

Titre: Détermination de l'hydrogramme de rupture par déversement en crête pour un barrage en terre et en enrochement disposant d'un rideau en béton
Title:

Auteur: Johan Jantzen
Author:

Date: 2010

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Jantzen, J. (2010). Détermination de l'hydrogramme de rupture par déversement en crête pour un barrage en terre et en enrochement disposant d'un rideau en béton [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/462/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/462/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Tew-Fik Mahdi, & Claude Marche
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

DÉTERMINATION DE L'HYDROGRAMME DE RUPTURE PAR
DÉVERSEMENT EN CRÊTE POUR UN BARRAGE EN TERRE ET EN
ENROCHEMENT DISPOSANT D'UN RIDEAU EN BÉTON

JOHAN JANTZEN

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 2010

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

DÉTERMINATION DE L'HYDROGRAMME DE RUPTURE PAR
DÉVERSEMENT EN CRÊTE POUR UN BARRAGE EN TERRE ET EN
ENROCHEMENT DISPOSANT D'UN RIDEAU EN BÉTON

présenté par : JANTZEN Johan

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. FUAMBA Musandji, Ph.D., président

M. MAHDI Tew-Fik, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. MARCHE Claude, D.Sc.A., membre et codirecteur de recherche

M. KAHAWITA René, Ph.D., membre

« C'est une erreur capitale que de bâtir des théories tant qu'on n'a pas de données. Insensiblement, on se met à torturer les faits pour les faire cadrer avec les théories, au lieu d'adapter les théories aux faits. »

Sir Arthur Conan Doyle, *Sherlock Holmes, un scandale en Bohême*

DÉDICACE

À mes proches

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier

Monsieur Claude Marche, D.Sc.A., ingénieur, professeur et codirecteur de recherche, pour ses critiques pertinentes, ses conseils et ses encouragements. J'ai été très sensible à la liberté qu'il m'a laissée pour aller au bout de mes idées et de mes démarches. Je lui témoigne ici toute ma gratitude pour m'avoir initié à la sécurité des barrages en me faisant partager son enthousiasme et sa curiosité.

Monsieur Tew-Fik Mahdi, Ph.D., ingénieur, professeur et directeur de recherche, pour son accueil chaleureux et pour son aide précieuse, tout particulièrement pour l'utilisation du logiciel GSTARS.

Monsieur Laurent Masson, ingénieur, pour le partage de son travail et le temps consacré à répondre à mes nombreuses questions malgré la charge de travail qu'exige son emploi récent.

M. Jocelyn Gagnon, ingénieur à Hydroquébec, pour m'avoir fourni dans les meilleurs délais les informations sur le barrage de Nemiscau-1.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce travail.

RÉSUMÉ

Il existe une relation directe entre les caractéristiques de l'inondation qui découle de la rupture d'un barrage lors de sa submersion et la brèche qui se forme au sein de l'ouvrage. Afin d'appréhender le risque de rupture par submersion des barrages en remblai, une approche normative a été développée au Québec. Cette norme se base sur des ruptures existantes et prévoit, pour les barrages en remblai, la formation, en trente minutes, d'une brèche trapézoïdale de hauteur H et de largeur au fond $4H$. L'utilisation de cette norme ne permet toutefois pas de prendre en compte les caractéristiques propres de chaque barrage et notamment l'utilisation d'un noyau en béton comme élément d'étanchéité. Toutefois, les incertitudes sur la prévision de la brèche font que dans l'état actuel des connaissances, l'utilisation de cette norme reste la solution la plus fiable.

Ce mémoire présente un modèle de rupture par submersion du barrage Nemiscau-1, le premier barrage à noyau en béton bitumineux du Québec.

La rupture est abordée sous l'angle géotechnique et structural par le calcul de facteurs de sécurité. Un premier facteur de sécurité au glissement est calculé par la méthode du « Multiple Wedge Analyses » mise en place par l'U.S. Bureau of Reclamation en 1995.

