comme suit: Rupture ou mouvement d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau. En général, le résultat sera une lâchure d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour les personnes ou les biens à l'aval.

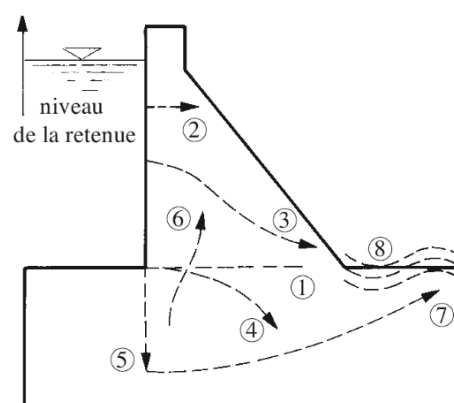


Le phénomène de rupture dépend du type de barrages. Elle peut être progressive, par érosion régressive, pour les barrages en remblai. Quant aux barrages en béton, un renversement ou un glissement d'un ou plusieurs plots peut survenir de manière plus brusque.

### I.5.1. Rupture des barrages en béton

De l'analyse des ruptures de barrages en béton, il ressort que les problèmes liés à la fondation constituent la cause de rupture la plus fréquente. La ruine de l'ouvrage est principalement provoquée par l'érosion interne et une résistance insuffisante au cisaillement de la fondation. Elle peut être due à des déformation excessive de cette même fondation. [1]

Le mécanisme le plus courant associé à la rupture des ouvrages en béton sont le glissement et le renversement pour les barrages-poids et la perte d'appui ou de fondation pour les barrages-voûtes. La rupture d'un barrage-poids entraîne un mouvement d'ensemble d'une partie de l'ouvrage dont l'inertie limite le développement et la vitesse. Le débit de fuite résulte ici encore d'un processus d'ouverture continu et partiellement limité par la présence des ruines de l'ouvrage. Par contre, la rupture des ouvrages minces ressemble plus à une explosion libérant en quelques secondes un mur d'eau de la hauteur de la retenue. Il faut souligner que les sous pressions jouent un rôle fondamental. Elles peuvent agir dans des fissures amont provoquées par des contraintes de traction, devenir excessives à cause d'un drainage inadéquat voire inexistant. Une montée du niveau du plan d'eau nettement au-dessus des valeurs admises modifie les forces dues à la poussée de l'eau et aux sous-pression et peut mettre en péril la stabilité d'ensemble. [1] [8]



**Fig I.23.** Mécanisme de rupture d'un barrage-poids (①, ② fissures horizontales, ③, ④ fissures curvilignes, ⑤ fissure verticale dans la fondation, ⑥ extension dans le barrage de discontinuité de la fondation, ⑦ surface de glissement en fondation, ⑧ instabilité par flambage de couches minces. Source : Martin Leclerc, Pierre Léger, René Tinawi, Manuel d'utilisation « CADAM ».



### I.5.1. Rupture des barrages en remblai

Selon les statistiques de la CGB, la submersion constitue la principale cause de rupture des barrages en remblai. Ce débordement en crête peut être consécutif à une montée incontrôlée du plan d'eau, à une mauvaise gestion des apports dans la retenue où a une vague provoquée par l'arrivée d'un volume important de matériaux dans la retenue. Une réduction de la revanche par tassement suite à un tremblement de terre peut aussi favoriser cet écoulement au-dessus du couronnement.

Le second cas est relatif à l'érosion interne qui se manifeste par une migration de particules à travers des chemins préférentiels dans le corps du barrage et/ou en fondation. L'érosion interne est provoquée par une haute vitesse des percolations ou des filtres mal conçus. Le conduit de fuite s'agrandit jusqu'à engendrer la ruine de l'ouvrage.

Le troisième cas concerne l'érosion externe causant une détérioration du couronnement et de la surface des talus par une circulation d'eau superficielle. Au couronnement le mécanisme de rupture s'amorce à partir d'un bord aval en progressant jusqu'à former une brèche. Cet écoulement peut aussi provoquer des dégâts en pied de talus.

Un dernier cas de rupture concerne un glissement en masse d'un volume important du corps du barrage et/ou de sa fondation qui se déplace le long d'une surface de rupture. Ce mouvement de masse est généralement initié par le développement excessif de pressions interstitielles qui engendrent une diminution des contraintes effectives entraînant dans un cas extrême un cisaillement du remblai et/ou des fondations. [1]

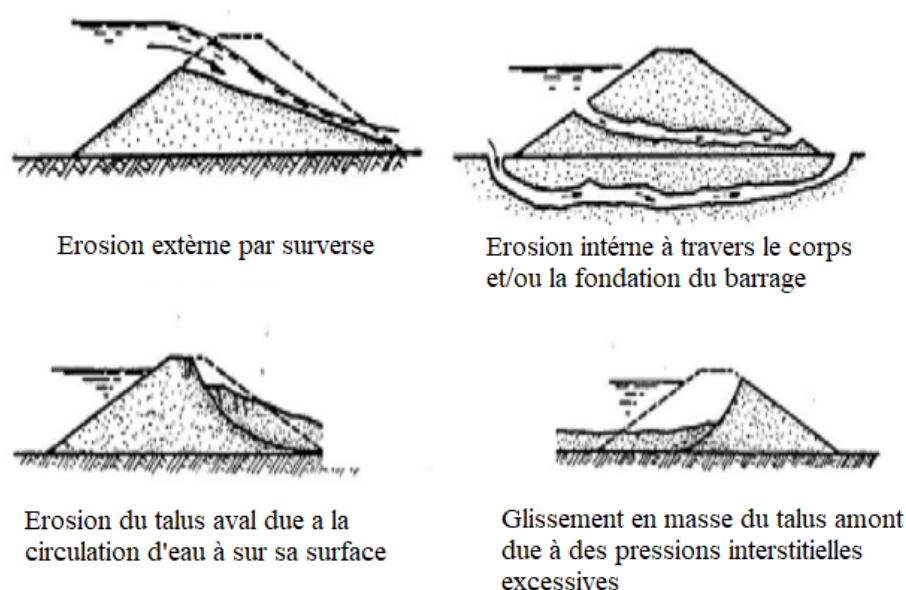


Fig I.24. Modes de rupture des barrages en remblai



## CHAPITRE II :

### ÉCOULEMENT LORS D'UNE RUPTURE D'UN BARRAGE

#### II.1. Scénarios probables de rupture

L'onde de rupture naît à l'ouvrage même ou très près en aval. Elle dépend très étroitement des caractéristiques de l'ouvrage, de son mode de rupture et des conditions d'apport hydrologiques.

Pour le scénario d'apports normaux, l'onde de rupture se propage comme une crue altérant brutalement le régime permanent de la rivière en aval et comme une onde négative de vidange remontant la retenue.

Dans un scénario d'apports hydrologiques extrêmes, l'onde de rupture se superpose aux écoulements d'une crue naturelle déjà présente.

A l'inverse, on peut procéder à des calculs de rupture dans le cas d'une réfection d'ouvrage, ou un de ces organes, selon les statistiques c'est le cas le plus courant.

#### II.2. Equations de Saint-Venant

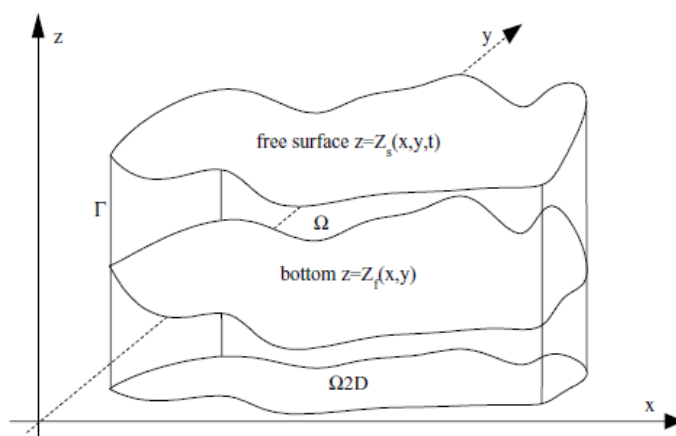
Les équations publiées en 1871 par le conte de Saint-Venant Jean Claude Adhémar Barré sont obtenues à partir des équations fondamentales de l'hydrodynamiques de Navier-Stokes, à l'aide des hypothèses et simplifications. Ils ont une extrême importance dans l'hydraulique fluviale et maritime, surtout les écoulements à surface libre des eaux peu profonds, ou ils ont obtenu leur nom anglais « Shallow water equations ».

Les crues de rupture de barrage sont des écoulements à surface libre, non permanent, non uniformes à composantes principales horizontales. Les équations de Saint-Venant décrivent leur passage et leur transformation à travers les différentes sections de la vallée.

##### II.2.1 Domaine géométrique et notions

Le domaine d'étude  $\Omega$  dans le référentiel  $R = (O, x, y, z)$  ( $Oz$  le long de la verticale) est limité en bas par le fond décrit par l'équation  $z = Z_f(x, y, t)$ , et au-dessus sur la surface libre décrite par l'équation  $z = Z_s(x, y, t)$ . Il est limité latéralement par des lignes verticales. Sa limite est  $\Gamma$ . La projection de  $\Omega$  sur le plan horizontal  $(O, x, y)$ , qui sera plus tard notre domaine bidimensionnel, est notée ici  $\Omega 2D$  (voir figure II.1). Le domaine de calcul est ainsi défini par:

$$\Omega = \{(x, y, z) \in R^3 \text{ tel que } (x, y) \in \Omega 2D \text{ et } Z_f(x, y, t) \leq z \leq Z_s(x, y, t)\}$$



**Fig.II.1.** Domaine de calcul

La hauteur de la colonne d'eau, ou profondeur de l'eau, sera notée  $h$  et égale à  $Z_s - Z_f$ .

L'élévation du fond est donnée.

Définissons maintenant les vecteurs normaux au fond et à la surface libre.

La surface libre est une fonction univalente des coordonnées  $x$  et  $y$ , qui exclut le calcul des ondes au bord de déferlement, et varie avec le temps. Son équation se présente sous la forme  $Z_s(x, y, t)$ .

Elle peut être aussi écrite  $\Phi(x, y, z, t) = 0$  avec:

$$\Phi(x, y, z, t) = z - Z_s(x, y, t) \quad (\text{II. 1})$$

La normale à la surface libre, orientée suivant l'augmentation de  $z$  est alors le vecteur :

$$\vec{n}_s = \overrightarrow{\text{grad}}(\Phi) \quad (\text{II. 2})$$

Le vecteur a les composantes suivantes:

$$\vec{n}_s \left( -\frac{\partial Z_s}{\partial x}, -\frac{\partial Z_s}{\partial y}, 1 \right)$$

La normale au fond est la même, mais dans la direction inverse en remplaçant  $Z_s$  par  $Z_f$

$$\vec{n}_f \left( \frac{\partial Z_f}{\partial x}, \frac{\partial Z_f}{\partial y}, -1 \right)$$

## II.2.2 Hypothèses et approximations

### Pression hydrostatique :

Cette approximation, qui est reprise ici, a été présentée précédemment avec les équations de Navier-Stokes. Selon lui, l'accélération due à la pression contrebalance la gravité. Dans un tel cas, la pression est hydrostatique. Ceci est couplé avec les petits mouvements dans le sens vertical.

Il suffit de traduire la pression en fonction de la hauteur d'eau. Et la pression  $p(x, y, z, t)$  due seulement à la masse de la colonne d'eau au-dessus des coordonnées  $(x, y, z,)$

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g = 0 \quad (\text{II. 3})$$

$$p(x, y, z) = -\rho g z + cte \quad (\text{II. 4})$$



La constante cte est choisi d'une manière que  $p(x, y, Z_s) = p_{atm}$ , dont  $p_{atm}$  est la pression atmosphérique. Si le gradient de cette dernière n'est pas nul, elle est considérée comme un terme de source. Pour la simplification il ressort

$$p(x, y, z, t) = \rho g(Z_s - z) \quad (\text{II. 5})$$

### Vitesse verticale négligeable

La vitesse verticale sera négligeable dans les équations de Saint-Venant et n'aura pas d'équation. Cette approximation va de pair avec l'hypothèse de l'hydrostatique selon laquelle les accélérations verticales devraient être négligeables.

### Imperméabilité de la surface et du fond

On suppose qu'il n'y a pas de transfert de masse d'eau à travers le fond et la surface, et qu'une particule d'eau située sur l'une de ces deux interfaces y restera. Donc

$$\frac{\partial Z_s}{\partial t} - \vec{U}_s \cdot \vec{n}_s = 0 \quad (\text{II. 6})$$

$$\frac{\partial Z_s}{\partial t} + U_s \frac{\partial Z_s}{\partial x} + V_s \frac{\partial Z_s}{\partial y} - W_s = 0 \quad (\text{II. 7})$$

Pour le fond

$$\frac{\partial Z_f}{\partial t} + \vec{U}_f \cdot \vec{n}_f = 0 \quad (\text{II. 8})$$

$$\frac{\partial Z_f}{\partial t} + U_f \frac{\partial Z_f}{\partial x} + V_f \frac{\partial Z_f}{\partial y} - W_f = 0 \quad (\text{II. 9})$$

### La règle de Leibnitz

La dérivée d'une intégrale à bornes variables donne lieu à une dérivée à l'intérieur de l'intégrale et des termes de flux selon la formule suivant x :

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} F dz = \int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial F}{\partial x} + F(x, y, Z_s) \frac{\partial Z_s}{\partial x} - F(x, y, Z_f) \frac{\partial Z_f}{\partial x} \quad (\text{II. 10})$$

On suppose  $f = \frac{1}{h} \int_{Z_f}^{Z_s} F dz$

Pour une dérivée par rapport au temps tenant compte (II.6), et (II.8)

$$\frac{\partial(hf)}{\partial t} = \int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial F}{\partial t} dz + F(x, y, Z_s) \vec{U}_s \cdot \vec{n}_s + F(x, y, Z_f) \vec{U}_f \cdot \vec{n}_f \quad (\text{II. 11})$$



### II.2.3. Equation de conservation de masse (Continuité)

L'équation de continuité de Saint-Venant est obtenue Par l'intégration du fond à la surface de l'équation de continuité de Navier-Stokes avec une densité constante et une pression hydrostatique

$$\left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z}\right) = 0 \quad (\text{II. 12})$$

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z}\right) dz = 0 \quad (\text{II. 13})$$

Par application de la règle de Leibnitz

$$\begin{aligned} & \int_{Z_f}^{Z_s} \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z}\right) dz \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} U dz - U(x, y, Z_s) \frac{\partial Z_s}{\partial x} + U(x, y, Z_f) \frac{\partial Z_f}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} V dz - V(x, y, Z_s) \frac{\partial Z_s}{\partial y} \\ &+ U(x, y, Z_f) \frac{\partial Z_f}{\partial y} + W(Z_s) - W(Z_f) \end{aligned} \quad (\text{II. 14})$$

Tenant compte la condition d'imperméabilité (II.7), et (II.9)

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} U dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} V dz + \frac{\partial Z_s}{\partial t} - \frac{\partial Z_f}{\partial t} = 0 \quad (\text{II. 15})$$

On note que  $u = \frac{1}{h} \int_{Z_f}^{Z_s} U dz$  et  $v = \frac{1}{h} \int_{Z_f}^{Z_s} V dz$

$$\frac{\partial}{\partial x} (hu) + \frac{\partial}{\partial y} (hv) + \frac{\partial Z_s}{\partial t} - \frac{\partial Z_f}{\partial t} = 0 \quad (\text{II. 16})$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \text{div}(h\vec{u}) = 0 \quad (\text{II. 17})$$



### II.2.4. Equation de conservation de la quantité de mouvement

Etant donnée l'équations de conservation de quantité de mouvement de Navier-Stokes est

$$\frac{\partial \vec{U}}{\partial t} + \vec{U} \nabla \vec{U} = -\frac{1}{\rho} \overrightarrow{\text{grad}}(p) + \frac{1}{\rho} \text{div}(\sigma) + \vec{g} + \vec{F} \quad (\text{II. 18})$$

L'équations de quantité de mouvement de Saint-Venant sont obtenues aussi par intégration le long de la verticale.

#### II.2.4.1. La dérivée par rapport au temps

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial U}{\partial t} dz = \frac{\partial(hu)}{\partial t} - U(Z_s) \frac{\partial Z_s}{\partial t} + U(Z_f) \frac{\partial Z_f}{\partial t} \quad (\text{II. 19})$$

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial V}{\partial t} dz = \frac{\partial(hv)}{\partial t} - V(Z_s) \frac{\partial Z_s}{\partial t} + V(Z_f) \frac{\partial Z_f}{\partial t} \quad (\text{II. 20})$$

#### II.2.4.2. Le terme d'advections

$\int_{Z_f}^{Z_s} \vec{U} \nabla \vec{U} dz$  Peut-être écrit comme suit suivant x et y respectivement

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \left( \frac{\partial UU}{\partial x} + \frac{\partial UV}{\partial y} + \frac{\partial UW}{\partial z} \right) dz$$

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \left( \frac{\partial VU}{\partial x} + \frac{\partial VV}{\partial y} + \frac{\partial VW}{\partial z} \right) dz$$

Suivant x

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial UU}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} U^2 dz - U^2(Z_s) \frac{\partial Z_s}{\partial x} + U^2(Z_f) \frac{\partial Z_f}{\partial x} \quad (\text{II. 21})$$

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial UV}{\partial y} dz = \frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} UV dz - U(Z_s)V(Z_s) \frac{\partial Z_s}{\partial y} + U(Z_f)V(Z_f) \frac{\partial Z_f}{\partial y} \quad (\text{II. 22})$$

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial UW}{\partial z} dz = U(Z_s)W(Z_s) - U(Z_f)W(Z_f) \quad (\text{II. 23})$$

Pour écarter la non linéarité on développe

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} U^2 dz &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} (u + U - u)(u + U - u) dz \\ &= \frac{\partial}{\partial x} (huu) + \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} (U - u)^2 dz \end{aligned} \quad (\text{II. 24})$$



$$\begin{aligned}\frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} UV dz &= \frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} (u + U - u)(v + V - v) dz \\ &= \frac{\partial}{\partial y} (huv) + \frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} (U - u)(V - v) dz\end{aligned}\quad (\text{II. 25})$$

Les mêmes étapes Suivant y

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial VU}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} VU dz - V(Z_s)U(Z_s) \frac{\partial Z_s}{\partial x} + V(Z_f)U(Z_f) \frac{\partial Z_f}{\partial x} \quad (\text{II. 26})$$

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial VV}{\partial y} dz = \frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} V^2 dz - V^2(Z_s) \frac{\partial Z_s}{\partial y} + U^2(Z_f) \frac{\partial Z_f}{\partial y} \quad (\text{II. 27})$$

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \frac{\partial VW}{\partial z} dz = V(Z_s)W(Z_s) - V(Z_f)W(Z_f) \quad (\text{II. 28})$$

Pour écarter la non linéarité on développe

$$\begin{aligned}\frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} VU dz &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} (v + V - v)(u + U - u) dz \\ &= \frac{\partial}{\partial x} (hvu) + \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_f}^{Z_s} (V - v)(U - u) dz\end{aligned}\quad (\text{II. 29})$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} V^2 dz &= \frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} (v + V - v)(v + V - v) dz \\ &= \frac{\partial}{\partial y} (hvv) + \frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_f}^{Z_s} (V - v)^2 dz\end{aligned}\quad (\text{II. 30})$$

Les derniers termes des équations (II.24), (II.25), (II.29), (II.30) ne sont pas nuls lorsqu'il y a des hétérogénéités de vitesse verticalement. Ces termes, appelés termes de dispersion, sont généralement interprétés comme diffusion supplémentaire. Formellement similaires à la contrainte de Reynolds. En réalité, ces termes proviennent du fait que le transport de grandeurs physiques est effectué par le courant réel et non par le courant moyenné sur la verticale. Selon la profondeur, toutes les particules ne sont pas déplacées à la même vitesse. Dans les équations de Saint-Venant, au contraire, un courant moyenné en profondeur est choisi.



### II.2.4.3 Gradient de pression

Suivant x et y respectivement

$$\int_{Z_f}^{Z_s} -\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} [\rho g (Z_s - z)] dz = -hg \frac{\partial Z_s}{\partial x} \quad (\text{II. 31})$$

$$\int_{Z_f}^{Z_s} -\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y} [\rho g (Z_s - z)] dz = -hg \frac{\partial Z_s}{\partial y} \quad (\text{II. 32})$$

### II.2.4.4 Le terme de diffusion

Par application de la règle de Leibnitz

$$\frac{1}{\rho} \int_{Z_f}^{Z_s} \text{div}(\bar{\sigma}) dz = \frac{1}{\rho} \text{div} \left( \int_{Z_f}^{Z_s} \bar{\sigma} dz \right) + \frac{1}{\rho} \bar{\sigma}_s \vec{n}_s + \frac{1}{\rho} \bar{\sigma}_f \vec{n}_f \quad (\text{II. 33})$$

Les deux derniers termes de l'équation (II.33) représentent la contrainte à la surface et au fond, due par exemple au vent et au frottement. Ils seront élaborés plus tard, avec tous les termes sources.

Il ne reste que les deux composantes de la diffusion suivant x, et y respectivement

$$\frac{1}{\rho} \text{div} \left( \int_{Z_f}^{Z_s} \mu \overrightarrow{\text{grad}}(U) dz \right)$$

$$\frac{1}{\rho} \text{div} \left( \int_{Z_f}^{Z_s} \mu \overrightarrow{\text{grad}}(V) dz \right)$$

On considère que

$$\int_{Z_f}^{Z_s} \mu \overrightarrow{\text{grad}}(U) \approx h \mu \overrightarrow{\text{grad}}(u)$$

Donc le terme de diffusion suivant x, y respectivement est

$$\text{div}(h v \overrightarrow{\text{grad}}(u))$$

$$\text{div}(h v \overrightarrow{\text{grad}}(v))$$

### II.2.4.5. Les termes de source

Les termes appelés  $F_x$  et  $F_y$  jusqu'à présent, constituant des forces  $\vec{F}$  autres que la pression et la gravité. Certaines de ces forces, comme l'influence du vent, sont en fait des forces de surface en trois dimensions mais apparaissent dans les équations de Saint-Venant comme des termes de source appliqués à l'ensemble de la masse d'eau, puisque les équations sont intégrées sur la verticale.