Un second facteur de sécurité traduit la résistance structurale du rideau en béton aux contraintes de flexion et de cisaillement qui lui sont appliquées.

La submersion du barrage entraîne une érosion en surface. La progression de l'érosion intervient dans le calcul des facteurs de sécurité et fait l'objet d'une analyse finale.

L'étude aboutit à un hydrogramme de rupture par paliers qui traduit le caractère hybride de l'ouvrage et le rôle sécuritaire du rideau qui résiste aux contraintes qui lui sont appliquées pendant l'évolution de son enrobage. La pertinence de l'analyse de la rupture de ce barrage est évaluée par la comparaison entre l'hydrogramme de rupture résultant de ce modèle et l'hydrogramme obtenu par la norme.

ABSTRACT

There is a direct connection between the breach developed within a dam subjected to an overflow and the resulting flood. A normative model based on statistical studies has been developed in the Province of Quebec to initialize the process of the flood: it predicts a breach width four times as long as the breach height and a maximal breach discharge that occurs in 30 minutes.

This norm is applied for all the earth and rockfill dams without any consideration of their own particular characteristics. However, the prediction of the breach's characteristics is still uncertain, which explain that this norm is not over yet and is still the most reliable and secure process to use.

A theoretical model is presented in this dissertation predicting the dam failure of the first earth and rockfill dam in Quebec using a bituminous core: Nemiscau-1 dam.

Three potential damages have been analysed:

- Potential planes of failure into the dam have been tested with the Multiple Wedge Analyses method.
- The strength of the bituminous core has been determined with a structural method based on the calculation of bend and shear stresses that applied within the bituminous wall.
The geotechnical analyse as well as the structural analyse consist in the calculation of safety factors.
- The dam's degradation is mostly caused by surface erosion. This erosion is calculated at the end of the study but it appears in all the procedures as a variable.

The results are encouraging: the resulting hydrograph seems to predict the degradation of the dam more precisely and more faithfully than the normative model. The proposed model is more suited for hybrid dams than the safety standards of Hydro-Québec.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iv
REMERCIEMENTS	v
RÉSUMÉ	vi
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	viii
LISTE DES TABLEAUX	xiii
LISTE DES FIGURES.....	xiv
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....	xx
LISTE DES ANNEXES	xxv
INTRODUCTION.....	1
A. Éclaircissement préalable	1
B. But de cette étude.....	1
C. Contexte	2
a. Définition d'une rupture de barrage	2
b. Les mesures législatives inhérentes aux ruptures	2
c. L'évaluation des crues de rupture et l'initialisation de ces crues	3
d. Les résultats escomptés	3
D. Historique des barrages en noyau bitumineux	4
a. Inventaire	4
b. Exemples de coupes types	11
E. Revue de littérature	16
a. Formules pour calculer le débit de pointe.....	16
b. Modèles de simulation de rupture de barrage en remblai.....	17

F. Plan du mémoire	21
a. Les 3 piliers de l'étude.....	21
b. Les différents chapitres du mémoire	22
CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DU BARRAGE	23
1.1 Introduction.....	23
1.2 Le projet dans son ensemble	23
1.3 Caractéristiques du barrage	24
1.3.1 Caractéristiques géométriques	24
1.3.2 Caractéristiques des sols	25
1.3.3 Caractéristiques du noyau en béton bitumineux	26
CHAPITRE 2 : LE FACTEUR DE SÉCURITE AU GLISSEMENT.....	27
2.1 La méthode du « Multiple Wedge Analyses ».....	27
2.1.1 Principe.....	27
2.1.2 Découpage du barrage en blocs	28
2.1.2.1 Influence du zonage du barrage sur le choix des frontières de blocs	28
2.1.2.2 Influence des changements de pente sur le choix des frontières de blocs.....	30
2.1.3 Le plan de glissement	31
2.1.4 La prise en compte du roc.....	31
2.1.5 Les paramètres géométriques du barrage	31
2.1.6 La prise en compte de l'érosion	31
2.2 Mise en place du calcul.....	32
2.3 Détail des calculs.....	35
2.3.1 Calcul des aires des blocs	35
2.3.1.1 Calcul des aires dans le cas 1	35
2.3.1.2 Calcul des aires blocs dans le cas 2	40
2.3.1.3 Calcul des aires blocs dans le cas 3	42