• **Frottement sur le fond  $\vec{F}^f$**

$$F_x^f = -\frac{u}{\cos(\alpha)} \frac{g}{h^{4/3} K^2} \sqrt{u^2 + v^2} \quad (\text{II. 34})$$

$$F_y^f = -\frac{v}{\cos(\alpha)} \frac{g}{h^{4/3} K^2} \sqrt{u^2 + v^2} \quad (\text{II. 35})$$

K est le coefficient de Strickler  $K_s$  est la rugosité du fond

$$K = 8.2 \frac{\sqrt{g}}{k_s^{1/6}}$$

• **Force de traînée et perte de charge  $\vec{F}^t$**

Dans les équations de Saint-Venant, les forêts et les zones urbaines sont traditionnellement représentées par un coefficient de frottement, généralement un coefficient de Strickler faible (c'est-à-dire représentant un frottement élevé). Cependant, cette approche présente un défaut car le frottement de surface des structures verticales augmente avec la profondeur de l'eau. Par conséquent, les lois de Chezy et Strickler ne sont pas appliquées correctement. Une approche originale est présentée, pour prendre en compte dans les équations l'effet des structures verticales comme les arbres ou les piles de ponts. Le but est d'éviter de représenter précisément ces obstacles dans un domaine de calcul mais de les représenter localement comme une force comparable à une force de cisaillement. Supposons que nous ayons n cylindres verticaux de diamètre D, répartis dans un domaine de surface A. Pour chaque cylindre, la force de traînée est:

$$F_x^t = -\frac{n D}{A} C_D U^2 \quad (\text{II. 36})$$

Le nombre de d'obstacles par unité de surface  $n/A$

Le diamètre des obstacle  $D$

Le coefficient de traînée  $C_D$

• **La force de Coriolis  $\vec{F}^c$**

$$F_x^c = 2\omega \sin(\lambda) v \quad (\text{II. 37})$$

$$F_y^c = 2\omega \sin(\lambda) u \quad (\text{II. 38})$$

$\omega$  est la vitesse angulaire de la terre et  $\lambda$  est la latitude



• L'influence du vent  $\vec{F}^v$

$$F_x^v = \frac{1}{h} \frac{\rho_{air}}{\rho_{eau}} a_{vent} U_{vent} \sqrt{U_{vent}^2 + V_{vent}^2} \quad (\text{II. 39})$$

$$F_y^v = \frac{1}{h} \frac{\rho_{air}}{\rho_{eau}} a_{vent} V_{vent} \sqrt{U_{vent}^2 + V_{vent}^2} \quad (\text{II. 40})$$

$a_{vent}$  est le coefficient de vent,  $U_{vent}, V_{vent}$  sont les composantes de la vitesse du vent.

• Pression atmosphérique  $\vec{F}^a$

$$F_x^a = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P_{atm}}{\partial x} \quad (\text{II. 41})$$

$$F_y^a = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P_{atm}}{\partial y} \quad (\text{II. 42})$$

• Les sources d'apport  $\vec{F}^q$

En présence de prise d'eau ou de rejet à la surface libre, à l'intérieur du domaine ou en bas, ou si l'on tient compte de la pluie ou des infiltrations dans le sol, le côté droit de l'équation de continuité n'est pas nul mais égal à un terme que nous désignerons par « Sce » pour « Source ». Il faut multiplier Sce par une surface pour obtenir une décharge réelle. Les forces dues à cette source sont :

$$F_x^q = \frac{1}{h} (u_{sce} - u) Sce \quad (\text{II. 43})$$

$$F_y^q = \frac{1}{h} (v_{sce} - v) Sce \quad (\text{II. 44})$$

$u, v, u_{sce}, v_{sce}$  et  $Sce$  sont exprimés en m / s.

Remarque importante: lorsque ces termes ne sont pas pris en compte, il est sous-entendu que la vitesse d'entrée ou de sortie de la source est égale à celle du courant.

• Variations spatiales de la densité  $\vec{F}^d$

$$F_x^d = -\frac{gh}{2\rho_0} \frac{\partial}{\partial x} (\overline{\Delta\rho}) \quad (\text{II. 45})$$

$$F_y^d = -\frac{gh}{2\rho_0} \frac{\partial}{\partial y} (\overline{\Delta\rho}) \quad (\text{II. 46})$$

$\overline{\Delta\rho}$  est la moyenne verticale de la différence de densité par rapport à une valeur de référence  $\rho_0$



### II.2.5. Forme finale du système d'équations de Saint-Venant

La somme de tous ces termes, dont certains disparaissent en raison de l'imperméabilité du fond et de la surface ouverte, donne l'équation suivante:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \text{div}(h\vec{u}) = 0 \quad (\text{II. 17})$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(huu) + \frac{\partial}{\partial y}(huv) = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + hF_x + \text{div}(h v \overrightarrow{\text{grad}}(u)) \quad (\text{II. 47})$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(huv) + \frac{\partial}{\partial y}(hvv) = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + hF_y + \text{div}(h v \overrightarrow{\text{grad}}(v)) \quad (\text{II. 48})$$

### II.3. Equation du traceur

Le traceur représente une température ou une quantité physique contenue dans l'eau (colorant, sédiment). Si le traceur interagit avec l'hydrodynamique de l'écoulement, il est dit actif, sinon, il est passif. Les traceurs actifs sont principalement la température et la salinité, parfois les sédiments. Les traceurs passifs peuvent servir aux études de qualité de l'eau.

Physiquement, l'évolution dans le temps du traceur dépend de :

$$\frac{\partial T}{\partial t} + \vec{u} \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(T) - \frac{1}{h} \text{div}(h v_T \overrightarrow{\text{grad}}(T)) = \frac{(T_{Sce} - T)Sce}{h} \quad (\text{II. 49})$$

$T_{Sce}$  est la valeur source du traceur et  $Sce$  la source de débit en m/s, reliée à la décharge à la source.

### II.4. Résolution du système d'équations

Le système d'équations différentielles partielles non linéaires n'admet pas de solutions analytiques, sauf dans les cas simplifiés. Donc un recours aux méthodes numérique s'avère nécessaire.

La résolution numérique des problèmes de la Mécanique des Fluides s'appuie sur les grandes étapes suivantes :

- Formulation du problème physique continu en modèle mathématique continue (mis en équations)
- Discrétisation du modelé mathématique continu en s'appuyant sur une des méthodes numériques
- Approximation des équations discrétisées à l'aide des schémas numériques appropriés, et établissement de l'algorithme de résolution
- Codage de l'algorithme en (C, Fortan, Matlab, Java,...) sur un ordinateur
- Exécution du Code

Concernant les méthodes de résolution, nous pouvons lister les éléments suivants:



- Différences finies.
- Volumes finis.
- Éléments finis.
- Méthodes lagrangiennes ou semi-lagrangiennes.
- Méthodes spectrales.

Parmi les centaines de modèles numériques conçus à la résolution de ce système d'équations le code de calcul numérique « Telemac 2D » sera utilisé pour simuler un cas réel d'écoulement non permanent non uniforme « écoulement lors d'une rupture d'un barrage ».



## CHAPITRE III :

### LE CODE DE CALCUL TELEMAC-2D

#### III.1. Présentation de logiciel

TELEMAC-2D appartient à TELEMAC-MASCARET est une suite « open source » intégrée de solveurs à utiliser dans le domaine de l'écoulement à surface libre. Ayant été utilisé dans le cadre de nombreuses études à travers le monde. Le système a été développé initialement par le Laboratoire National d'Hydraulique et d'Environnement (LNHE) et la Direction de la Recherche et Développement d'Electricité de France (EDF-R & D).

##### III.1.1. Structure du système TELEMAC-MASCARET

Il est structuré d'une façon modulaire dont chaque module de calcul est destiné à la simulation d'un phénomène lié à l'hydrodynamique. Les différents modules de simulation utilisent des algorithmes de grande capacité basés sur les méthodes des éléments et volumes finis. L'espace est discrétisé sous la forme d'une grille non structurée d'éléments triangulaires. Tous les algorithmes numériques sont regroupés dans une seule bibliothèque (BIEF) qui est partagée par tous les modules de simulation. Cela garantit la cohérence dans tout le système TELEMAC-MASCARET.

#### Hydrodynamique

- ARTEMIS: Agitation des vagues dans les ports
- MASCARET: Flux unidimensionnels
- TELEMAC-2D: Flux bidimensionnels - Equations de Saint-Venant (y compris le transport d'un traceur dilué)
- TELEMAC-3D: Flux tridimensionnels - Equations de Navier-Stokes (y compris transport de traceurs actifs ou passifs)
- TOMAWAC: Propagation des ondes dans la zone côtière

#### Transport / Dispersion

- SISYPHE: transport de sédiments 2D
- SEDI-3D: transport de sédiments en suspension 3D
- NESTOR: Simulation des opérations de dragage

#### Flux souterrain

- ESTEL-2D : Flux souterrain bidimensionnels
- ESTEL-3D : Flux souterrain tridimensionnels



### III.1.2. TELEMAC-2D

Le code TELEMAC-2D résout les équations d'écoulement de surface libre moyennées en profondeur, élaborés par Barré de Saint-Venant en 1871 (voir Chapitre.II). Les principaux résultats à chaque nœud du maillage de calcul sont la profondeur de l'eau et les composantes de la vitesse moyenne en profondeur. Voir aussi les équations du traceur et de la turbulence. L'application principale de TELEMAC-2D est en hydraulique maritime ou fluviale à surface libre et le programme peut prendre en tenant compte des phénomènes suivants:

- Propagation des ondes longues, y compris les effets non linéaires,
- Friction sur le lit,
- L'effet de la force de Coriolis,
- Les effets des phénomènes météorologiques tels que la pression atmosphérique, la pluie ou l'évaporation et le vent,
- Turbulence,
- Flux supercritiques et sous-critiques,
- Influence des gradients horizontaux de température et de salinité sur la densité,
- Coordonnées cartésiennes ou sphériques pour les grands domaines,
- Zones sèches dans le domaine du calcul: vasières et plaines inondables,
- Entraînement et diffusion d'un traceur par les courants, y compris les termes de création et de décomposition,
- Suivi des particules et calcul des dérives lagrangiennes,
- Traitement des singularités: déversoirs, digues, ponceaux, etc.,
- Rupture de digue,
- Les forces de traînée créées par les structures verticales,
- Phénomènes de porosité,

### III.2. Schémas des éléments finis

Une description simple de la méthode est esquissée ci-dessous. Cela pourrait nécessiter des développements supplémentaires, Hervouet J-M avait très bien expliqué la méthode dans son ouvrage Hydrodynamique des écoulements à surface libre. Modélisation numérique avec la méthode des éléments finis [7].

La méthode des éléments finis est basée sur deux idées principales: une méthode d'interpolation et une méthode variationnelle appelée « résidus pondérés ». Chacune de ces méthodes à un but similaire:



passer d'un problème continu à un problème discret. Si une fonction  $u$  est définie par l'équation  $L(u) = 0$  sur un domaine continu  $\Omega$ , la méthode d'interpolation fournira une fonction approchée de  $u$  construite à partir d'un nombre fini de nombres réels. La méthode variationnelle remplacera l'équation continue  $L(u) = 0$ , valable en tout point de  $\Omega$ , par un nombre fini d'équations. Bref, l'interpolation discrétise l'inconnu et le principe variationnel discrétise l'équation.

Le domaine de calcul  $\Omega$  est un domaine ouvert et borné dans  $R^N$ ,  $R$  étant l'ensemble des nombres réels.  $N$  est la dimension de l'espace, égale à 1, 2 ou 3.  $\Gamma$  est la frontière, régulière (un vecteur normal peut y être défini), de  $\Omega$ . Au niveau du continuum, les grandeurs physiques (pression, température, composantes du vecteur vitesse, etc.) sont des fonctions de  $\Omega$  dans  $R$ .

### III.2.1. Interpolation en éléments finis

L'idée générale est de remplacer une fonction inconnue  $u$ , qui appartient à un espace dimensionnel infini, par une approximation  $u_h$  définie sur un espace dimensionnel fini  $N$ . Ceci est une approximation et nous ne pouvons pas toujours garantir que  $L(u_h) = f$ . Nous essayons simplement de minimiser  $L(u_h) - f$  et ce sera le but de la méthode variationnelle.

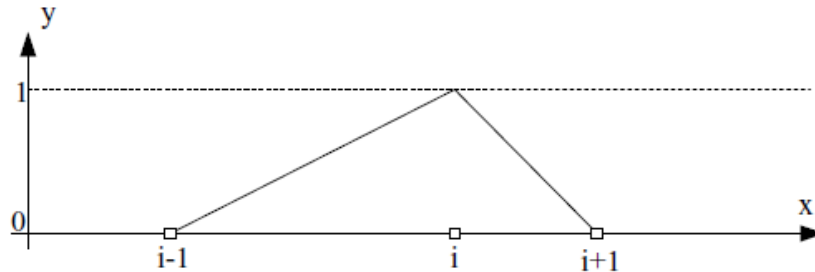
Dans les éléments finis, une fonction  $u$  est représentée par  $n$  nombres réels qui sont les valeurs exactes de  $u$  en des points spéciaux du domaine appelés degrés de liberté. Pour les autres points, une interpolation suffit.

Pour définir une fonction d'interpolation unique, par exemple un polynôme, avec des valeurs exactes de  $u$  pour les  $n$  degrés de liberté serait très complexe, ou conduirait au moins à une fonction d'ordre élevé. Ainsi, les éléments finis abandonne la nature univoque de la fonction d'interpolation et choisissent une fonction d'interpolation localement simple (par exemple constante, linéaire, quadratique). Un maillage de l'espace en segments, triangles, quadrilatères, tétraèdres, prismes, etc., est exécutée. Les degrés de liberté sont attribués à ces éléments, sur les sommets, au centre de gravité, au milieu des côtés, etc., par exemple. Ainsi, chaque élément est décrit à la fois par les coordonnées de ses nœuds géométriques et par celles de ses nœuds d'interpolation. Ceci est suivi d'une définition simple de l'interpolation au sein de chaque élément. Par exemple, dans une dimension, en prenant les sommets des segments comme degrés de liberté, une interpolation linéaire sera choisie. La fonction  $u_h$  approximant  $u$  peut alors s'écrire:

$$u_h = \sum_{i=1}^n u_i \Psi_i \quad (\text{III. 1})$$

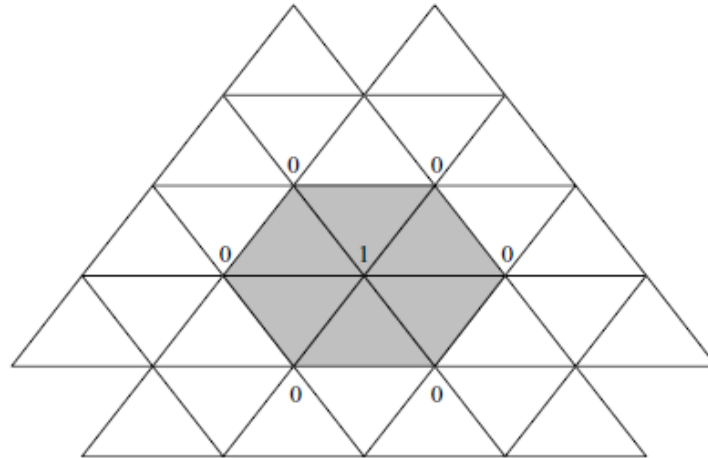


où  $\Psi_i$  est une fonction de base définie différemment, mais de manière linéaire, sur chaque segment se terminant au point  $i$ . En dehors de ces segments,  $\Psi_i$  vaut zéro. La (Fig III.1) montre cette fonction de base en une dimension, sur un maillage non régulier. La valeur de  $\Psi_i$  est 1 au point  $i$ , et 0 sur tous les autres degrés de liberté.



**Fig III.1.** Base linéaire en une dimension

En deux dimensions, avec des triangles et une interpolation linéaire, chaque base  $\Psi_i(x, y)$  s'écrira  $ax + by + c$ ,  $a, b$  et  $c$  dépend du triangle, de manière à obtenir la valeur 1 au point  $i$  et 0 aux autres. La (Fig III.2) montre l'étendue et les valeurs nodales d'une base linéaire sur un maillage d'éléments finis.



**Fig III.2.** Étendue d'une fonction de base sur un maillage triangulaire.

Ces fonctions de base sont parfois appelées « fonctions de forme ». Avec une interpolation linéaire, une fonction linéaire  $u$  sera représentée exactement. On dit qu'il est dans l'espace d'approximation. L'interpolation peut aussi être quadratique, ou de tout autre ordre permettant de représenter la fonction sur les degrés de liberté mais aussi certains de ses dérivés.



### III.2.1. Principe variationnel

Ayant restreint notre fonction  $u$  à une représentation  $u_h$ , basée sur un nombre discret d'inconnues  $u_i$ , nous souhaitons maintenant minimiser  $L(u_h) - f$ . la méthode variationnelle déclare que le produit scalaire  $\int_{\Omega} (L(u_h) - f)\varphi_i d\Omega$  vaut zéro pour certaines fonctions  $\varphi_i$  appelées la fonction test. Le choix de ces fonctions définit les variantes de la méthode des éléments finis. La technique la plus classique, la technique de Galerkin, consiste à choisir des fonctions de test égales aux fonctions de base:  $\varphi_i = \Psi_i$ . Dans ce cas, si  $u_h$  est décomposé en  $\sum_{i=1}^n u_i \Psi_i$ , la méthode variationnelle conduira clairement à un système linéaire d'inconnues  $u_i$ .

De plus, à chaque opérateur linéaire  $L$  est associée une forme bilinéaire  $a$  telle que:

$$a(u, v) = \int_{\Omega} (L(u) - f) v d\Omega \quad (\text{III. 2})$$

La théorie des éléments finis vise à déterminer les conditions sur  $L$  et sur  $a$  pour lesquelles le problème aurait une solution unique. Une condition importante est que, pour toute fonction  $u$  non nulle, il existe un réel  $\alpha$  positif, tel que  $\|L(u)\| \geq \alpha \|u\|$  Si la norme  $L$  est définie par:

$$\|L\| = \sup_{u \neq 0} \left( \frac{\|L(u)\|}{\|u\|} \right) \quad (\text{III. 3})$$

cette condition signifie que  $L$  doit avoir une norme strictement positive. Sinon, si une fonction non nulle  $u_p$  vérifie  $L(u_p) = 0$ , la solution ne sera pas unique car si  $u$  est une solution de l'équation  $L(u) = f$ ,  $u + u_p$  sera également une solution. Dans le cadre de la méthode variationnelle, la condition s'écrit:

$$\inf_{u \neq 0} \left( \sup_{v \neq 0} \left( \frac{a(u, v)}{\|u\| \|v\|} \right) \right) \geq \alpha \quad (\text{III. 4})$$

Ceci est connu sous le nom de « condition inf-sup ». Il empêche l'apparition de solutions parasites qui pourraient résulter de la forme bilinéaire.



### III.3. Schémas de volumes finis pour les équations hyperboliques

Pour simplifier les choses, les explications sont dans une seule dimension. Les schémas de volumes finis traitent des équations sous la forme conservatrice suivante:

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial G(F)}{\partial x} = S(F) \quad (\text{III. 5})$$

Où:

$$F = \begin{pmatrix} h \\ hu \end{pmatrix}$$

$$G(F) = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + g \frac{h^2}{2} \end{pmatrix}$$

Et  $S(F)$  est le côté droit contenant les termes de diffusion, les termes sources et, pour le deuxième composant, le gradient inférieur:  $-g \frac{\partial F_f}{\partial x}$ . La solution analytique de ce système fait intervenir la matrice jacobéenne du système:

$$\frac{\partial G(F)}{\partial F} = \begin{pmatrix} 0 & 1 \\ gh - u^2 & 2u \end{pmatrix}$$

dont les valeurs propres sont  $u + \sqrt{gh}$  et  $u - \sqrt{gh}$  et les vecteurs propres sont:

$$\begin{pmatrix} 1 \\ u + \sqrt{gh} \end{pmatrix} \text{ et } \begin{pmatrix} 1 \\ u - \sqrt{gh} \end{pmatrix}$$

Ces valeurs propres rendent les équations de Saint-Venant hyperboliques. La méthode des volumes finis recherche des quantités constantes sur chaque volume ou cellule. Ceux-ci peuvent soit coïncider avec les éléments d'un maillage non structuré, soit être centrés sur les nœuds d'un maillage non structuré. Fondamentalement, si nous rejetons  $S(F)$ , l'équation 4.12 est additionnée sur chaque volume  $\Omega_i$  ce qui donne:

$$vol(\Omega_i) \frac{\partial F}{\partial t} + \int_{\Gamma(\Omega_i)} G(F) \cdot \vec{n} \, d\Gamma = 0 \quad (\text{III. 6})$$



où  $vol(\Omega_i)$  désigne la longueur, la surface ou le volume de l'élément, selon la dimension, et  $\vec{n}$  le vecteur normal. Il suffit donc de connaître  $G(F)$  au limites de la cellule de contrôle pour trouver l'évolution dans le temps de  $F$ . Comme  $F$  est constant sur chaque cellule, il est discontinu aux limites des cellules. Trouver  $G(F)$  signifie trouver la solution du problème de Riemann, avec des vitesses et une profondeur d'eau constantes de chaque côté d'une discontinuité. (Roe) a proposé une approximation du problème de Riemann basée sur une matrice jacobéenne linéarisée, qui est le point de départ de nombreux schémas. Cependant, la solution (Roe) doit être modifiée en présence de zones sèches car elle donne lieu à des sauts hydrauliques non physiques qui doivent être remplacés par des vagues d'expansion. Le calcul du flux doit tenir compte de la direction du flux. C'est obtenu à l'aide de la matrice jacobéenne. En deux dimensions, l'équation (III. 5) s'écrit:

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial G_x(F)}{\partial x} + \frac{\partial G_y(F)}{\partial y} = S(F) \quad (\text{III. 7})$$

Le principe de résolution est le même. En résolvant le problème de Riemann, les méthodes des volumes finis obtiennent d'excellents résultats pour tous les systèmes d'équations avec chocs. Ils vérifient la conservation des propriétés de masse et d'impulsion.

#### III.4. Validation du modèle TELEMAR

La suite TELEMAR est muni d'un fichier de validation conforme à un système standard soutenu par l'Association internationale pour la recherche hydraulique (IAHR).

Ce document aborde les problèmes de validation en trois étapes: concepts, implémentation algorithmique et aspects logiciel sous forme d'une liste de « prétentions - substantiations » qui s'appuient sur des simulations tests. [11]

- **Concepts :**

La question conceptuelle porte sur la question de savoir si les équations des eaux peu profondes (SWE) qui sont résolues fournissent une description précise des processus physiques pour la situation particulière d'intérêt et si la solution de ces équations fournit les informations requises. Si les SWE ne sont pas adaptés à cette situation, il n'est même pas nécessaire de prendre en compte les problèmes d'algorithmique et de logiciel puisque TELEMAR-2D est inapplicable et ne peut pas être censé fournir des résultats appropriés. En particulier, l'hypothèse de base nécessaire à l'application de cette équation doit être satisfaite pour l'utilisation de TELEMAR-2D dans tous les cas.



Ce document explique quels types de problèmes peuvent être résolus avec TELEMAC-2D et donne des exemples qui illustrent une gamme d'applications possibles.

- **Implémentation algorithmique :**

Tout programme informatique basé sur une modélisation mécaniste des processus physiques résout des équations différentielles en discrétisant les équations dans l'espace et le temps. Les valeurs des variables dépendantes (la profondeur de l'eau  $h$  et les deux composantes de vitesse  $u$  et  $v$  selon  $x$  et  $y$  respectivement) sont calculées uniquement à certains endroits et à certains moments. Discrétisation de l'espace transforme l'équation différentielle d'origine en un ensemble d'équations algébriques qui sont résolues dans le programme pour donner une solution approximative aux équations différentielles d'origine. La manière dont cette discrétisation est effectuée est très importante pour déterminer la capacité d'un programme à modéliser la réalité physique. Ce sont les principaux problèmes algorithmiques.

- **Aspects logiciels :**

Les problèmes logiciels concernent la manière dont l'algorithme de solution est implémenté et les moyens par lesquels l'entrée et la sortie d'informations peuvent être effectuées.



## CHAPITRE IV :

### PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

#### IV.1. Situation géographique

Le barrage de Tilesdit (cas de l'étude) est situé sur le bassin versant de la Soummam qui est situé dans la partie centrale au Nord de l'Algérie et il s'étend sur 9125 Km<sup>2</sup>. Cette étendue est de forme irrégulièrement allongée suivant la direction de parallèle (35° 45' et 36° 45'), qui couvre un périmètre de 554 Km. (Fig IV.1). Au Nord, ce bassin est délimité principalement par la chaîne montagneuse du Djurdjura, dont le sommet le plus élevé est de 2 308 m d'altitude (Lalla khedidja), tandis que sa limite au sud située aux monts du Hodna. Moins élevée que le Djurdjura (l'altitude maximale est de 1862 m). Vers l'Est et l'Ouest le bassin de la Soummam est ouvert, c'est dans cette partie du bassin que se situent les hauts plateaux de Sétif et de Bouira. La plus grande longueur du bassin de la Soummam est d'environ 176 Km tandis que sa largeur, mesurée sur la ligne qui lie les crêtes des montagnes de Hadjar el Abiod et d'El ktef, est d'environ 118 Km.

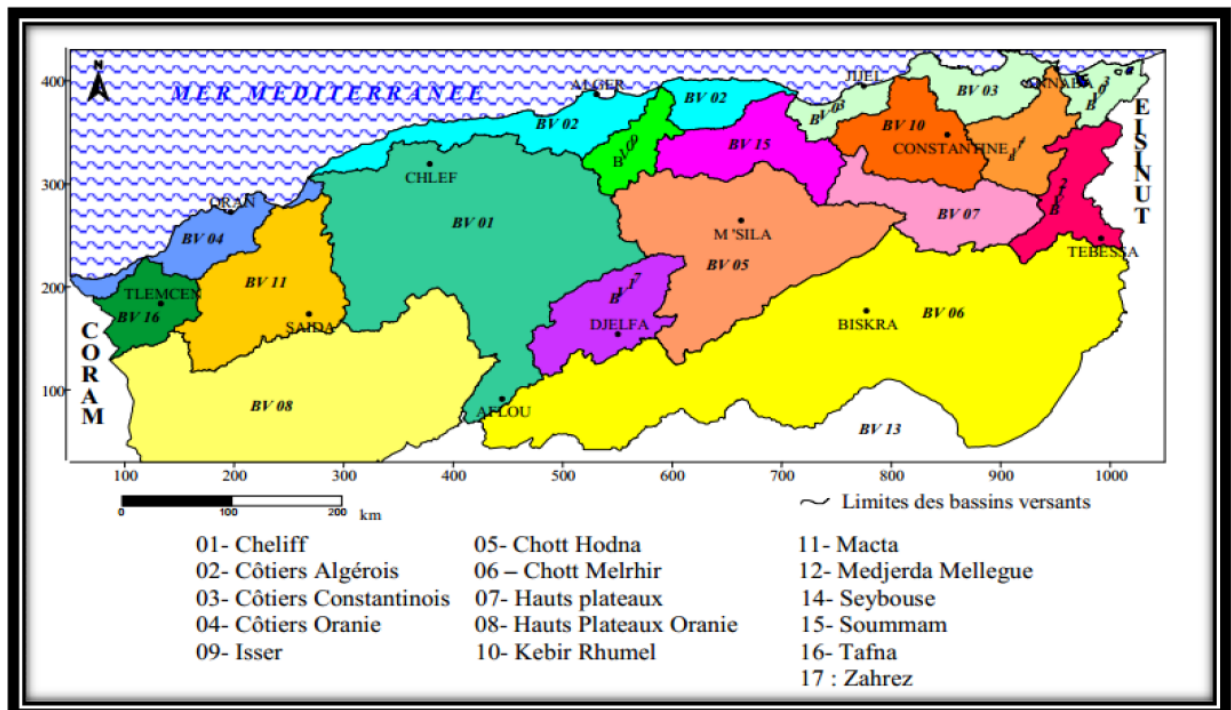


Fig IV.1 : Les grands bassins versants d'Algérie. (ANRH)



## IV.2. Conditions morphologiques

### Le relief :

La caractéristique fondamentale du relief de ce bassin versant se reflète dans sa plasticité bien accentuée. De nombreux cours d'eau et leurs affluents, le plus fréquemment aux pentes raides, ont creusé leurs lits profondément dans la couche géologique peu solide.

Le relief de la Soummam présente une forme assez irrégulière; au Nord, le bassin est limité par les chaînes de Djurdjura, au Sud par les montagnes de Bibans et des Djebels Mansourah, à l'Est par les montagnes de la petite Kabylie. En allant de Bouira vers Akbou, l'orographie du bassin est très prononcée, l'altitude n'est en aucun endroit inférieure à 1500 m. C'est dans cette région, près de Maillot qu'est situé le point culminant (Lalla Khedidja) de la Soummam (2308 m). L'altitude diminue graduellement en avançant d'Akbou vers la mer.

Les montagnes de la petite Kabylie sont également prononcées de point de vue altitude, leur plus haut sommet atteint 2004 m au Djebel Babor. De même les chaînes montagneuses du sud ne restent pas orthographiquement en arrière par rapport aux massifs cités précédemment, les pics sont atteints aux Bibans 1832 m et Djebel Mansourah 1836 m voir (Fig IV.2).

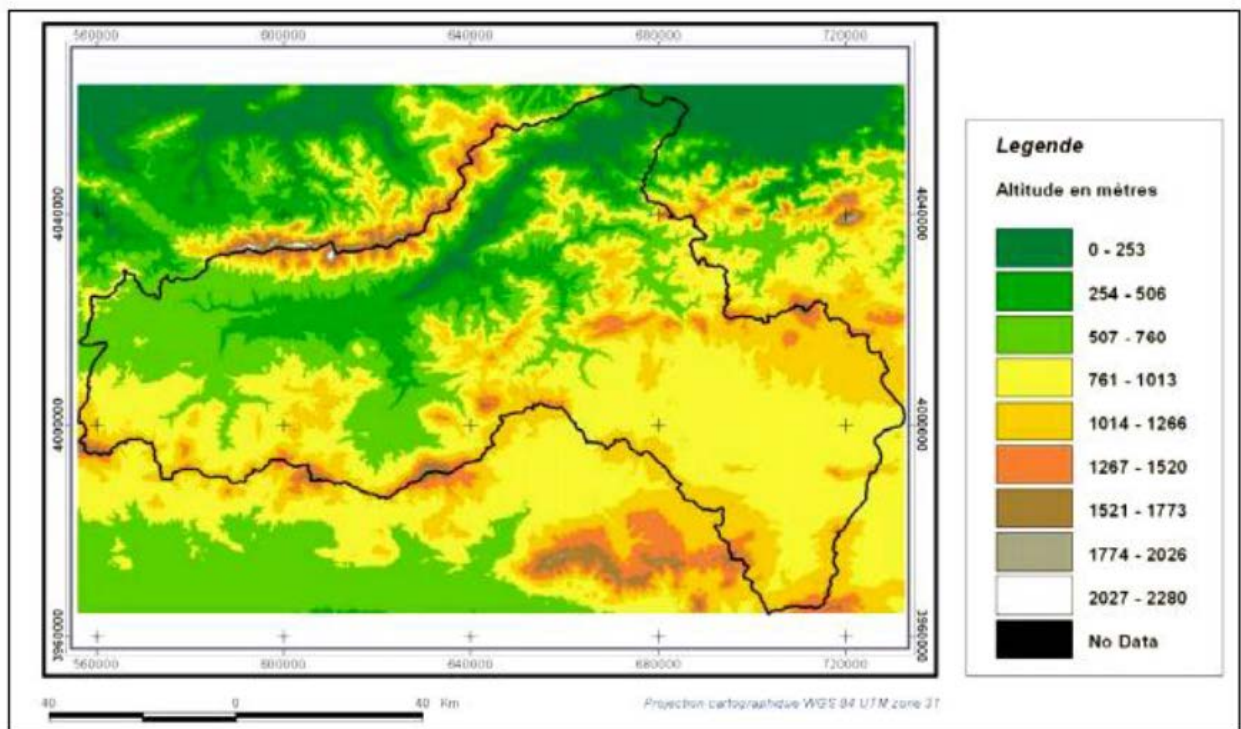


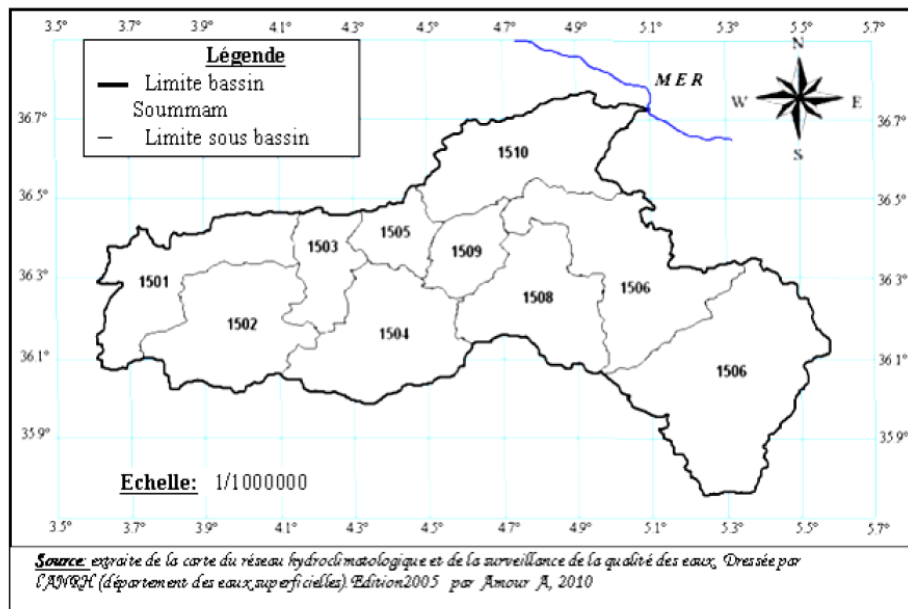
Fig IV.2 : Carte du relief du bassin versant de la Soummam



Le bassin versant de la Soummam se compose de dix sous bassins correspondant aux unités hydrologiques (Fig IV.3). Certaines sont contrôlées par des stations hydrométriques.

Il a une forme irrégulière, étiré dans la direction Est-Ouest et accède à la méditerranéenne par le golfe de Bejaia. Le bassin versant de la Soummam est limité par les chaînes du Djurdjura, à l'Est par les montagnes de la petite Kabylie et au Sud par les montagnes des Bibans et de Mansourah.

Son orographie est très prononcée, aux environs de Bouira jusqu'à Akbou, la chaîne de Djurdjura n'est à aucun endroit inférieure à 1500 m. C'est dans cette partie que se situe le plus haut sommet D'Akbou en direction Nord-Est de la mer, la hauteur diminue graduellement. Nous constatons ainsi, la présence d'un système de barrières naturelles représentée par les reliefs. Des chaînes de montagnes qui se dressent face aux vents pluviaux du littoral, il est en effet un bassin assez bien arrosé.



Sous bassin versant	Code	Superficie (km <sup>2</sup> )
Oued Eddous	1501	903
Oued Zaiane	1502	1012
Oued Sahel amont	1503	430
Oued Azerou	1504	1084
Oued Sahel Aval	1505	326
Oued Bousselam Amont	1506	1785
Oued Bousselam Moyen	1507	1234
Oued El Ham	1508	930
Oued Bousselam Aval	1509	360
Oued Soummam	1510	1061

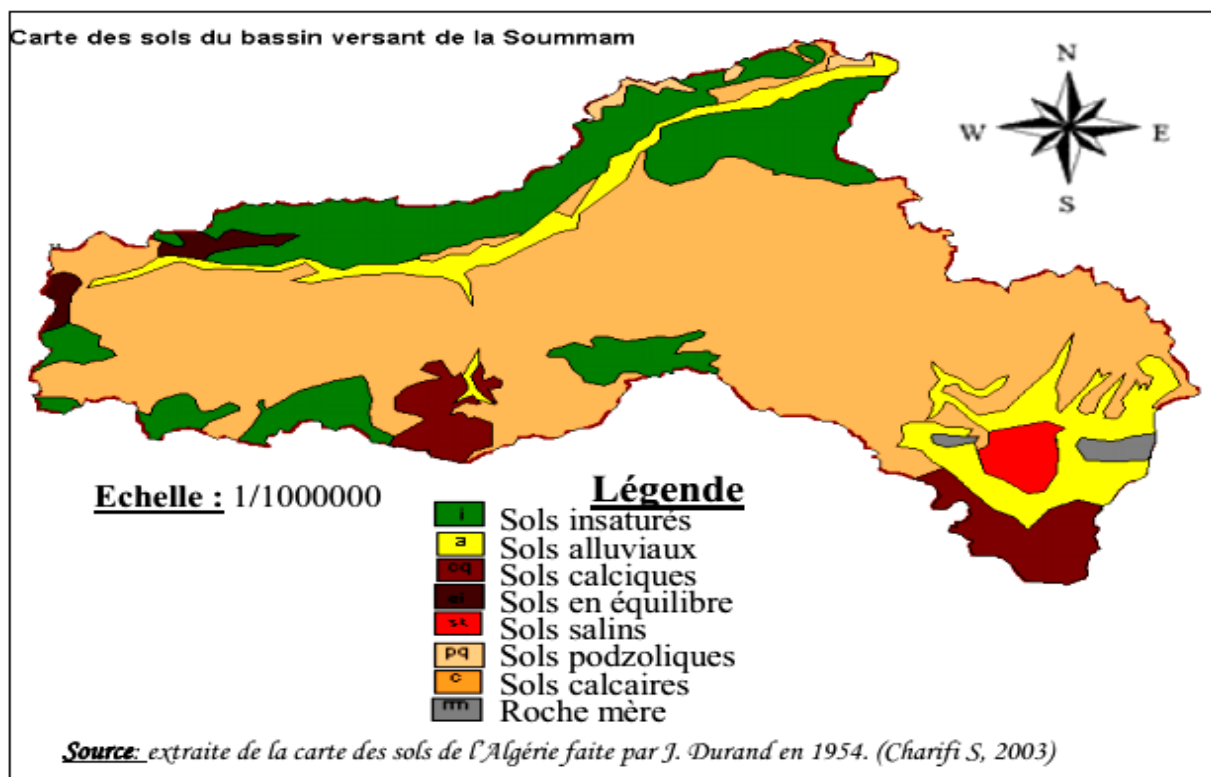
**Fig IV.3 :** les sous bassins de la Soummam.



### Les sols :

Le bassin versant de la Soummam présente deux types de sols, en fonction du rapprochement de l'oued Soummam. A proximité de l'Oued les sols sont plutôt de nature alluviale donnant des sols dits alluviaux, ces derniers sont caractérisés par une faible teneur en matière organique, texture fines et légère, teneur très faible en sels solubles résultat du charriage des eaux qui les ont déposés de part et d'autre de l'Oued.

Plus loin des rives de l'Oued, les sols sont de type calcaire, plus au moins acide, ils sont perméables, légers par la présence de la matière organique [jusqu'à 25%], leur nature minéralogique varie en fonction de la roche mer sous-jacente (**Fig IV.4**).



**Fig IV.4.** Carte des sols du bassin de la Soummam.



### IV.3. Conditions climatiques et hydrologiques

#### IV.3.1. Conditions climatiques

Plusieurs types de climat caractérisent le bassin versant de la Soummam, nous en citons :

- 1 - Climat humide: s'étend sur la zone étroite du littoral et sur la chaîne montagneuse du Djurdjura et ses contreforts,
- 2 - Climat méditerranéen: s'étendant le long de la mer et à côte altitudinale qui domine la partie montagneuse, Le pic des précipitations est de 1500 mm,
- 3 - Climat subhumide plus humide: s'étend sur les terrains montagneux de la petite Kabylie et sur la partie basse de la chaîne du Djurdjura, La pluviométrie étant considérable (900 à 1000 mm),
- 4 - Climat subhumide à humidité modérée et subhumide plus sec: s'étend sur les parties élargies de la vallée de la Soummam, depuis Akbou jusqu'à El Adjiba, Il est marqué par une pluviosité modérée (600 à 400 m),
- 5 - Climat semi-aride à aride: s'étend sur la partie nord et sud du plateau de sétif, Il est caractérisé par une faible pluviométrie (300 à 600 mm),

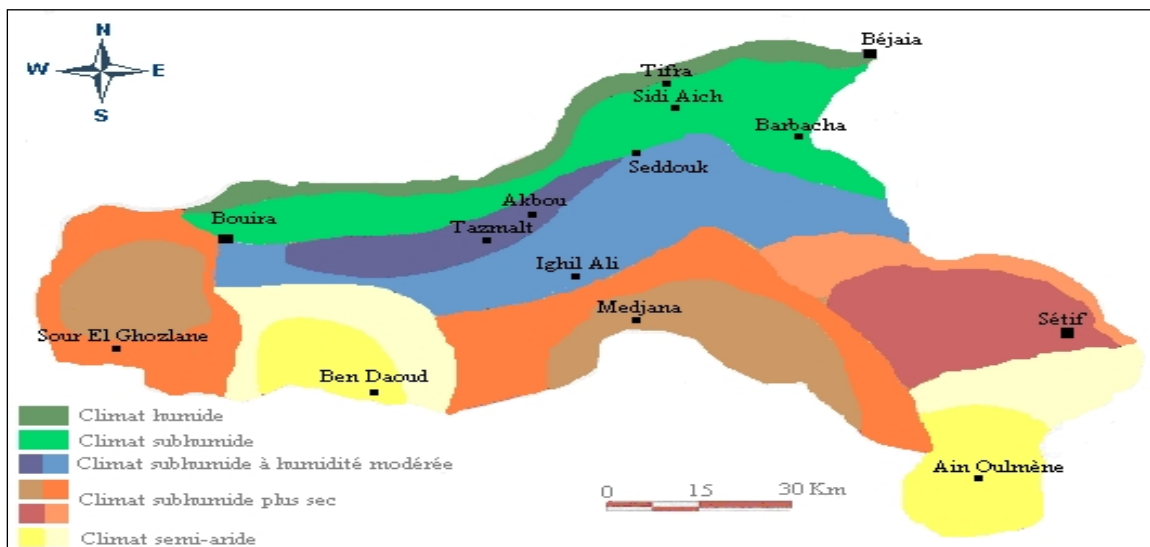


Fig IV.5. Zones climatiques du bassin versant de la Soummam

#### Température :

La température, second facteur consécutif du climat, influe sur le développement de la végétation et le fonctionnement du système racinaire et elle affecte les relations physiologiques entre les organes souterrains et les organes aériens, d'après (GRECO, 1966).

Les températures moyennes mensuelles relevées sur 41 ans de 1970 à 2011 sont représentées par le tableau suivant:



Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
M(C°)	16.47	17.07	18.61	20.26	22.86	26.37	29.47	30.16	28.14	25.28	20.85	17.57
m(C°)	7.50	7.67	9.04	10.83	13.96	17.57	20.37	21.18	19.04	15.73	11.71	8.70
Tmoy(C°)	11.99	12.37	13.82	15.54	18.41	21.97	24.92	25.67	23.59	20.50	16.28	13.13

**Tab IV.1.** Températures Moyennes mensuelles des (Max, et min) du Soummam (1970 - 2011)

### Les Vents :

Dans la vallée de la Soummam, les vents dominants sont les vents du nord-ouest (vents marins qui s'engouffrent facilement dans la vallée de la Soummam). En hiver, ils apportent les nuages, la pluie. En été, ce sont les vents sud-est qui sont beaucoup moins importants et surtout le vent sud, le sirocco, vent sec d'intensité variable ayant une action funeste sur la végétation.

Les moyennes mensuelles des vitesses du vent moyen sur dix ans sont données par le Tableau suivant :

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
V (m/s)	4,7	4,28	3,92	3,52	3,58	3,47	3,63	3,38	3,54	4,13	4,4	4,91

**Tab IV.2.** Vitesse mensuelle moyenne du vent (1994-2003)

### L'Humidité Relative

Le tableau suivant illustre les données relatives aux humidités moyennes mensuelles (moyennes mensuelles et annuelle de l'humidité) :

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Humidité (%)	74,9	77,0	76,8	78,20	78,5	77,0	72,7	75,5	75,4	74,2	76,30	75,50	76,0

**Tab IV.3.** Humidités relatives mensuelles en % (1994-2004)



### Précipitations :

Les traitements statistiques des séries d'observations de ces stations donnent les résultats suivant :

Station mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
Akbou	29	40	48	83	74	67	54	56	37	13	5	7	513
Sidi-ïch	34	58	64	107	112	70	62	59	46	17	4	15	648
El-kseur	38	67	84	127	123	111	85	58	42	19	2	9	765
Béjaïa	58	87	77	120	96	77	87	64	41	11	6	10	734
Béjaïa Aero	45,2	85,1	92,6	122,5	100,4	87,3	88,4	68,8	42,7	14,3	4,5	9,6	761,4
Tifra	32,1	70,1	76,2	152,9	108,5	110,6	96,9	68,1	43,1	14,7	2,6	7	782,8
Seddouk	29,2	38,7	46,9	75,2	61,8	58,4	51,8	46,6	36,6	12,4	5,2	7	469,8
Tazmalt	9,8	34,4	39,4	55,7	50,4	49,3	44,8	43,2	19,4	6,2	3,2	9,5	365,3
Ighil Ali	28,2	31,8	37,8	46,1	48,6	44,5	42,5	39,8	33	13,6	5,7	5,9	377,5

**Tab IV.4.** Précipitations moyennes annuelles et mensuelles en mm

### IV.3.2. Réseaux Hydrographiques :

Le bassin de la Soummam est constitué d'un riche réseau hydrographique dont l'exutoire est le golfe de Bejaia. Le linéaire du principal oued, en l'occurrence la Soummam, est de 226 km. Il est considéré comme étant son système de drainage principal.