2.3.1.4 Calcul des aires blocs dans le cas 4	43
2.3.2 Détermination du poids des blocs	48
2.3.3 Calcul des forces verticales s'appliquant sur chacun des blocs	48
2.3.3.1 Calcul des forces verticales dans le cas 1	49
2.3.3.2 Calcul des forces verticales dans le cas 2	54
2.3.3.3 Calcul des forces verticales dans le cas 3	54
2.3.3.4 Calcul des forces verticales dans le cas 4	55
2.3.4 Calcul des forces horizontales s'appliquant sur chacun des blocs	56
2.3.5 Calcul de la force de soulèvement s'appliquant sur chacun des blocs	56
2.3.5.1 Calcul du soulèvement dans le cas 1	56
2.3.5.2 Calcul du soulèvement dans le cas 2	61
2.3.5.3 Calcul du soulèvement dans le cas 3	62
2.3.5.4 Calcul du soulèvement dans le cas 4	63

CHAPITRE 3 : FACTEUR DE SÉCURITE AU CISAILLEMENT ET À LA FLEXION	68
3.1 Principe	68
3.1.1 Schématisation du rideau sous forme d'une poutre cantilever	68
3.1.2 Distribution des contraintes	69
3.1.3 Ajustement des coefficients de poussée et butée	71
3.2 Cisaillement dû à l'effort tranchant	74
3.2.1 Explications	74
3.2.2 Calculs	76
3.2.2.1 Poussée des terres en amont	76
3.2.2.2 Poussée de l'eau	77
3.2.2.3 Butée du sol en aval	78
3.3 Contraintes de flexion	80
3.3.1 Explications	80
3.3.2 Calculs	81
3.3.2.1 Sol en poussée	81

3.3.2.2 Eau en poussée	82
3.3.2.3 Sol en butée	83
3.4 Les contraintes verticales	85
3.5 Contrainte totale et détermination du facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion	86
CHAPITRE 4 : RETRAIT DE LA PARTIE FRACTURÉE	92
4.1 Principe	92
4.2 Calcul.....	94
4.2.1 Action des terres en aval.....	94
4.2.2 Action des terres en amont	95
4.2.3 Action de l'eau en amont.....	96
CHAPITRE 5 : PROCÉDURE ET RÉSULTATS	98
5.1 Procédure	98
5.2 Résultats	100
TRANSITION : L'ÉROSION DU BARRAGE	108
CHAPITRE 6 : CALCUL DE L'ÉROSION EN UTILISANT LE LOGICIEL GSTARS.....	109
6.1 La création des différents fichiers	109
6.2 Résultats obtenus avec GSTAS	114
CHAPITRE 7 : ÉROSION PAR MÉTHODE MANUELLE.....	123
7.1 Introduction	123
7.2 Calcul du débit liquide de surverse.....	124

7.3 Les lois de transport de sédiments	124
7.3.1 Meyer-Peter et Müller (1948)	124
7.3.2 Formule de Parker	126
7.3.3 Formule d'Engelund et Hansen (1972)	127
7.3.4 Formule d'Ackers et White (1973)	127
7.3.5 Formule de Rickenmann.....	129
7.3.6 Formules de Yang	130
7.4 Adaptation des formules à l'étude de l'érosion du barrage de Nemiscau-1	132
7.4.1 Principe.....	132
7.4.2 Calculs des paramètres	133
7.4.2.1 n de Manning.....	133
7.4.2.2 Vitesses d'écoulement	133
7.5 Les résultats	135
7.5.1 Meyer-Peter et Müller (1948)	135
7.5.2 Formule de Parker	136
7.5.3 Formule d'Engelund et Hansen (1972)	137
7.5.4 Formule d'Ackers et White (1973)	138
7.5.5 Formule de Rickenmann.....	139
6.5.6 Formules de Yang	140
7.6 Analyse des résultats.....	141
7.7 Adaptation des hydrogrammes et influence du rideau	142
7.7.1 Meyer-Peter et Müller (1948).....	143
7.7.2 Formule de Parker	144
7.7.3 Formule d'Engelund et Hansen (1972)	145
7.7.4 Formule d'Ackers et White (1973)	146
7.7.5 Formule de Rickenmann.....	147
7.7.6 Formules de Yang	148
7.7.7 Comparaison à la norme	149

CONCLUSION..... 150

BIBLIOGRAPHIE..... 154

ANNEXES 158

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 0.1 Inventaire des barrages avec noyau bitumineux jusqu'en 1992	5
Tableau 1.1 Détails du compactage du barrage	26
Tableau 2.1 Caractéristiques des sols du barrage.....	29
Tableau 3.1 Adhérences et angles de friction à l'interface de différents matériaux	73
Tableau 5.1 Suivi de la rupture progressive du barrage par pas d'érosion de 10cm.....	101
Tableau 6.1 Modélisations des couches de sol dans GSTARS par intervalles granulométriques	110
Tableau 7.1 Coefficients des formules d'Ackers et White	129
Tableau 7.2 Granulométries utilisées pour le calcul du n de Manning	133

LISTE DES FIGURES

Figure 0.1	Coupe transversale du barrage de Vale de Gaio	11
Figure 0.2	Coupe transversale du barrage de Breitenbach	11
Figure 0.3	Coupe transversale du barrage de Bigge	12
Figure 0.4	Coupe transversale du barrage de Dhünn	12
Figure 0.5	Coupe transversale du barrage de Eberlaste	13
Figure 0.6	Coupe transversale du barrage de High Island.....	13
Figure 0.7	Coupe transversale du barrage de Finstertal	14
Figure 0.8	Coupe transversale du barrage de Sulby.....	14
Figure 0.9	Coupe transversale du barrage de Wupper	15
Figure 0.10	Coupe transversale du barrage de Feistritzbach.....	15
Figure 0.11	Trois piliers de la rupture.....	21
Figure 1.1	Le projet hydroélectrique de dérivation partielle de la rivière Rupert	23
Figure 1.2	Coupe longitudinale du barrage de Nemiscau-1	24
Figure 1.3	Coupe transversale du barrage de Nemiscau-1	25
Figure 2.1	Illustration de la découpe d'un barrage selon la méthode du « Multiple Wedge Analyses ».....	28
Figure 2.2	Coupe transversale du barrage de Nemiscau-1 mettant en évidence le zonage du barrage	28
Figure 2.3	Coupe transversale simplifiée du barrage de Nemiscau-1.....	30
Figure 2.4	Zoom transversal de la crête	30
Figure 2.5	Mise en évidence des frontières de blocs dues aux changements de pente en surface.....	30
Figure 2.6	Mise en évidence de l'érosion du barrage	32
Figure 2.7	Schéma d'appui pour le choix des cas à envisager	32
Figure 2.8	Allure du plan de rupture potentielle dans le cas 1	33
Figure 2.9	Allure du plan de rupture potentielle dans le cas 2	33
Figure 2.10	Allure du plan de rupture potentielle dans le cas 3	34
Figure 2.11	Allure du plan de rupture potentielle dans le cas 4	34