Le Sahel, qui prend sa source dans les régions d'Ain Bessam et de Sour El Ghozlane grâce aux deux affluents : oued Eddous long de 85 km et oued Ziane long de 54 km, devient la Soummam au niveau d'Akbou à la confluence de l'oued Boussalam d'une longueur de l'ordre de 144 km, qui prend quant à lui sa source dans le plateau sétifien.

Parmi ses affluents, d'El Adjiba jusqu'à l'embouchure :

Oued Boussalam, oued Seddouk, oued Boutouab, oued Amassine et oued Amizour en rive droite.

Ighzer Amokrane, oued Béni Mellikeuch, oued Tikseridène, oued Roumila, oued El Kseur et oued Ghir en rive gauche.

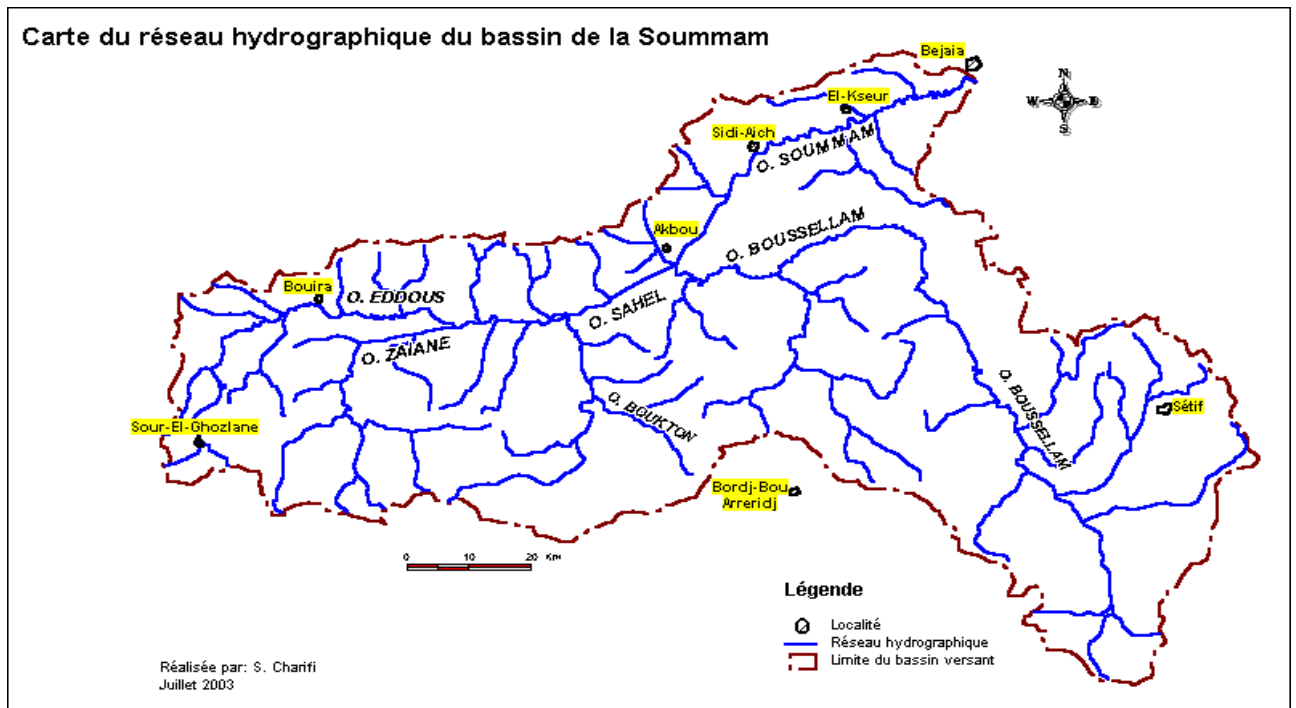


Fig IV.6. Réseaux hydrographiques du bassins versants de Soummam.

Affluents	Superficie du bassin (Km)	Position par rapport à	Apports (m <sup>3</sup> /an)
Oued Sahel	3800	Amont	/
Oued Boussellam	4300	Amont	/
Oued Ighzer Amokrane	80	Rive droite	12.106
Oued R'mila	100	Rive droite	28.106
Oued EL-kseur	55	Rive droite	12.106
Oued Ghir	50	Rive droite	12.106
Oued Amizour	55	Rive droite	
Oued Amassine	195	Rive droite	15.106
Oued Imoula	40	Rive droite	4.106
Oued Seddouk	125	Rive droite	10.106

Tab IV.5. Principaux affluents de l'Oued Soummam.



#### IV.4. Barrage de Tilesdit

**Situation :** Le barrage de TILSEDIT est implanté sur Oued Eddous, à 18 km à l'est de la ville de Bouira et à 4 km de la route nationale n° 5 sur les coordonnées 36° 13' 22" N, 4° 14' 23" E

Il est destiné à :

L'alimentation en eau potable de la ville de Bouira, des Communes limitrophes (Bechloul, El-Asnam, El-Adjiba Oued-El-Derdi, Ahl-El-Ksar), et des communes Sud-Est (Tagdit, Oukhris, Mesdours, Ouled-Rached, Hadjr Zerga).

L'alimentation de la zone industrielle de Sidi Khaled.

L'irrigation des périmètres Plateau d'El Asnam, et la vallée du Sahel



**Fig IV.7** Situation de barrage TELSDIT.

#### Caractéristiques du barrage:

##### Bassin versant principal:

- Apport moyen annuel : 65 Hm<sup>3</sup>/an
- Apport solide moyen annuel : 0.692 Hm<sup>3</sup>/an
- Type de barrage : digue en terre avec noyau vertical
- Volume mort : 2.451 Hm<sup>3</sup>
- Capacité initiale : 167 Hm<sup>3</sup>
- Volume régularisé : 73 Hm<sup>3</sup>/an
- Cote retenue normale (RN) : 454.30 m
- Cote des plus haut eaux (PHE) : 457 m



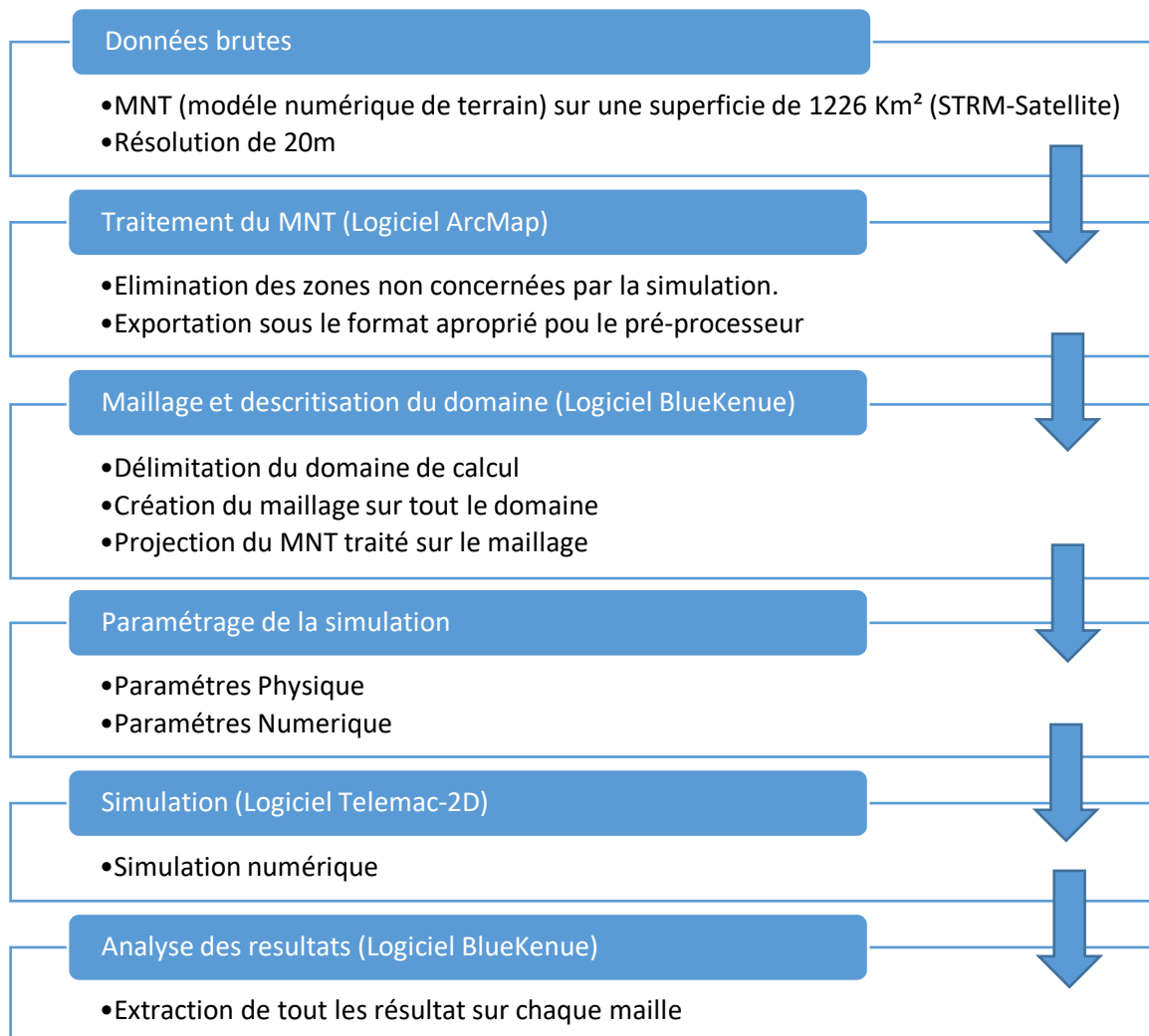
## CHAPITRE V :

### PARAMETRAGE DES SIMULATIONS DES DIFFERENTS SCENARIOS

#### V.1. Organigramme de la simulation

Le code TELEMAC-2D résout les équations d'écoulement de surface libre moyennées en profondeur, élaborés par Barré de Saint-Venant en 1871 donc pour cette étude, il est appliqué pour la simulation de l'onde de rupture du barrage de Tilesdit.

Pour toutes les variantes des scénarios simulés les étapes globales sont identiques et représentés sur l'organigramme suivant :



**Fig V.1.**Organigramme de la simulation



## V.2. Choix des scénarios et mode de rupture

Le scénario choisi pour la présente étude est un scénario d'apports normaux où l'onde de rupture se propage comme une crue altérant brutalement le régime permanent de la rivière en aval et comme une onde négative de vidange remontant la retenue. Et comme le barrage de Tilesdit est un barrage en terre à noyau argileux, les deux modes de rupture décrit dans le (Chapitre I) sont traités :

### V.2.1. Cas de rupture totale instantanée :

Ce mode de rupture est généralement associé aux barrages en béton, mais les analyses antérieures de rupture des barrages en remblai montrent que ces derniers ne sont pas à l'abri, et l'effondrement de la digue peut prendre lieu quelques secondes après la formation de la brèche, ou la prise en compte de ce cas est nécessaire

Dans le logiciel de calcul le barrage est considéré comme un mur qui tient l'eau à l'amont et qui va disparaître au début de la simulation (en  $t=0$ ).

### V.2.2. Cas de rupture partielle graduelle

C'est le cas le plus fréquent pour les barrages en remblai, ce mode suppose l'arrachement progressif et le transport des éléments constitutifs de l'ouvrage par l'écoulement et donc un démarrage assez lent et une accélération progressive pour parvenir à l'équilibre dicté par le comportement de la retenue dont la brèche se forme au milieu ou sur l'un des côtés de la digue graduellement.

Le processus de formation progressive de la brèche est pris en compte dans le logiciel de calcul, en définissant deux paramètres (la durée  $t_b$ , et la longueur  $l$ ) de la brèche, parmi plusieurs travaux qui ont été réalisés dans ce contexte :

Froehlich (2008)

$$l = 0.27k_0V^{0.32}H_b^{0.04} \quad (\text{V. 1})$$

$$t_b = 63.2 \sqrt{\frac{V}{gH_b^2}} \quad (\text{V. 2})$$

Marche (2008):

$$l = 0.657K_0\sqrt[4]{Vh} \quad (\text{V. 3})$$

$$t_b = 7.14 \times 10^{-3} \frac{V^{0.47}}{h^{0.9}} \quad (\text{V. 4})$$

$V (m^3)$  Volume d'eau dans la retenue,  $h(m)$  hauteur d'eau dans la retenue,  $H_b(m)$  hauteur du barrage,  $k_0 = 1$  pour rupture par submersion  $k_0 = 0.7$  pour rupture par érosion interne

$K_0 = 1.3$  pour rupture par submersion  $K_0 = 1$  pour les autres cas.



### V.3. Maillage et discrétisation du domaine

La taille du domaine de simulation est d'environ 43 km x 28 km. Un maillage triangulaire est construit sur ce domaine. Il est affiné dans la vallée de la rivière et l'ensemble des autres affluents (en aval du barrage) et sur les berges.

Deux maillages sont testés:

#### V.3.1. Maillage large

131922 éléments triangulaires, et 67078 nœuds.

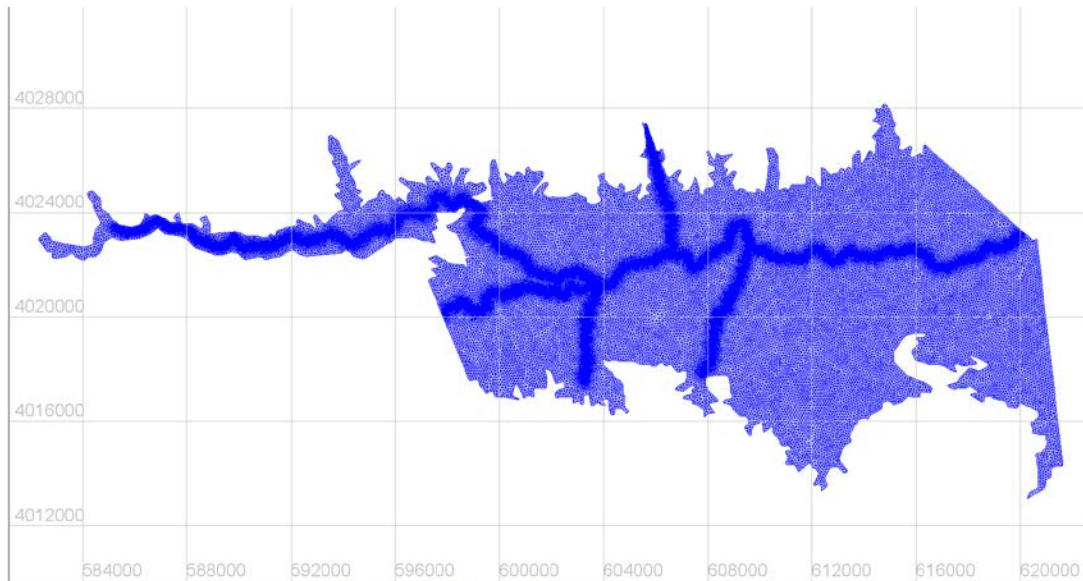


Fig V.2. Maillage large

#### V.3.2. Maillage fin

301000 éléments triangulaires, et 155761 nœuds

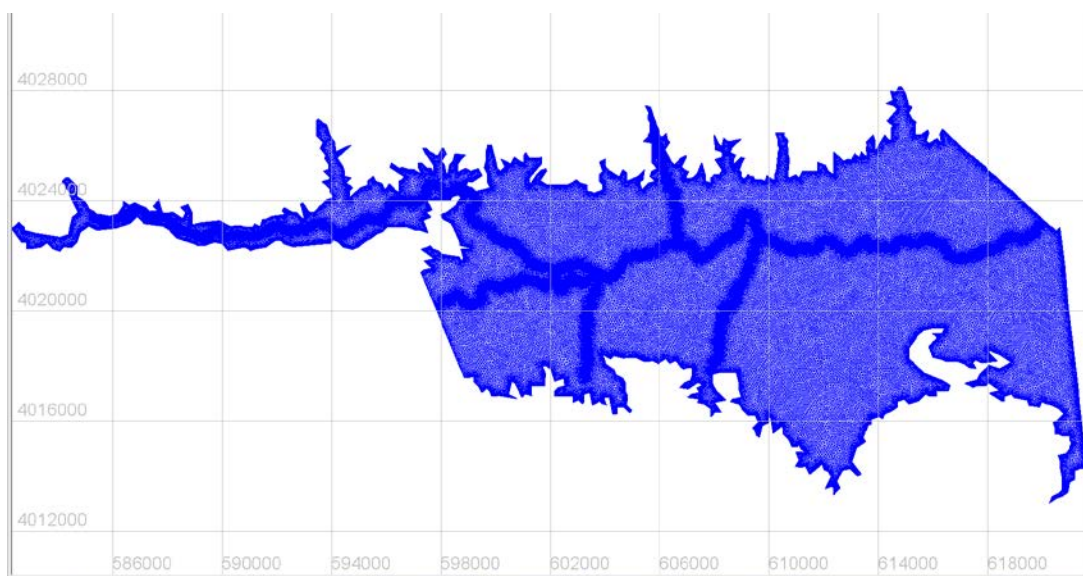
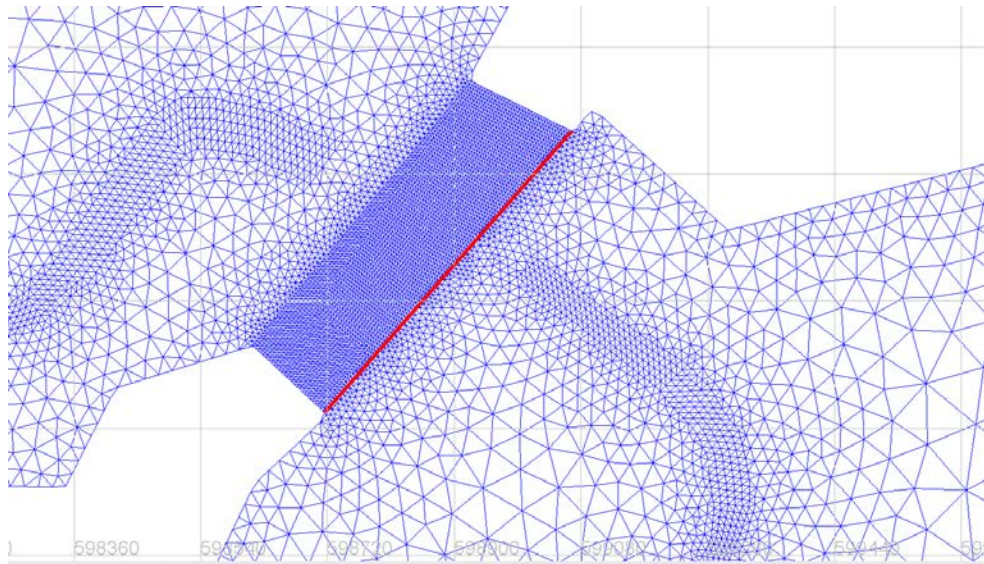


Fig V.3. Maillage fin



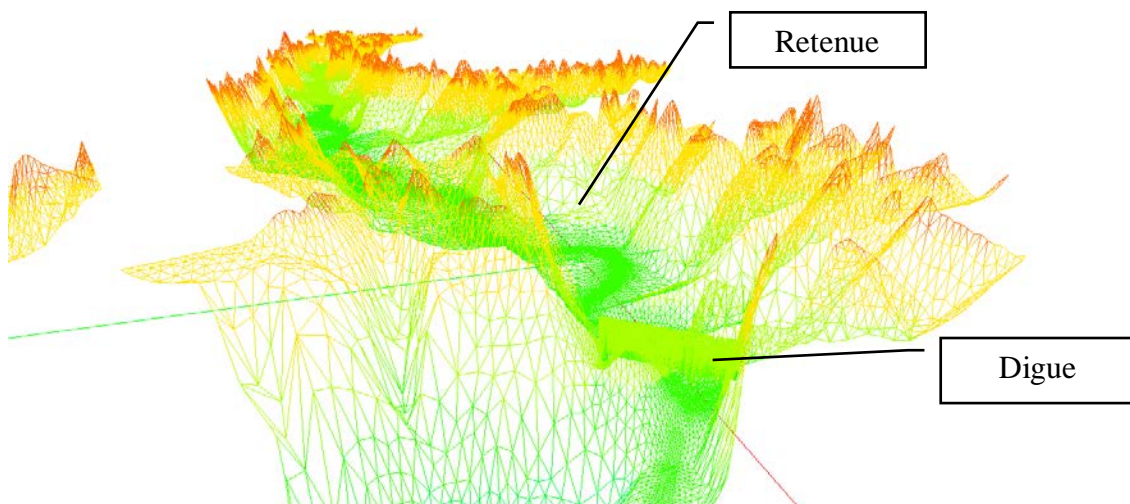
### V.3.3. Maillage du barrage

**Pour le cas de rupture totale instantanée :** Le barrage est modélisé par une ligne droite entre les points de coordonnées (599000.399 m, 4024533.577 m) et (598676.297 m, 4024139.038 m). Son emplacement est indiqué sur la (Fig V.4) (Pour le maillage large et fin).



**Fig V.4.** Maillage du barrage Pour le cas de rupture totale instantanée (2D)

**Pour le cas de rupture partielle graduelle :** le barrage a été créé par modification du fond afin de modéliser la formation graduelle de la brèche (seulement pour le maillage fin)



**Fig V.5.** Maillage du barrage pour le cas de rupture partielle graduelle (3D)



#### V.4. Paramètres numériques

Plusieurs schémas numériques et maillages sont couplés et testés. Les conditions initiales et limites restent les mêmes pour les deux schémas « éléments finis » et « volumes finis ».

##### V.4.1. Conditions initiales

Au début de la simulation, le barrage est supposé intact et le réservoir est plein ou le niveau des plus hautes eaux est pris comme le niveau de la surface libre (NPHE = 457m). Il n'y a pas d'eau dans la vallée en aval, et pas de vitesse dans tout le domaine.