Figure 2.12	Schéma du bloc 1 dans le cas 1	35
Figure 2.13	Schéma du bloc 2 dans le cas 1	36
Figure 2.14	Schéma du bloc 3 dans le cas 1	36
Figure 2.15	Schéma du bloc 4 dans le cas 1	37
Figure 2.16	Schéma du bloc 5 dans le cas 1	37
Figure 2.17	Schéma du bloc 6 dans le cas 1	38
Figure 2.18	Schéma du bloc 7 dans le cas 1	38
Figure 2.19	Schéma du bloc 8 dans le cas 1	39
Figure 2.20	Schéma du bloc 9 dans le cas 1	39
Figure 2.21	Schéma du bloc 10 dans le cas 1	40
Figure 2.22	Schéma du bloc 1 dans le cas 2	40
Figure 2.23	Schéma du bloc 2 dans le cas 2	41
Figure 2.24	Schéma du bloc 3 dans le cas 2	41
Figure 2.25	Schéma du bloc 1 dans le cas 3	42
Figure 2.26	Schéma du bloc 2 dans le cas 3	42
Figure 2.27	Schéma du bloc 3 dans le cas 3	43
Figure 2.28	Schéma du bloc 1 dans le cas 4	43
Figure 2.29	Schéma du bloc 2 dans le cas 4	44
Figure 2.30	Schéma du bloc 3 dans le cas 4	44
Figure 2.31	Schéma du bloc 4 dans le cas 4	45
Figure 2.32	Schéma du bloc 5 dans le cas 4	45
Figure 2.33	Schéma du bloc 6 dans le cas 4	46
Figure 2.34	Schéma du bloc 7 dans le cas 4	46
Figure 2.35	Schéma du bloc 8 dans le cas 4	47
Figure 2.36	Schéma du bloc 9 dans le cas 4	47
Figure 2.37	Schéma du bloc 1 dans le cas 1	49
Figure 2.38	Schéma du bloc 2 dans le cas 1	50
Figure 2.39	Schéma du bloc 3 dans le cas 1	50
Figure 2.40	Schéma du bloc 4 dans le cas 1	51
Figure 2.41	Schéma du bloc 5 dans le cas 1	51
Figure 2.42	Schéma du bloc 6 dans le cas 1	52

Figure 2.43	Schéma du bloc 7 dans le cas 1	52
Figure 2.44	Schéma du bloc 8 dans le cas 1	53
Figure 2.45	Schéma du bloc 9 dans le cas 1	53
Figure 2.46	Schéma du bloc 10 dans le cas 1	54
Figure 2.47	Schéma du bloc 3 dans le cas 3	54
Figure 2.48	Schéma du bloc 8 dans le cas 4	55
Figure 2.49	Schéma du bloc 9 dans le cas 4	55
Figure 2.50	Schéma du bloc 1 dans le cas 1	56
Figure 2.51	Schéma du bloc 2 dans le cas 1	57
Figure 2.52	Schéma du bloc 3 dans le cas 1	57
Figure 2.53	Schéma du bloc 4 dans le cas 1	58
Figure 2.54	Schéma du bloc 5 dans le cas 1	58
Figure 2.55	Schéma du bloc 6 dans le cas 1	59
Figure 2.56	Schéma du bloc 7 dans le cas 1	59
Figure 2.57	Schéma du bloc 8 dans le cas 1	60
Figure 2.58	Schéma du bloc 9 dans le cas 1	60
Figure 2.59	Schéma du bloc 10 dans le cas 1	61
Figure 2.60	Schéma du bloc 1 dans le cas 2	61
Figure 2.61	Schéma du bloc 2 dans le cas 2	62
Figure 2.62	Schéma du bloc 3 dans le cas 3	62
Figure 2.63	Schéma du bloc 1 dans le cas 4	63
Figure 2.64	Schéma du bloc 2 dans le cas 4	63
Figure 2.65	Schéma du bloc 3 dans le cas 4	64
Figure 2.66	Schéma du bloc 4 dans le cas 4	64
Figure 2.67	Schéma du bloc 5 dans le cas 4	65
Figure 2.68	Schéma du bloc 6 dans le cas 4	65
Figure 2.69	Schéma du bloc 7 dans le cas 4	66
Figure 2.70	Schéma du bloc 8 dans le cas 4	66
Figure 2.71	Schéma du bloc 9 dans le cas 4	67
Figure 2.72	Aperçu du tableau de calcul du facteur de sécurité au glissement FS1	67
Figure 3.1	Représentation du rideau sous forme d'une poutre cantilever	68

Figure 3.2	Sollicitations dans la poutre pour une distribution triangulaire des contraintes ...	69
Figure 3.3	Sollicitations dans la poutre pour une distribution rectangulaire des contraintes	70
Figure 3.4	Méthode NAVFAC pour déterminer les coefficients de poussée et butée.....	71
Figure 3.5	Vue de dessus du rideau	74
Figure 3.6	Distribution parabolique du cisaillement	75
Figure 3.7	Vue en 3D du cisaillement	75
Figure 3.8	Représentation schématique de la poussée des terres en amont	76
Figure 3.9	Représentation schématique de la poussée des eaux en amont.....	77
Figure 3.10	Représentation schématique de la butée des terres en aval tant que l'érosion n'a pas atteint le sommet du rideau	78
Figure 3.11	Représentation schématique de la butée des terres en aval une fois que l'érosion progresse en-deçà du sommet du rideau.....	79
Figure 3.12	Vue en 3D des contraintes de flexion.....	80
Figure 3.13	Représentation schématique de la poussée des terres en amont	81
Figure 3.14	Représentation schématique de la poussée des eaux en amont.....	82
Figure 3.15	Représentation schématique de la butée des terres en aval tant que l'érosion n'a pas atteint le sommet du rideau	83
Figure 3.16	Représentation schématique de la butée des terres en aval une fois que l'érosion progresse en-deçà du sommet du rideau.....	84
Figure 3.17	Représentation schématique des contraintes verticales exercées par la lame d'eau sur le rideau	85
Figure 3.18	Représentation 3D des contraintes en un point du rideau.....	86
Figure 3.19	Représentation 3D simplifiée des contraintes en un point du rideau dans le cas d'un état plan de contraintes	87
Figure 3.20	Représentation 3D des contraintes à l'extrémité tendue du rideau	88
Figure 3.21	Représentation 3D des contraintes à mi-épaisseur du rideau.....	88
Figure 3.22	Représentation 3D des contraintes à l'extrémité comprimée du rideau	89
Figure 3.23	Graphique τ / σ avec mise en évidence d'un premier facteur de sécurité FS2.....	90
Figure 3.24	Graphique τ / σ avec mise en évidence d'un second facteur de sécurité FS2'....	91
Figure 4.1	Représentation schématique des contraintes exercées sur la partie fracturée du	

	rideau avec mise en évidence du basculement du rideau au-dessus des terres en aval	92
Figure 4.2	Mise en évidence de l'action des terres en aval sur le basculement de la partie fracturée du rideau	94
Figure 4.3	Mise en évidence de l'action des terres en amont sur le basculement de la partie fracturée du rideau	95
Figure 4.4	Mise en évidence de l'action de l'eau en amont sur le basculement de la partie fracturée du rideau	96
Figure 5.1	Procédure générale de rupture.....	99
Figure 6.1	Découpe du barrage en 22 sections	109
Figure 6.2	Représentation schématique des couches du barrage telles qu'elles ont été modélisées sur GSTARS	110
Figure 6.3	Procédure à suivre pour la création progressive du fichier GSTARS en supposant un réservoir infini	111
Figure 6.4	Représentation 3D du barrage avec réservoir trapézoïdal	112
Figure 6.5	Procédure à suivre pour la création progressive du fichier GSTARS en supposant un réservoir trapézoïdal	113
Figure 6.6	Hydrogramme obtenu en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir infini	114
Figure 6.7	Profil aval obtenu avec la loi de Meyer Peter en considérant un réservoir infini	115
Figure 6.8	Comparaison entre la norme et l'hydrogramme obtenu en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir infini.	116
Figure 6.9	Hydrogramme obtenu en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir infini, en absence de rideau	117
Figure 6.10	Profil aval obtenu avec la loi de Meyer Peter en considérant un réservoir infini et en absence de rideau	118
Figure 6.11	Comparaison des hydrogrammes obtenus en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir infini avec et sans rideau	118