##### V.4.2. Conditions aux limites

Les frontières sont solides partout et considérées comme des murs solides où il n'y a pas de frottement sur les murs solides, sauf à l'aval où une courbe de tarage est imposée pour l'évacuation de la crue de rupture hors domaine, et pour éviter le reflet de l'onde et l'accumulation. Le fond est considéré comme une frontière solide avec une rugosité.

Z (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Z(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)
278.00	500.00	290.00	1700.00
278.50	550.00	290.50	1750.00
279.00	600.00	291.00	1800.00
279.50	650.00	291.50	1850.00
280.00	700.00	292.00	1900.00
280.50	750.00	292.50	1950.00
281.00	800.00	293.00	2000.00
281.50	850.00	293.50	2050.00
282.00	900.00	294.00	2100.00
282.50	950.00	294.50	2150.00
283.00	1000.00	295.00	2200.00
283.50	1050.00	295.50	2250.00
284.00	1100.00	296.00	2300.00
284.50	1150.00	296.50	2350.00
285.00	1200.00	297.00	2400.00
285.50	1250.00	297.50	2450.00
286.00	1300.00	298.00	2500.00
286.50	1350.00	298.50	2550.00
287.00	1400.00	299.00	2600.00
287.50	1450.00	299.50	2650.00
288.00	1500.00	300.00	2700.00
288.50	1550.00	300.50	2750.00
289.00	1600.00	301.00	2800.00
289.50	1650.00	301.50	2850.00

**Tab V.1.** Courbe de tarage imposée à l'aval.



### V.4.3. Solveur :

Pour ce cas de test, sept simulations différentes sont exécutées. Les caractéristiques suivantes sont communes à tous les cas:

- Solveur: GMRES (méthode généralisée résiduelle minimale)
- Option du solveur: 7 (dimension de l'espace de Krylov)
- Précision:  $10^{-8}$ , avec un nombre maximum d'itérations 200;
- Loi du frottement sur le fond : Loi de Strickler (plusieurs valeur de  $K_s$  sont testés aussi)
- Pas de temps  $\Delta T = 1s$ .

### V.5. Paramètres physiques

Dans les simulations, la force de Coriolis et l'effet du vent ne sont pas pris en compte. Outre, la viscosité effective (moléculaire + turbulente) est fixée comme constante et égale à  $1 \text{ m}^2/\text{s}$  dans les directions horizontales.

### V.6. Récapitulation des variantes de calcul

Simulation	Mode de rupture	Coefficient de Strickler ( $K_s$ )	Type de Maillage	Schéma numérique
SIM (1)	Totale Instantanée	30	Fin	Eléments finis
SIM (2)	Totale Instantanée	20	Fin	Eléments finis
SIM (3)	Totale Instantanée	50	Fin	Eléments finis
SIM (4)	Totale Instantanée	30	Large	Eléments finis
SIM (5)	Totale Instantanée	30	Fin	Volumes finis
SIM (6)	Partielle Graduelle	30	Fin	Volumes finis
SIM (7)	Partielle Graduelle	30	Fin	Eléments finis

**Tab V.2.** Liste des variantes choisîtes pour chaque simulation

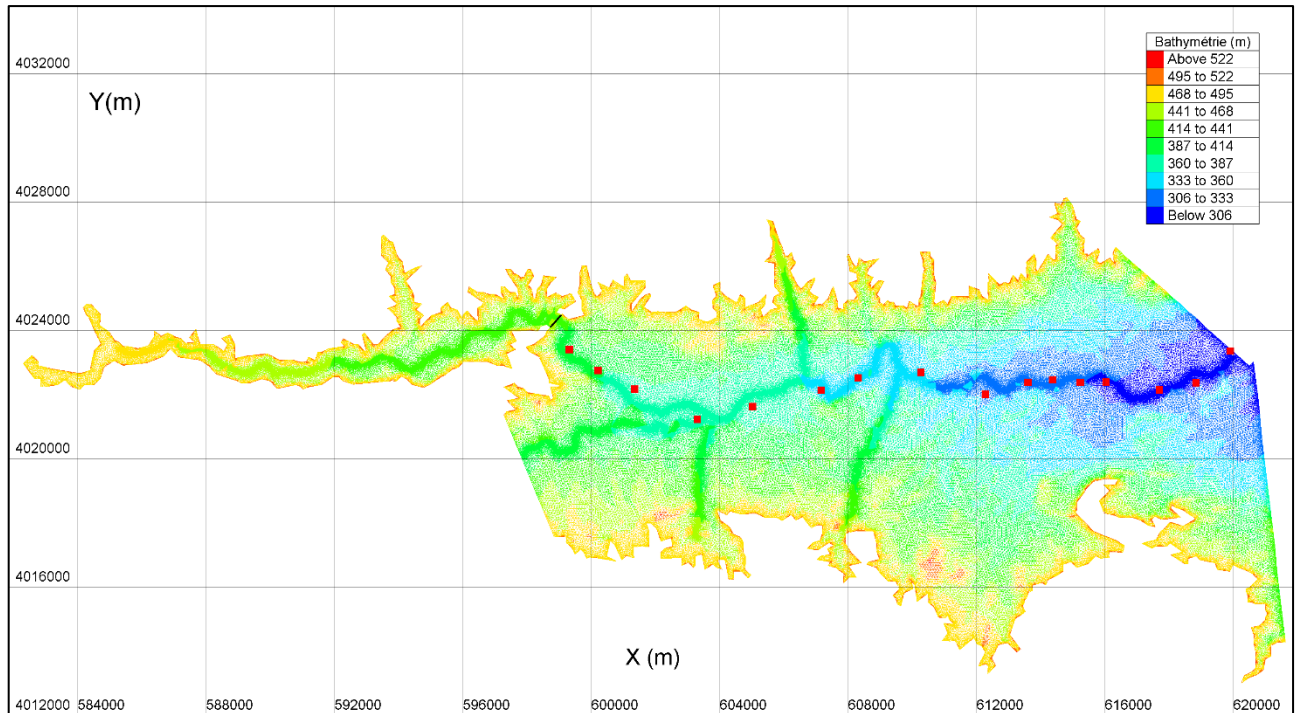


## CHAPITRE VI :

### RESULTATS ET DISCUSSION

#### Introduction :

Afin d'évaluer la précision des schémas testés et leurs paramètres, les résultats sont comparés au niveau des points de contrôle situés le long de la vallée :



**Fig VI.1.** Situations des points de contrôle sur le maillage

Points de contrôle	X-Coordonnée	Y-Coordonnée	Distance /Barrage (m)	Points de contrôle	X-Coordonnée	Y-Coordonnée	Distance /Barrage (m)
P1	599314.25	4023418	996	P9	612275.5	4022021.5	13549
P2	600203.813	4022761.25	2027	P10	613601.313	4022397.25	14809
P3	601347.375	4022186.5	3248	P11	614369.063	4022478	15559
P4	603302.75	4021240.25	5363	P12	615231.125	4022388	16427
P5	605022.75	4021636	6664	P13	616030.875	4022403.75	17212
P6	607156.875	4022154	8505	P14	617701.938	4022166	18901
P7	608308.125	4022533	9562	P15	618833.438	4022379.5	20006
P8	610262.063	4022703.5	11460	P16	619907.75	4023365	20993

**Tab VI.1.** Coordonnées des points de contrôle et leur distance par rapport au barrage.



### VI.1. Influence du Maillage :

Pour savoir l'effet du Maillage sur la simulation de l'onde de rupture, les résultats des simulations Suivantes sont comparés au niveau des points de contrôles, en changeant seulement le type du maillage.

Simulation	Mode de rupture	Coefficient de Strickler ( $K_s$ )	Type de Maillage	Schéma numérique
SIM (1)	Totale Instantanée	30	Fin	Eléments finis
SIM (4)	Totale Instantanée	30	Large	Eléments finis

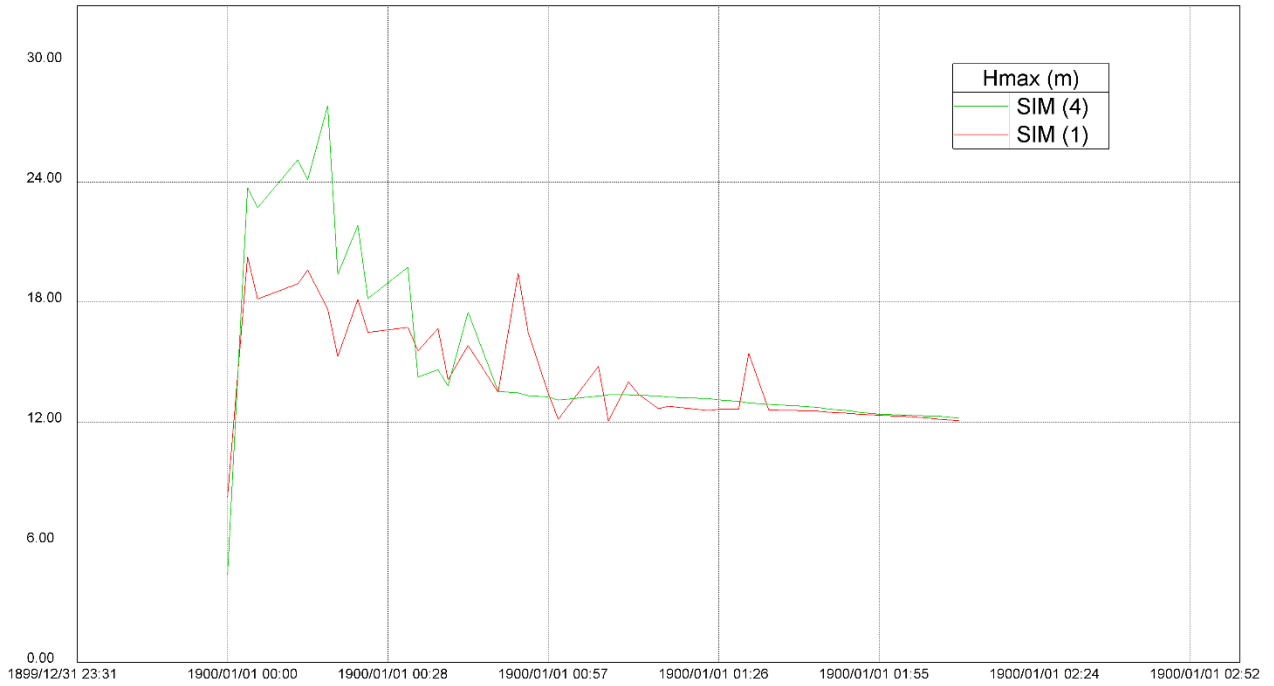
Points de contrôle	SIM (1) [21 M :23 S]			SIM (4) [7 M : 7 S]		
	Temps d'arrivé (S)	H max (m)	UV max (m/s)	Temps d'arrivé (S)	H max (m)	UV max (m/s)
P1	106	9.82	2.61	92	12.06	2.47
P2	149	9.01	4.09	119	10.80	5.51
P3	400	5.70	4.05	340	7.47	6.43
P4	944	8.65	7.07	778	10.39	7.14
P5	1505	10.04	3.74	1237	12.18	4.96
P6	2360	4.32	5.29	1882	5.80	6.59
P7	2749	9.04	3.38	2193	10.45	4.47
P8	3736	6.49	1.55	2978	8.41	3.35
P9	4476	3.56	4.70	3622	4.84	5.94
P10	5092	8.98	6.43	4161	10.49	6.56
P11	5406	5.27	6.11	4422	6.45	7.21
P12	5845	5.24	7.74	4764	6.18	8.21
P13	6120	7.77	4.67	4999	8.72	5.31
P14	6756	5.03	3.94	5520	6.50	4.49
P15	7058	5.64	4.26	5779	8.47	4.15
P16	7549	4.65	4.22	6233	7.57	4.63

**Tab VI.2.** Résultats des simulations SIM (1) -SIM (4)

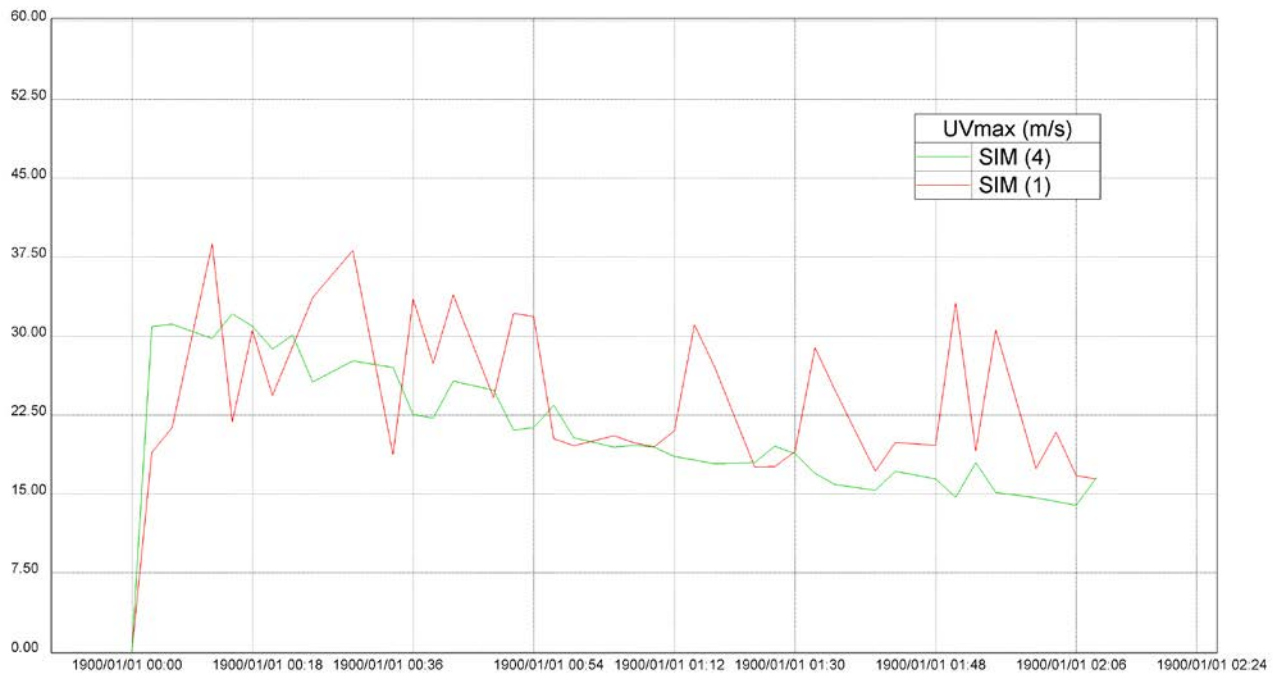
Les résultats montrent que l'onde prend plus de temps sur un maillage fin pour arriver aux points de contrôle que sur un maillage large, ce qui est bien manifesté par la différence remarquable des hauteurs et vitesses maximums sur chaque point de contrôle, dont le maillage large donne des valeurs plus élevées par rapport au maillage Fin.

En effet, la méthode des éléments finis consiste à interpoler la valeur des fonctions à l'intérieur des mailles, donc plus la maille est grande, plus l'écart entre la valeur « réelle » de la fonction et sa valeur interpolée sera grand.

Cependant, un maillage fin implique un grand nombre de mailles et de nœuds, donc nécessite une grande puissance et un long temps de calcul.



**Fig VI.2.** Variation temporelle de Hmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (4)



**Fig VI.3.** Variation temporelle de UVmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (4)



## VI.2. Effet de frottement

Pour savoir l'effet de frottement représenté par le coefficient de Strickler ( $K_s$ ) sur l'écoulement les résultats des simulations Suivantes sont comparés, en changeant seulement le coefficient de Strickler

Simulation	Mode de rupture	Coefficient de Strickler ( $K_s$ )	Type de Maillage	Schéma numérique
SIM (1)	Totale Instantanée	30	Fin	Eléments finis
SIM (2)	Totale Instantanée	20	Fin	Eléments finis
SIM (3)	Totale Instantanée	50	Fin	Eléments finis

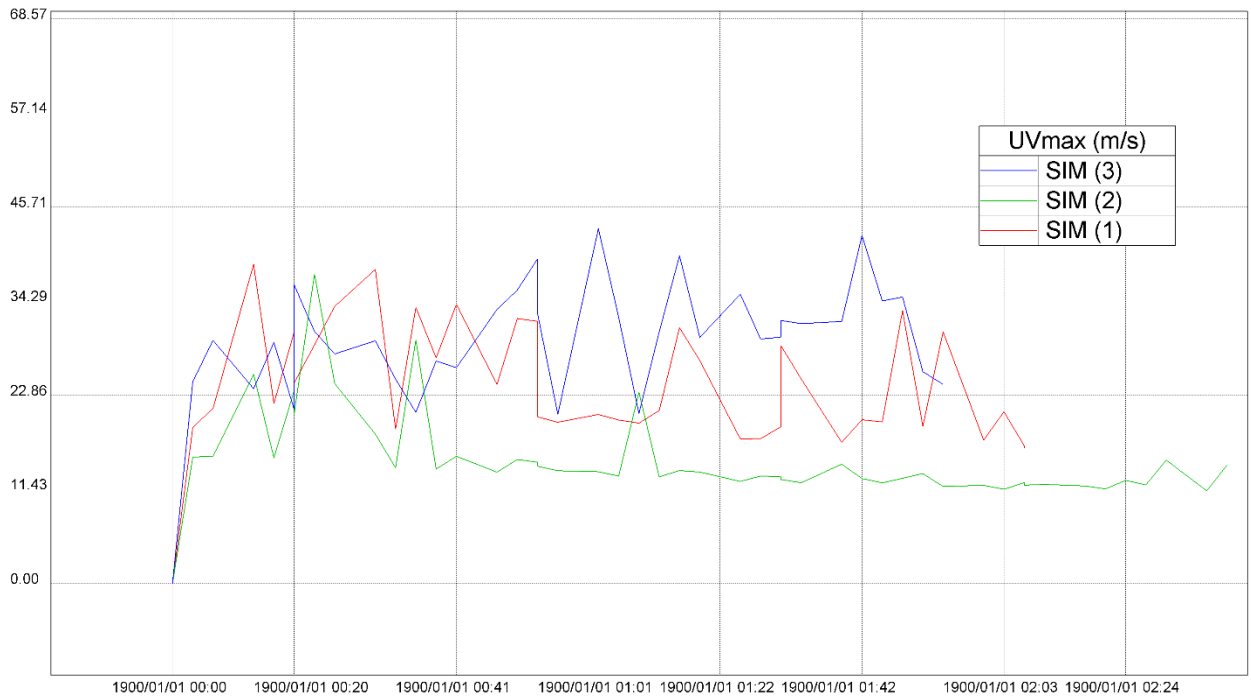
Points de contrôle	SIM (1) [21 M :23 S]			SIM (2) [38 M : 44 S]			SIM (3) [20 M : 17 S]		
	Temps d'arrivé (S)	H max (m)	UV max (m/s)	Temps d'arrivé (S)	H max (m)	UV max (m/s)	Temps d'arrivé (S)	H max (m)	UV max (m/s)
P1	106	9.82	2.61	117	10.85	1.65	79	8.89	3.99
P2	149	9.01	4.09	210	9.28	3.57	125	9.61	4.88
P3	400	5.70	4.05	491	6.50	3.50	340	5.30	5.06
P4	944	8.65	7.07	1147	8.74	5.72	785	8.93	8.40
P5	1505	10.04	3.74	1837	10.50	3.18	1215	9.60	4.98
P6	2360	4.32	5.29	2900	4.99	3.51	1868	2.95	6.91
P7	2749	9.04	3.38	3367	9.32	3.21	2168	8.82	3.29
P8	3736	6.49	1.55	4497	6.81	1.36	2992	6.14	2.85
P9	4476	3.56	4.70	5430	3.83	3.43	3576	3.46	6.41
P10	5092	8.98	6.43	6118	9.34	5.45	4156	8.73	7.73
P11	5406	5.27	6.11	6485	5.83	3.98	4439	4.29	6.66
P12	5845	5.24	7.74	6968	5.65	6.69	4861	4.91	8.72
P13	6120	7.77	4.67	7274	8.05	3.94	5117	7.65	5.28
P14	6756	5.03	3.94	8027	5.50	3.25	5692	4.84	5.38
P15	7058	5.64	4.26	8405	7.06	4.19	5941	5.97	5.18
P16	7549	4.65	4.22	9010	6.25	2.99	6330	5.49	3.71

**Tab VI.3.** Résultats des simulations SIM (1) - SIM (2) - SIM (3)

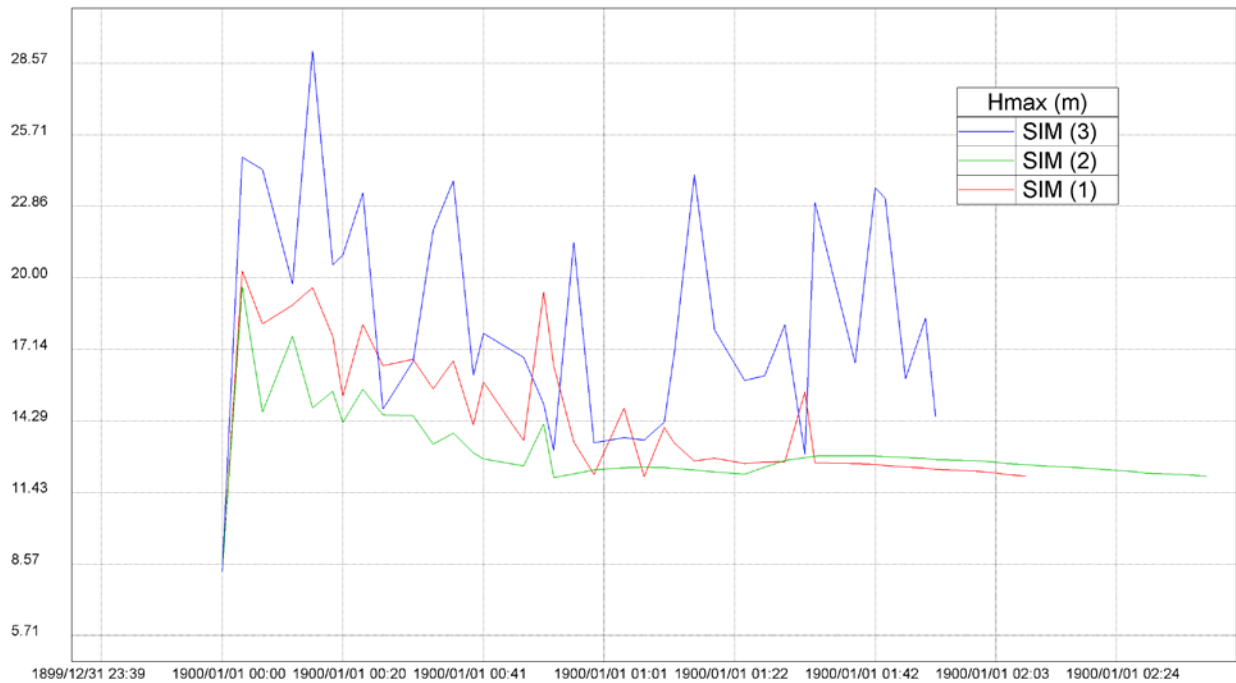
D'après les résultats le premier constat est que la hauteur d'eau varie inversement par rapport aux valeurs de ( $K_s$ ) et qu'il y a une légère différence entre les SIM (1) et SIM (3) en terme des hauteurs qui correspond respectivement au ( $K_s$ ) = 30 et ( $K_s$ ) = 50

Pour les vitesses c'est l'inverse pour un ( $K_s$ ) = 20 dans la SIM (2) les vitesses sont moins importantes par rapport aux autres simulations.