Figure 6.12	Hydrogramme obtenu en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir trapézoïdal.	120
Figure 6.13	Profil aval obtenu en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir trapézoïdal.	121
Figure 7.1	Représentation schématique de l'érosion du talus aval.....	132
Figure 7.2	Représentation schématique de l'érosion du replat avec mise en évidence des simplifications effectuées.....	132
Figure 7.3	Hydrogramme obtenu par la méthode de Meyer-Peter Müller.....	135
Figure 7.4	Hydrogramme obtenu par la méthode de Parker.....	136
Figure 7.5	Hydrogramme obtenu par la méthode d'Engelund et Hansen.....	137
Figure 7.6	Hydrogramme obtenu par la méthode d'Ackers et White.....	138
Figure 7.7	Hydrogramme obtenu par la méthode de Rickenmann.....	138
Figure 7.8	Hydrogramme obtenu par la méthode de Yang.....	140
Figure 7.9	Hydrogramme obtenu par la méthode de Meyer-Peter et Müller en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes.....	143
Figure 7.10	Hydrogramme obtenu par la méthode de Parker en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes.....	144
Figure 7.11	Hydrogramme obtenu par la méthode d'Engelund et Hansen en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes.....	145
Figure 7.12	Hydrogramme obtenu par la méthode d'Ackers et White en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes.....	146
Figure 7.13	Hydrogramme obtenu par la méthode de Rickenmann en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes.....	147
Figure 7.14	Hydrogramme obtenu par la méthode de Yang en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes.....	148
Figure 7.15	Comparaison de la norme aux hydrogrammes du modèle obtenus en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes.....	149

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	paramètre défini par Ackers et White en laboratoire (-)
b	largeur du rideau (m)
b_b	largeur instantanée de la base de brèche (m)
bi	largeur du bloc i (m)
B_o	largeur de brèche (m)
C	coefficient de Chézy représentatif de l'écoulement ($m^{1/2}/s$)
c	paramètre défini par Ackers et White en laboratoire (-)
$c_{\text{béton}}$	cohésion du béton bitumineux (N/m^2)
C'	coefficient de Chézy associé au grain ($m^{1/2}/s$)
C_{ts}	concentration massique en sable (ppm)
c_v	correction de la vitesse d'approche (-)
C_v	facteur qui quantifie le couvert végétal (1 sans végétation) (-)
D	profondeur d'eau (m)
D1	distance verticale entre le départ amont du plan de glissement et le sommet de la crête (m)
D2	distance verticale entre le sommet de l'interface amont sol 1/sol 2 et le sommet de la crête (m)
d_{30}	diamètre de l'ouverture du tamis à 30% de passant en masse (m)
d_{50}	diamètre moyen des particules solides (m)
d_{90}	diamètre de l'ouverture du tamis à 90% de passant en masse (m)
dgr	diamètre du grain adimensionnel (-)
d_i	diamètre de l'ouverture du tamis à i% de passant en masse (m)
D_s	diamètre caractéristique des sédiments (m)
e	épaisseur du rideau (m)
FS'2	second facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion (-)
FS1	facteur de sécurité au glissement (-)
FS2	facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion (-)
g	accélération gravitationnelle (m/s^2)