Ces remarques correspondent exactement aux formules du terme de frottement dans les équations de saint-venant qui dépend aux formule empirique de Manning-Strickler où elles supposent que la perte de charge est proportionnelle au carré de la vitesse, ce que montrent les résultats ou le temps d'arrivé au points de contrôle dans SIM (2) est largement supérieur par rapport aux SIM (1) et SIM (3).



**Fig VI.4.** Variation temporelle de Hmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (2) SIM (3)



**Fig VI.5.** Variation temporelle de UVmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (2) SIM (3)



### VI.3. Influence du schéma numérique

Le schéma des volumes finis traite les équations de Saint-Venant dans leur forme conservatrice où les discontinuités ne posent pas un problème contrairement au éléments finis qui nécessite un traitement spécial au niveau des discontinuités.

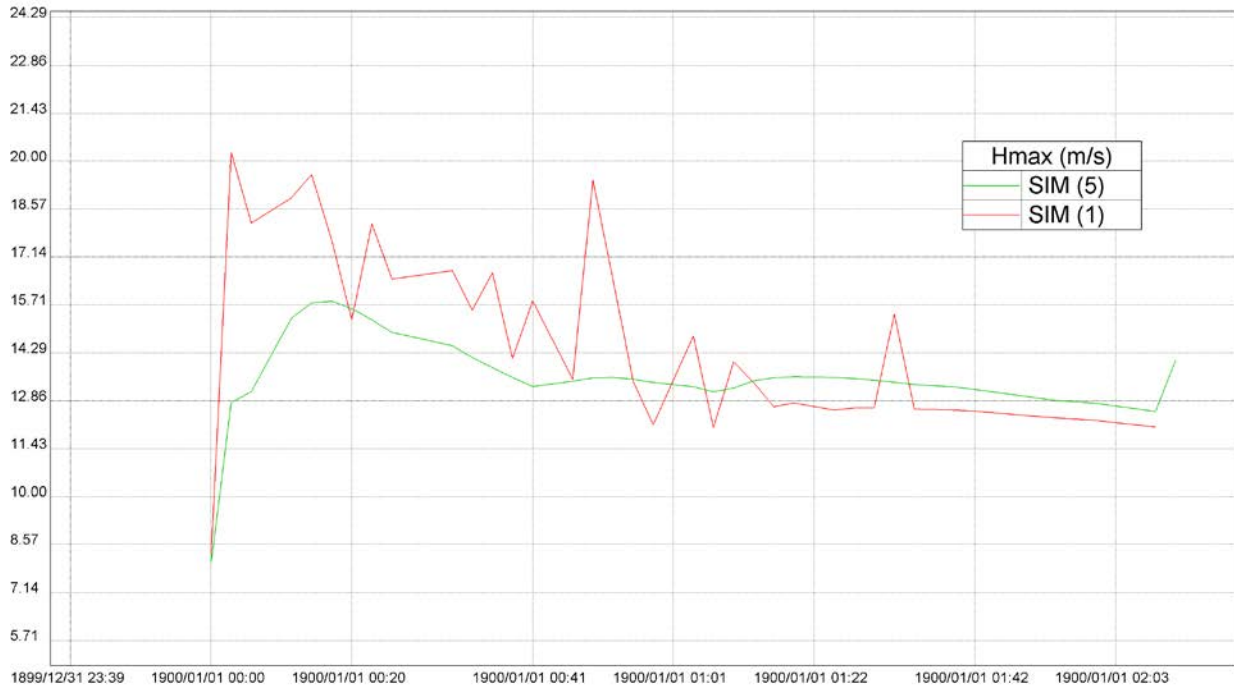
Les deux schémas ont été testés sur le même maillage et même Coefficient de Strickler ( $K_S$ ) pour distinguer leur comportement.

Simulation	Mode de rupture	Coefficient de Strickler ( $K_S$ )	Type de Maillage	Schéma numérique
SIM (1)	Totale Instantanée	30	Fin	Eléments finis
SIM (5)	Totale Instantanée	30	Fin	Volumes finis

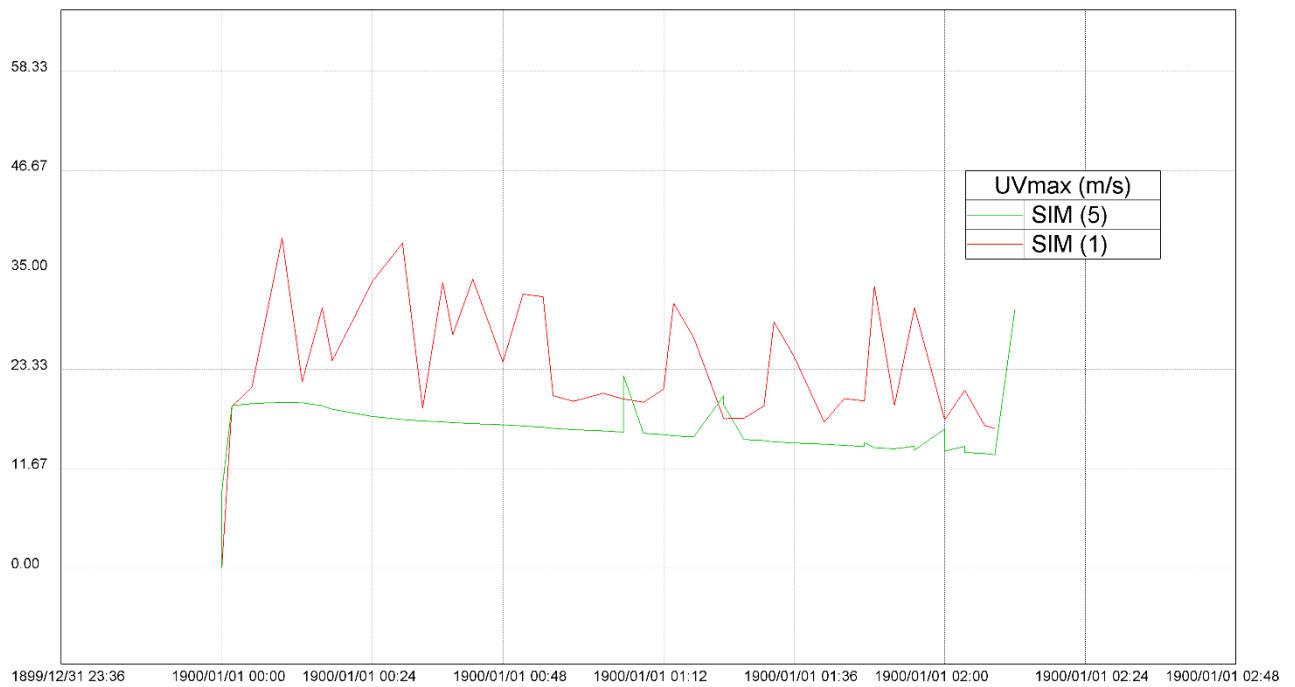
Points de contrôle	SIM (1) [21 M :23 S]			SIM (5) [3 H : 8 M : 54 S]		
	Temps d'arrivé (S)	H max (m)	UV max (m/s)	Temps d'arrivé (S)	H max (m)	UV max (m/s)
P1	106	9.82	2.61	74	11.71	3.93
P2	149	9.01	4.09	142	11.43	4.23
P3	400	5.7	4.05	402	7.65	5.07
P4	944	8.65	7.07	867	9.9	6.6
P5	1505	10.04	3.74	1373	11.79	4.01
P6	2360	4.32	5.29	2157	5.53	5.67
P7	2749	9.04	3.38	2517	10.33	3.38
P8	3736	6.49	1.55	3500	8.03	2.41
P9	4476	3.56	4.7	4143	4.85	4.68
P10	5092	8.98	6.43	4787	10.14	5.85
P11	5406	5.27	6.11	5090	6.21	5.79
P12	5845	5.24	7.74	5496	5.54	7.84
P13	6120	7.77	4.67	5764	8.29	4.62
P14	6756	5.03	3.94	6374	6.2	4.03
P15	7058	5.64	4.26	6663	8.32	4.31
P16	7549	4.65	4.22	7183	7.47	3.87

**Tab VI.4.** Résultats des simulations SIM (1) - SIM (5)

En première remarque les résultats sont très proches pour les vitesses, avec une légère différence dans la totalité des hauteurs les deux schémas numériques semblent identique excluant la durée des simulations, dont le schéma des volumes finis prend 9 fois de temps par rapport au schéma des éléments finis. A l'opposé de l'approche aux différences finies, si la forme intégrale est utilisée dans la formulation du problème, alors le domaine est discrétisé en volumes ou cellules. Subséquemment, les lois de conservation sous forme intégrale ou faible sont alors appliquées à ces volumes élémentaires, ce qui rend la simulation assez lente.



**Fig VI.6.** Variation temporelle de Hmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (5)



**Fig VI.7.** Variation temporelle de UVmax sur tout le domaine SIM (1) SIM (5)



#### VI.4. Le cas d'une rupture partielle graduelle

C'est le même cas précédent sauf que le mode de rupture est partiel graduel ou une brèche est formé graduellement et évolue au cours du temps généralement c'est le cas le plus souvent pour les barrages en remblai.

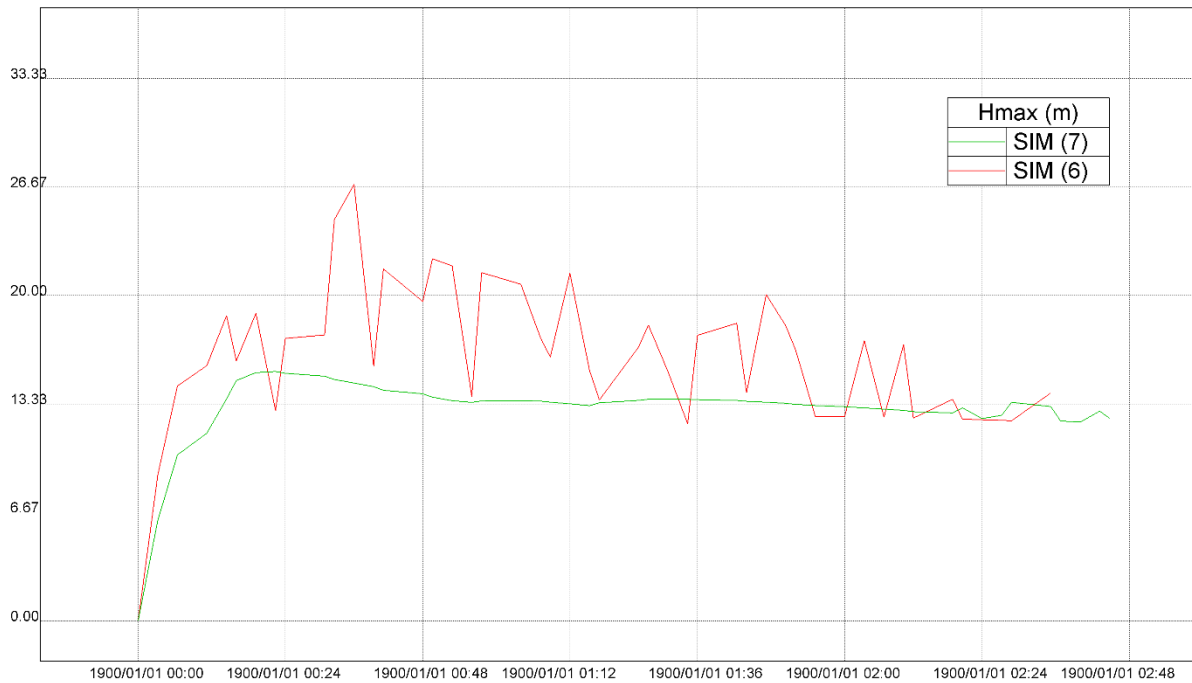
Simulation	Mode de rupture	Coefficient de Strickler ( $K_s$ )	Type de Maillage	Schéma numérique
SIM (6)	Partielle Graduelle	30	Fin	Eléments finis
SIM (7)	Partielle Graduelle	30	Fin	Volumes finis

Points de contrôle	SIM (6) [58 M : 10 S]			SIM (7) [8 H : 50 M : 52 S]		
	Temps d'arrivé (S)	H max (m)	UV max (m/s)	Temps d'arrivé (S)	H max (m)	UV max (m/s)
P1	243	8.71	2.76	202	11.19	2.36
P2	297	7.99	4.66	244	10.8	5.09
P3	618	4.9	3.18	556	7.19	3.92
P4	1265	7.69	6.71	1081	9.49	6.63
P5	1909	9.45	3.35	1624	11.6	4.67
P6	2894	4.13	4.89	2451	5.6	3.79
P7	3317	8.87	2.88	2822	10.39	3.66
P8	4397	6.37	1.41	3834	8.21	2.9
P9	5164	3.08	4.73	4468	4.78	3.83
P10	5801	8.92	6.4	5094	10.31	5.56
P11	6122	5.15	6.14	5387	6.3	5.61
P12	6567	5.23	7.74	5789	5.66	8.38
P13	6853	7.77	4.99	6059	8.43	3.38
P14	7523	5.18	3.98	6669	6.34	3.78
P15	7836	7.06	4.26	6959	8.82	5.36
P16	8337	10.65	3.19	7473	12.79	5.09

**Tab VI.5.** Résultats des simulations SIM (6) - SIM (7)

Les résultats des deux simulations sont très proche, la différence n'est pas assez remarquable même avec le cas d'une rupture totale instantanée en terme des hauteurs et des vitesses d'écoulement, sauf que l'onde a pris plus de temps pour arriver aux points de contrôle dans le cas d'une rupture partielle graduelle que dans le cas d'une rupture totale instantanée, ceci est expliqué par la formation de la brèche graduelle qui libère une quantité d'eau moins importante par rapport au cas instantané.

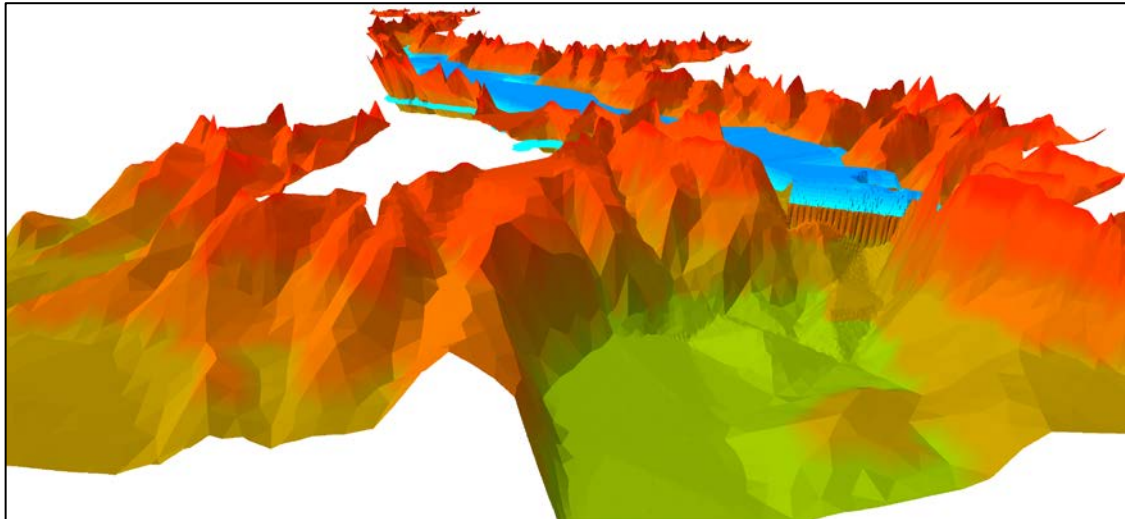
Le temps pris par le calculateur dans la SIM (7) est énorme car la formation de la brèche est simulée par une modification du fond, qui met la stabilité du schéma volumes finis en question



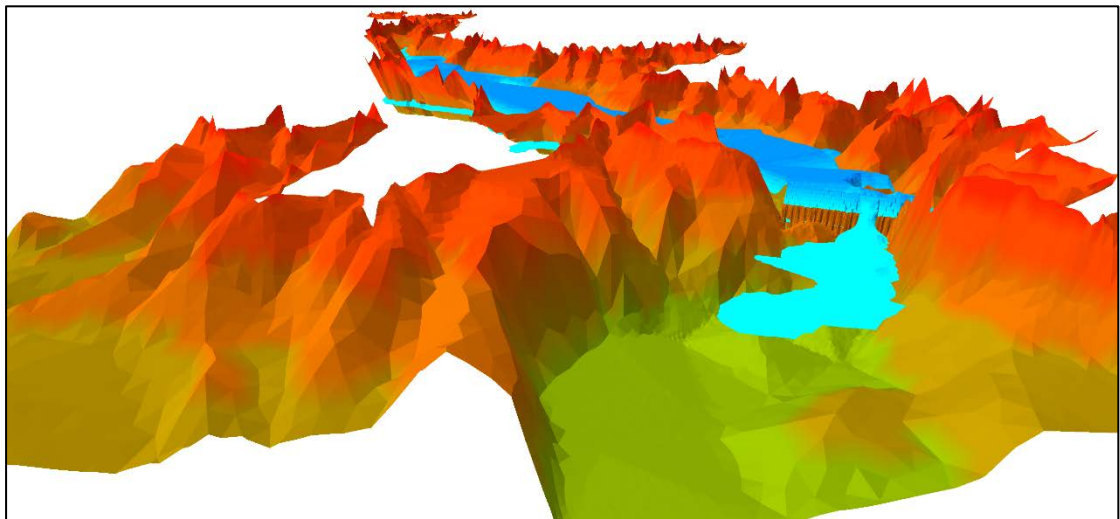
**Fig VI.8.** Variation temporelle de Hmax sur tout le domaine SIM (6) SIM (7)



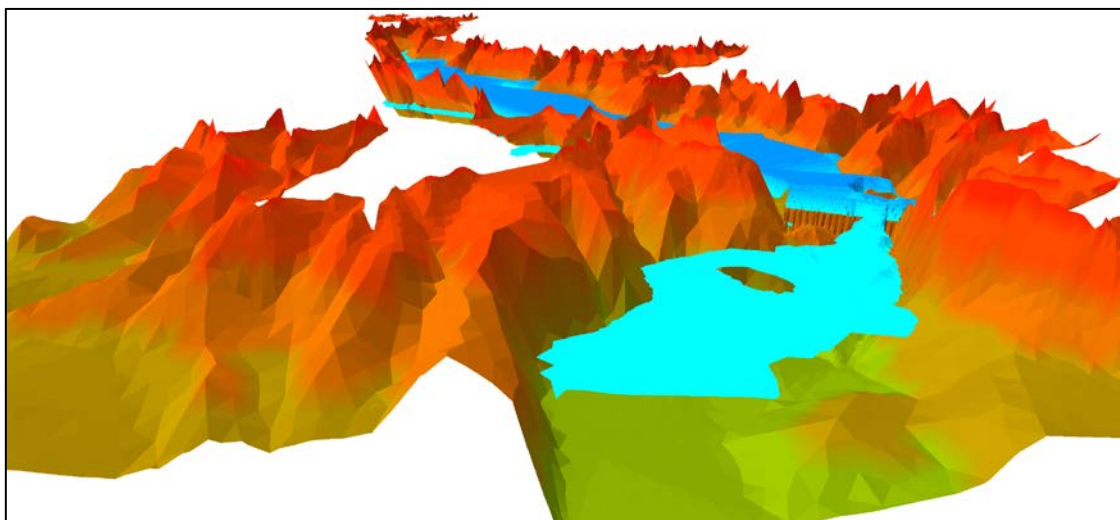
**Fig VI.9.** Variation temporelle de UVmax sur tout le domaine SIM (6) SIM (7)



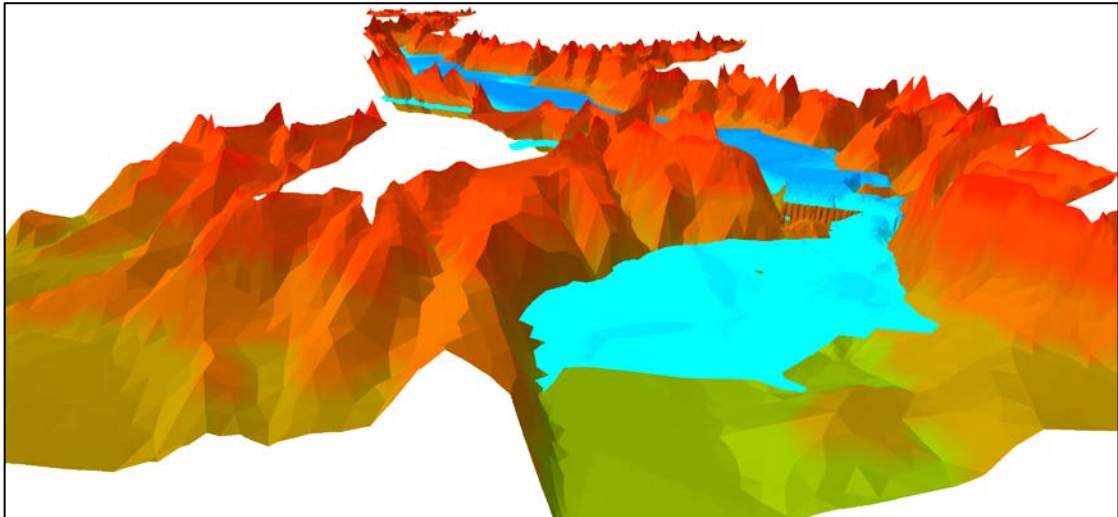
**Fig VI.10.** Formation de la brèche SIM (7) à  $t = 0s$



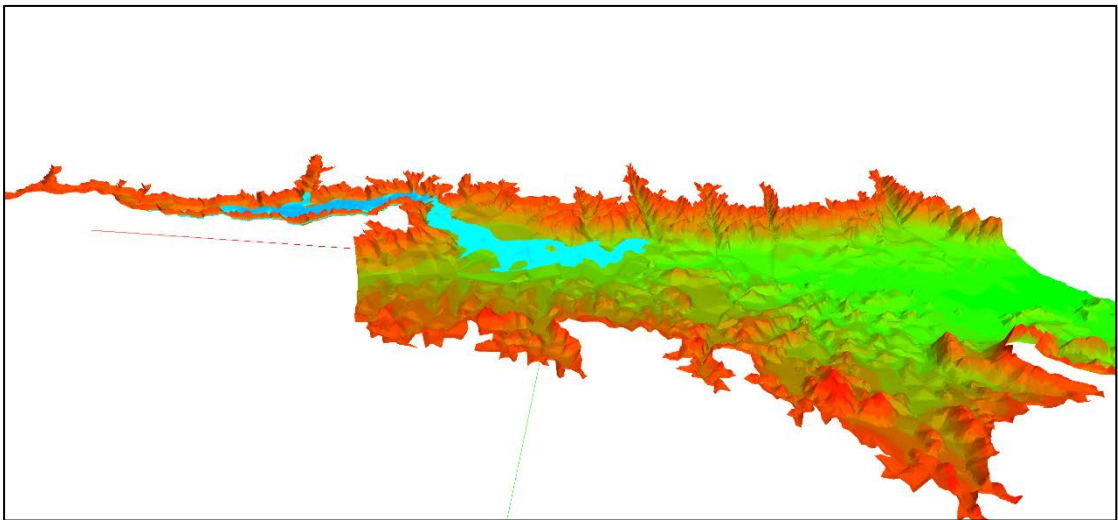
**Fig VI.11.** Formation de la brèche SIM (7) en 3D à  $t = 3min\ 20s$



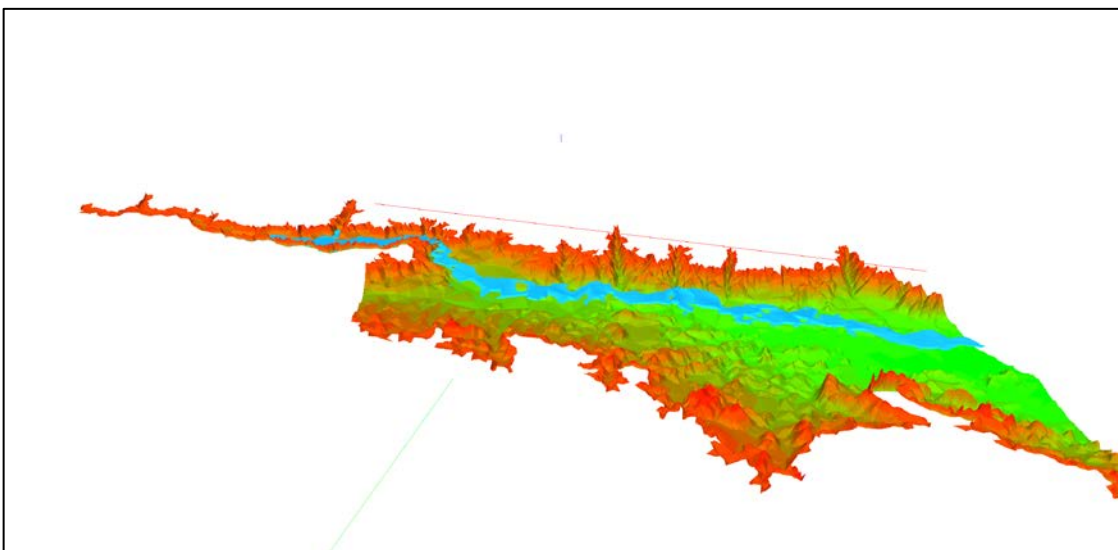
**Fig VI.12.** Formation de la brèche SIM (7) en 3D à  $t = 6min\ 40s$



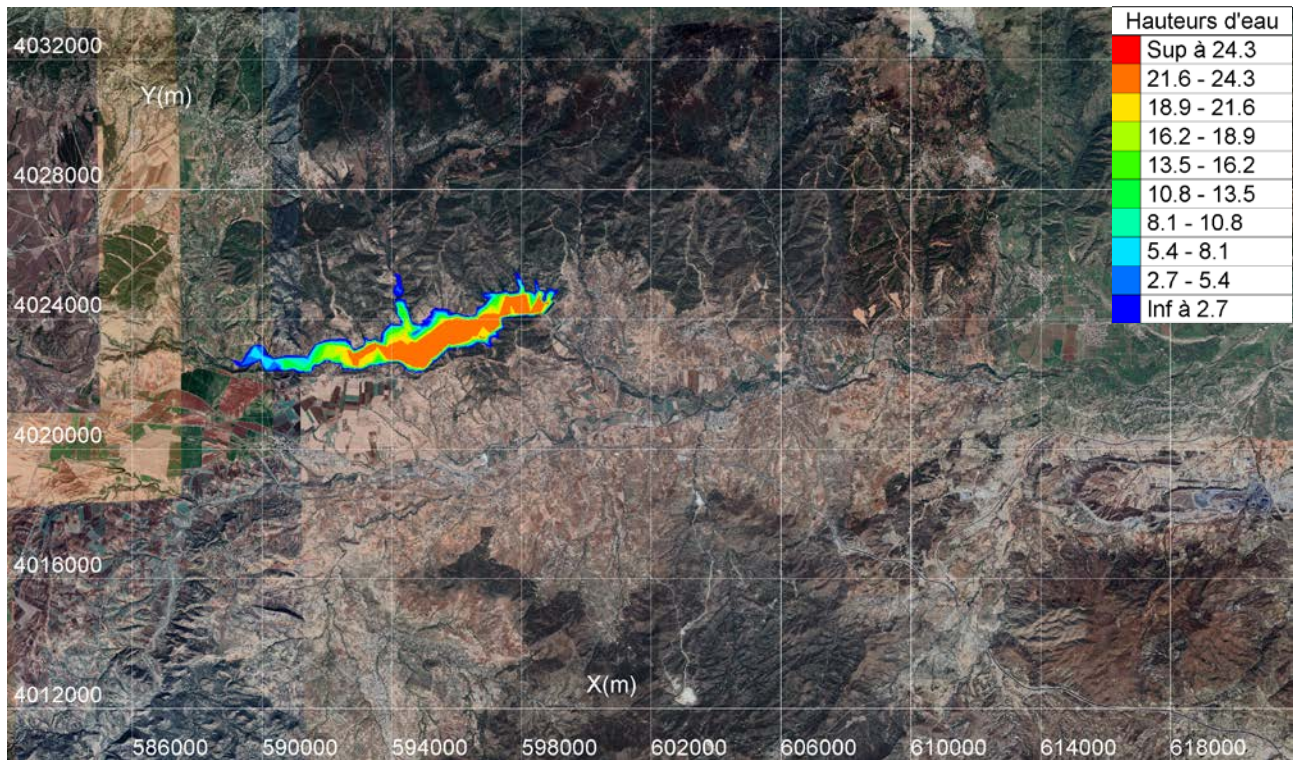
**Fig VI.13.** Evolution de l'onde de rupture SIM (7) en 3D à  $t = 40\text{min}$



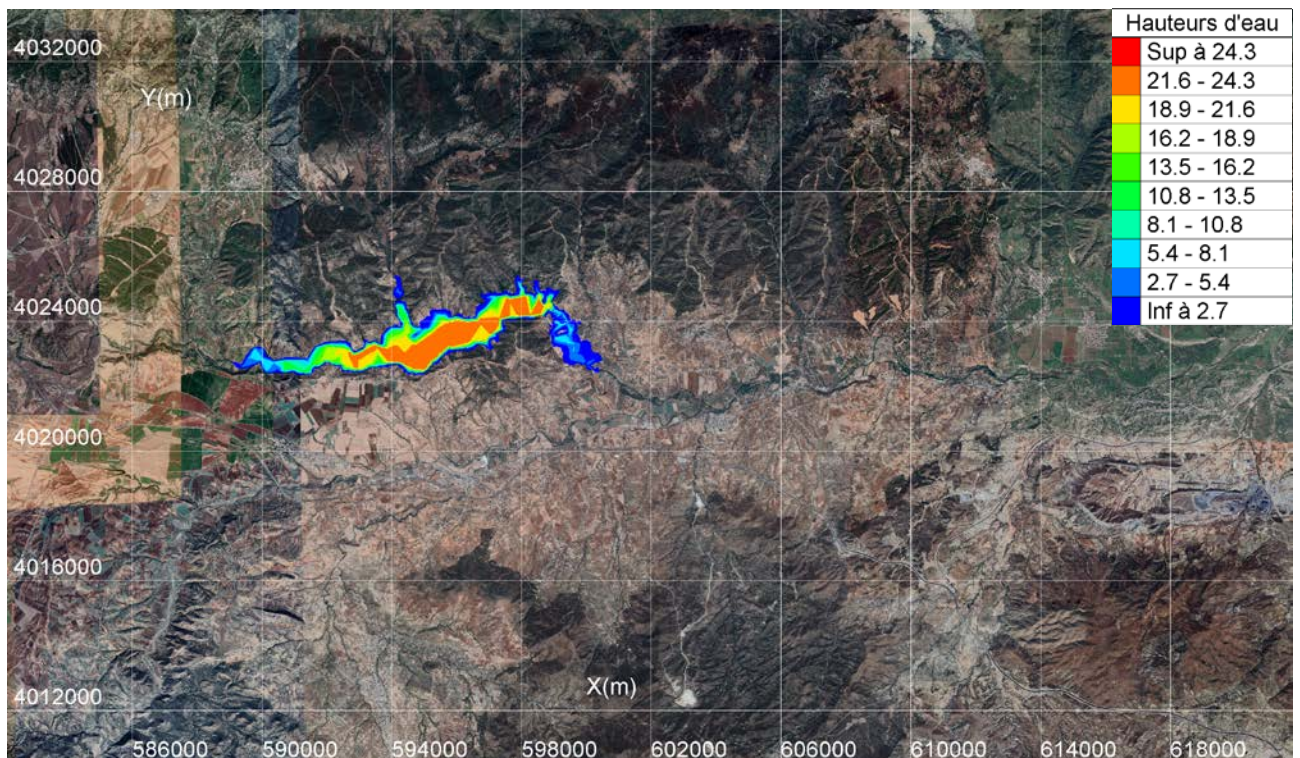
**Fig VI.14.** Evolution de l'onde de rupture SIM (7) en 3D à  $t = 1\text{h } 05\text{min}$



**Fig VI.15.** Evolution de l'onde de rupture SIM (7) en 3D à  $t = 2\text{h } 10\text{min}$



**Fig VI.16.** Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 00s



**Fig VI.17.** Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 10min

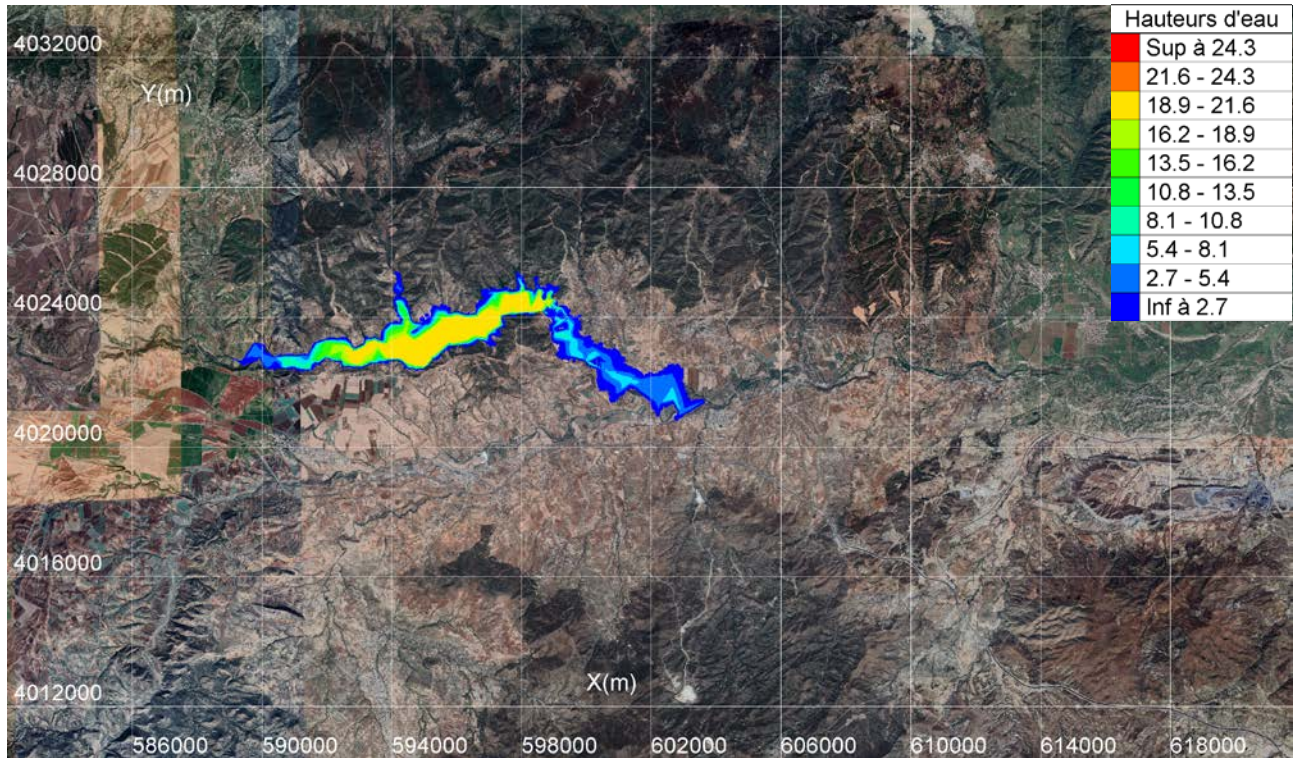


Fig VI.18. Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 26min 40s

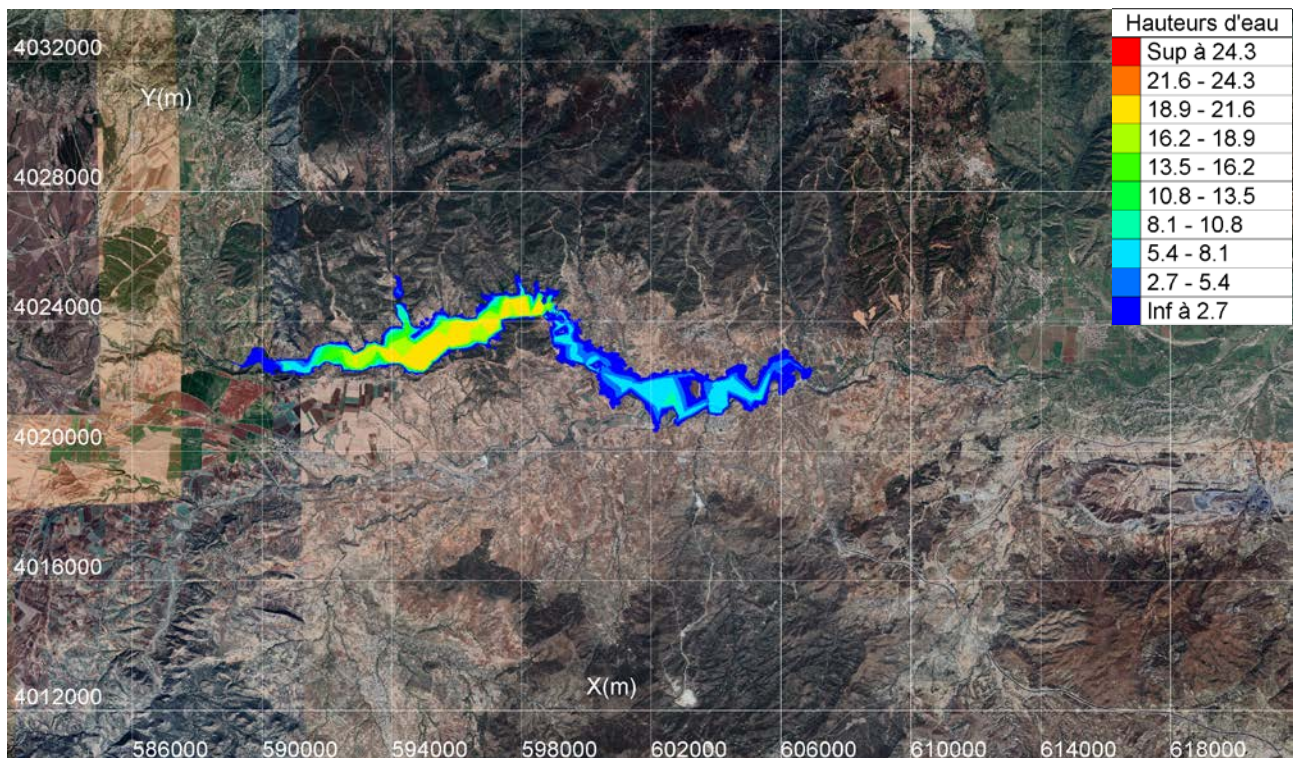
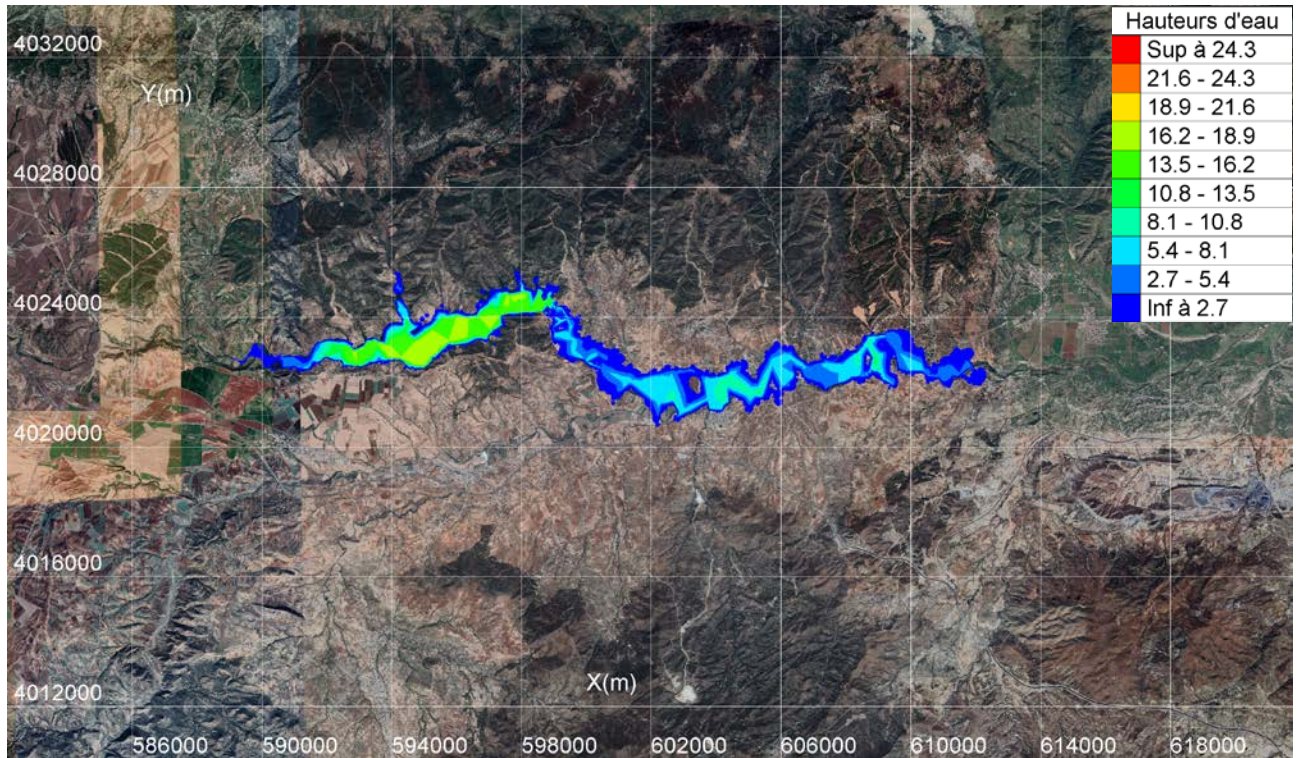
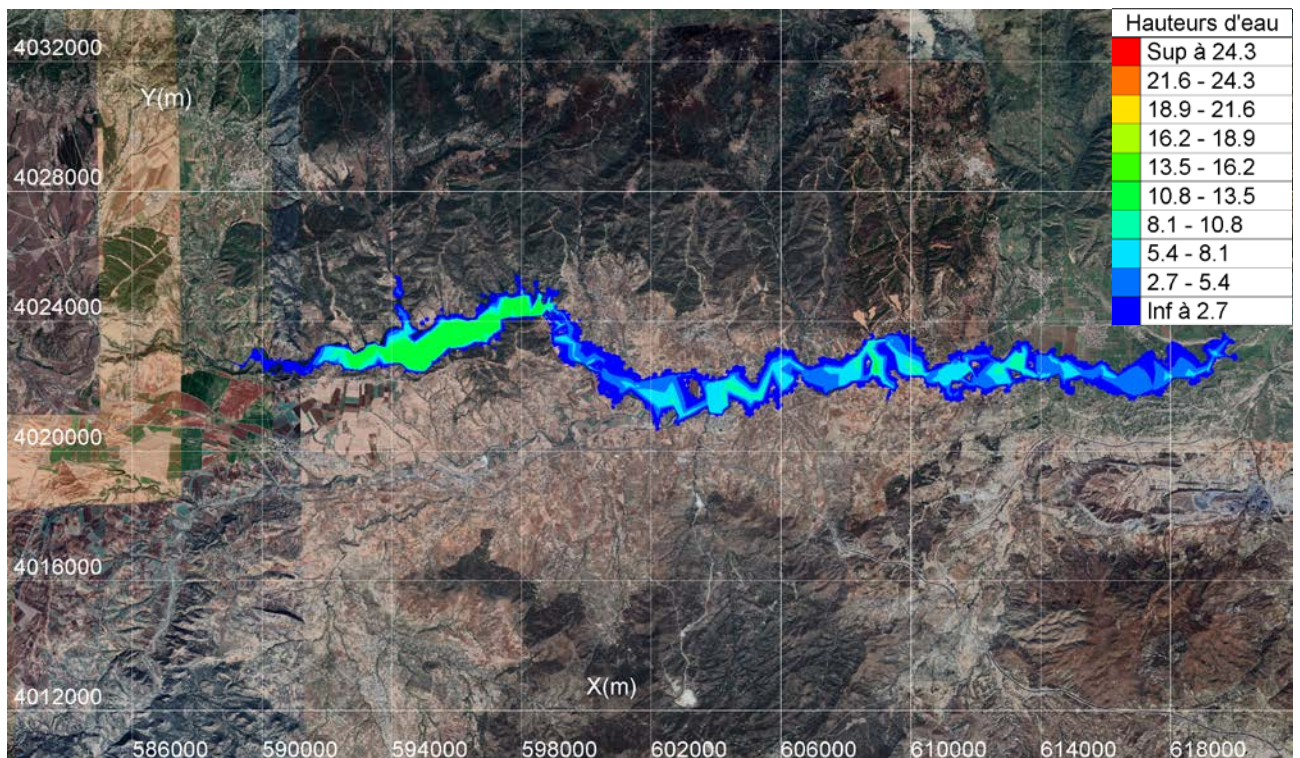


Fig VI.19. Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 50min



**Fig VI.20.** Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 1h 30min



**Fig VI.21.** Evolution de l'onde de rupture SIM (6) en 2D à t = 2h 23min

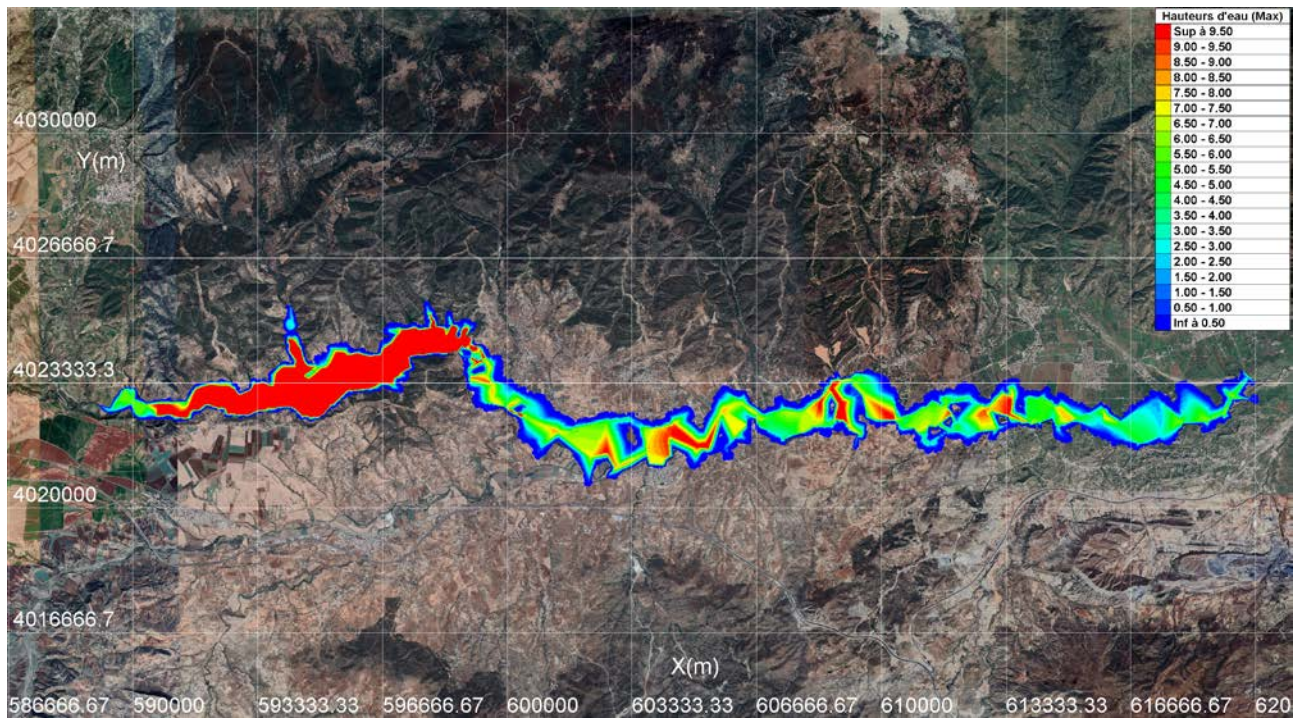


Fig VI.22. Répartition des hauteurs d'eau maximums (Hmax) sur tout le domaine, SIM (6).

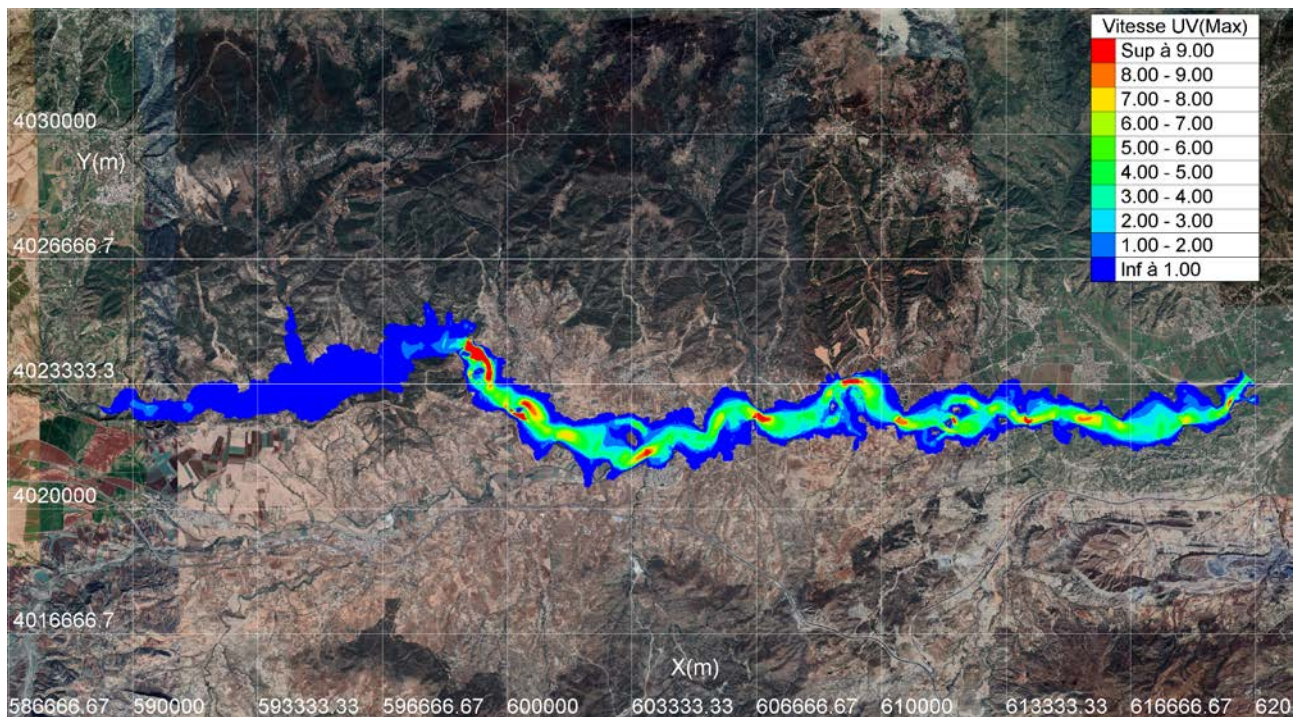
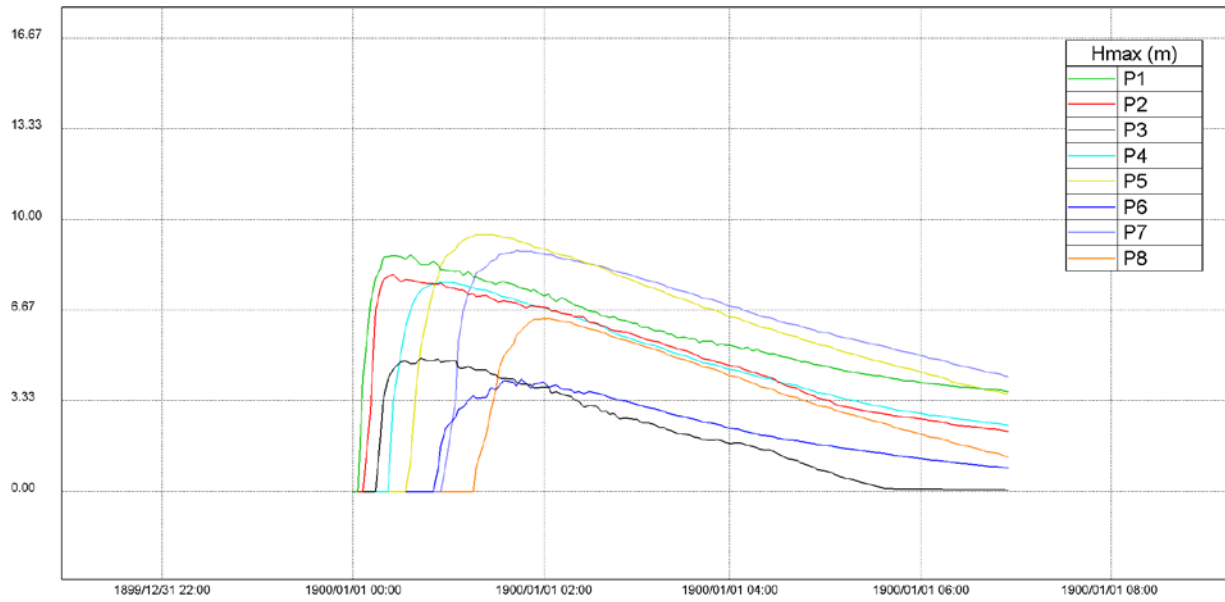
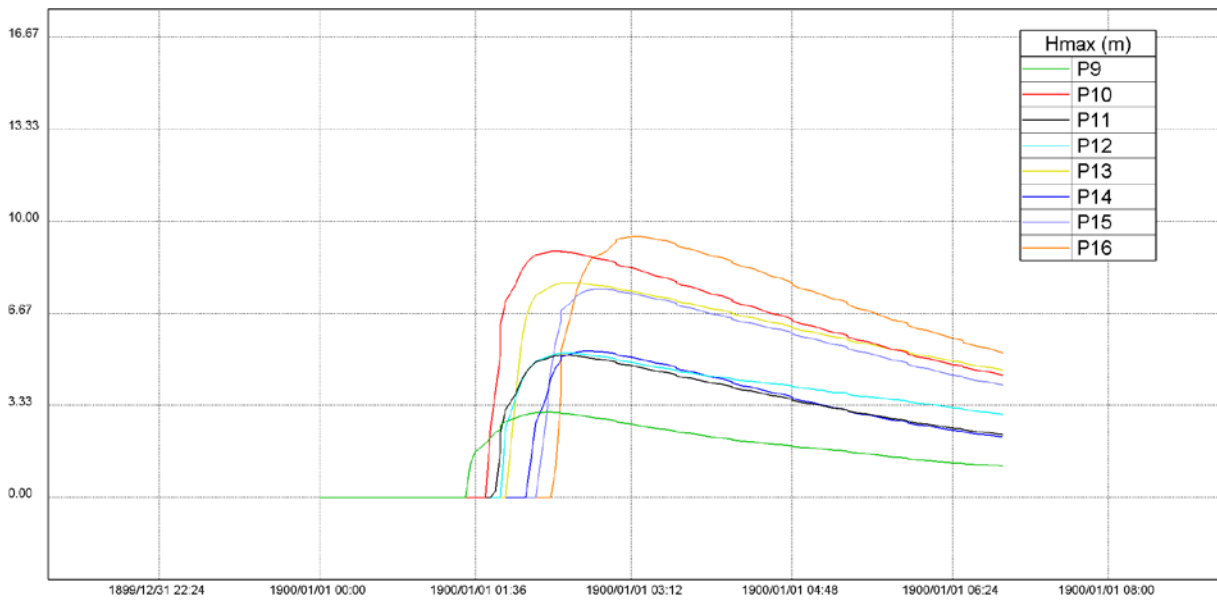


Fig VI.23. Répartition des vitesses maximums (UVmax) sur tout le domaine, SIM (6).



**Fig VI.24.** Variation temporelle de Hmax aux points de contrôle P1-P8 SIM (6).



**Fig VI.25.** Variation temporelle de Hmax aux points de contrôle P9-P16 SIM (6).

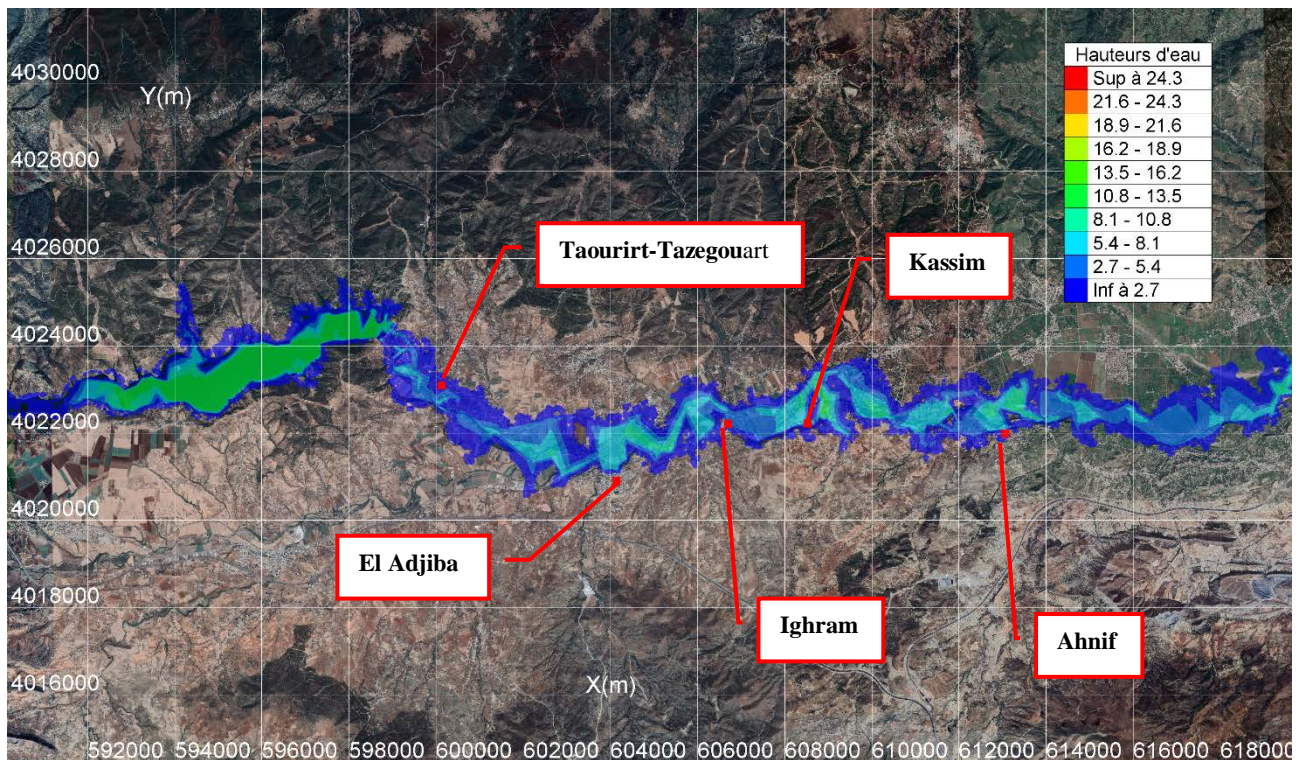


### VI.5. Résultats cartographiques

Les résultats obtenus par les simulations numériques, à partir de l'étude de l'onde de rupture montrent que l'onde de rupture atteint la partie sud d'une petite agglomération « Taourirt-Tazegouart » qui situe à laval de la digue à 2Km en  $t = 13\text{min}$  avec une hauteur  $h = 0.94\text{m}$ . Plus tard, à  $t = 33\text{min}$  les frontières de la ville d'El Adjiba sont atteintes avec une hauteur de  $h = 4\text{m}$ , heureusement que cette ville est plantée sur une colline sur la rive droite de l'oued El Sahel. L'onde suit son trajectoire dictée par la topographie de la région, et atteint les villages de Ighram, Kassim et la partie nord de la ville de Ahnif aux instants respectivement  $t = 53\text{min}$ ,  $t = 1\text{h } 06\text{min}$  et  $t = 1\text{h } 53\text{min}$  avec des hauteurs respectivement de  $h = 0.78\text{m}$ ,  $h = 1.86\text{m}$ , et  $h = 0.4\text{m}$ . Toutes les terres agricoles situées sur les rives gauche et droite de la vallée seront submergées par cette onde de rupture.

Village	T (s)	Hmax (m)	UVmax (m/s)
Taourirt-Tazegouart	26min 40s	2.45	3.18
El Adjiba	-	0	0
Ighram	1h 40min	2	1.35
Kassim	1h 43min	5.77	3.11
Ahnif	2h 20min	1.11	0.14

**Tab VI.6.** Hmax, UVmax au niveau des villages situés sur les rives SIM (6)



**Fig VI.26.** Situation des villes, et agglomérations touchées par l'onde de rupture à  $t = 2\text{h } 26\text{min}$



## CONCLUSION GENERALE

La présence d'un barrage dans une vallée peut lui accorder une meilleure résistance aux crues naturelles, mais elle engendre une possibilité de crue de rupture qu'il faut réussir à définir dans le cadre des mesures de sécurité et de protection des populations [8]

Une description de l'onde de rupture principalement a pour but de déterminer l'étendue des zones potentiellement à risque. Cette description résultante des calculs et simulations numérique de propagation de cette onde, qui va aider finalement les personnes ou les organismes responsables à mettre en place un plan de sécurité. La modélisation mathématique de ce type d'écoulement par l'application des lois de conservation de la masse et de la quantité de mouvement aboutit à un système d'équations aux dérivées partielles hyperboliques dit de Saint-Venant, gouvernant la quasi-totalité des écoulements transitoire des fluides (en charge et à surface libre). Pour cette raison notre travail a été conduit dans le sens opérationnel, et une simulation numérique de l'onde de rupture du barrage de Tilesdit à l'aide du code de calcul TELEMAC-2D a été mise en application.

Plusieurs variantes ont été traitées selon le mode de rupture, le type des schémas numérique, la taille des mailles, et le coefficient de frottement. Ces variantes ont été comparées au niveau d'une série des points de control le long de la vallée à l'aval de la digue.

Les résultats obtenus ont montré un effet remarquable du coefficient de frottement choisi, ou les résultats d'une simulation avec un coefficient Strickler assez faible a donné des hauteurs plus importantes par rapport aux simulations avec d'autres valeurs plus élevés, inversement aux vitesses (Tab VI.3). Le même constat peut être mis en considération pour les résultats des variantes de différentes tailles de maillage (Tab VI.2).

Pour les différents modes de ruptures les résultats sont très proches en termes de grandeur des variables dans l'espace, mais à l'échelle temporelle l'onde de rupture prend plus de temps à arriver un point dans le mode partiel graduel que dans le mode total instantané à cause du temps pris par la brèche à se former, et libérer l'eau stockée.

Deux schémas numérique ont été testé, et les résultats montrent que la méthode des volumes finis s'est présentée comme étant la plus performante et stable par rapport à la méthode des éléments finis. Ceci revient à son approche très physique et sa formulation mathématique qui jouit de nombreux avantages dans le traitement de l'apparition de discontinuités dans l'écoulement.



Finaleme nt des cartes ont été g éné rer pour localiser les villes, les agglom érat ions, et les terres agricoles en danger en cas d'une é ventuelle rupture, ce qui nécessite la mise en place d'un plan de s écurité rigoureux, du plan d'évacuation jusqu'à l'implantation des ouvrages de protection et am énement sur les fronti ères des villages et agglom érat ions touch ées par cette onde de rupture

Ce travail a permis de tester le code de calcul TELEMAC-2D, et ses diff érents param ètres, ce qui lui fait une base pour é ventuels travaux, avec des mod èles de terrain de bonne qualit é, et la prise en consid ération de la variation spatiale du coefficient de frottement, ainsi que la prise en compte des apports hydrologiques extr êmes (crues).



## BIBLIOGRAPHIES

- [1] Anton J. Schleiss, Henri Pougatsch. Les barrages : du projet à la mise en service, PPUR Presses polytechniques
- [2] Mihoubi M.K., Salhi L, Vergus R, Guillou S.(2012) Calcul de l'onde de rupture d'un barrage en mode bidimensionnelle via le code TELEMAC-2D. Revue Scientifique et Technique.20, p71-80.
- [3] Abdul A. K., 2000. Modeling flow over an initially dry bed. Journal of hydraulic research, vol. 38, NO. 5.
- [4] Chiganne F. (2010) Prédiction de l'hydrogramme de rupture par submersion d'un barrage en enrochement avec masque amont de béton. Mémoire de maîtrise école polytechnique de Montréal.
- [5] Comité français des grands barrages (CFGB). 1998. Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue. Bulletin du Comité français des grands barrages, barrages et réservoirs, Le Bourget du lac, France. Rapport no 8.
- [6] Fread, D.L. 1998. Dam-break modeling and flood routing: A perspective on present capability and future directions. International Workshop on Dam Break Processes, Stillwater, Okla., 10–11 mars 1998.
- [7] Hervouet J-M., 2003. Hydrodynamique des écoulements à surface libre. Modélisation numérique avec la méthode des éléments finis. 2007 John Wiley & Sons, Ltd.
- [8] Marche, C. (2008). Barrages: crues de rupture et protection civile. Presses inter Polytechnique.
- [9] Paquier A. (2002) Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint-Venant. Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation diriger des recherches ; université de Claude Bernard Lyon 1.
- [10] Paquier A. 1995. Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage. Thèse de doctorat, Université Jean Monnet de Saint-Etienne.
- [11] Cooper A.J., Telemac Modeling System, Validation Document, Rapport Électricité de France- DER, HE-43/96/006/A, 1996.
- [12] C.Ancey. Hydraulique à surface libre version 14.1 du 17 janvier 2020, EPFL.Lausanne
- [13] CIGB. 2017. L'érosion interne dans les digues, barrages existants et leurs fondations, bulletin 164
- [14] CIGB. 2017. Gestion de la sécurité des barrages en exploitation bulletin 154
- [15] J.Jantzen détermination de l'hydrogramme de rupture par déversement en crête pour un barrage en terre et en enrochement disposant d'un rideau en béton, école polytechnique de Montréal mémoire de maîtrise (génie civil) décembre 2010.