G_{gr}	fonction adimensionnelle de transport solide (-)
H	hauteur d'eau dans le réservoir (m)
H	charge hydraulique au-dessus du fond de brèche (m)
h	hauteur d'eau en amont (m)
H	profondeur du roc (m)
$h'i$	distance verticale après érosion avec $i \in [0, \dots, 10]$ (m)
$h'ij$	mesure verticale affectée par l'érosion avec $[i, j] \in [0, \dots, 10]^2$ (m)
$H2$	distance verticale (m)
$H3$	distance verticale (m)
h_b	hauteur du fond de brèche (m)
H_c	élévation du fond de brèche (m)
h_{eau}	profondeur moyenne de l'écoulement
H_{eau_i}	hauteur d'eau moyenne surplombant le bloc i (m)
H_{em}	profondeur d'érosion en amont du barrage (m)
H_{ev}	profondeur d'érosion en aval du barrage (m)
h_i	mesure verticale avec $i \in [0, \dots, 10]$ (m)
h_{ij}	mesure verticale avec $[i, j] \in [0, \dots, 10]^2$ (m)
H_{Li}	force horizontale amont exercée sur le bloc i (N)
H_O	profondeur initiale d'eau en amont (m)
H_{Ri}	force horizontale aval exercée sur le bloc i (kN)
H_{sol}	hauteur de sol au-dessus du rideau en béton bitumineux (m)
I	inertie de la section (m^4)
I_z	inertie de la section par rapport à l'axe (Gz) (m^4)
K	constante adimensionnelle qui dépend de la viscosité cinématique de l'eau (-)
K_a	coefficient d'ajustement en cas de poussée (-)
K_c	constante (-)
K_p	coefficient d'ajustement en cas de butée (-)
k_s	correction de submergence (-)
L	largeur de l'ouvrage (m)
L_i	longueur du plan de rupture au niveau du bloc i (m)
L_r	demi-distance horizontale de la partie pentue du replat (m)

M	moment fléchissant (N.m)
m	paramètre défini par Ackers et White en laboratoire (-)
m(y)	moment statique de l'aire grisée par rapport à l'axe (Gz) (m^2)
M_{rect}	moment fléchissant par unité surfacique avec distribution rectangulaire de la charge ($N.m/m^2$)
M_{triang}	moment fléchissant par unité surfacique avec distribution triangulaire de la charge ($N.m/m^2$)
n	exposant qui dépend de la taille des particules (-)
P	distance entre le centre du cercle de Mohr et l'origine des axes (N/m^2)
P	périmètre mouillé du canal (π)
π	fraction massique d'éléments di
$P_{i-1}-P_i$	résultante des forces inter-blocs appliquées au bloc i (N)
Q	débit liquide (m^3/s)
q	le débit d'eau spécifique qui passe par la brèche (m^2/s)
Q_b	débit liquide de surverse (m^3/s)
q_{bi}	transport solide par unité de largeur pour la fraction di ($m^3/s/m$)
q_c	débit d'eau critique de début d'érosion ($m^3/s/m$)
Q_{max}	débit de pointe (m^3/s)
q_s	débit spécifique de sol arraché (m^2/s)
Q_s	débit solide (π^3/s)
q_s	débit solide spécifique ($kg/s/m$)
q_t	transport solide massique par unité de largeur ($kg/s/m$)
R	facteur de réduction (-)
R	rayon du cercle de Mohr (N/m^2)
R	rayon hydraulique (π)
Re	nombre de Reynolds (-)
R_{f2}	distance entre le cercle de Mohr et la droite de Mohr-Coulomb (N/m^2)
R_h	rayon hydraulique (m)
s	densité relative du sol (-)
S	pente d'énergie (-)
S	pente hydraulique (m/m)

S_{eau_i}	surface du bloc i en contact avec l'eau (m)
t	paramètre de temps (h ou min ou s)
τ_f	contrainte tangentielle au plan de rupture (N/m^2)
τ_{ffl}	contrainte tangentielle au plan de rupture à la rupture (N/m^2)
U^*	vitesse de cisaillement
U_i	force de soulèvement exercée sur le bloc i (N)
V	effort tranchant (N)
V	vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)
V	volume du réservoir (m^3)
V_{cr}	vitesse critique moyenne de l'écoulement (m/s)
V_i	force verticale exercée sur le bloc i (N)
V_{rect}	effort tranchant avec distribution rectangulaire de la charge (N)
VS	puissance unitaire de l'écoulement
V_{triang}	effort tranchant avec distribution triangulaire (N)
w	charge (N/m)
w	vitesse de chute des particules solides (m/s)
W^*	transport sédimentaire
W_i	poids du bloc i (N)
W_i^*	fonction de transport de sédiments (-)
X	fraction massique de sédiments par unité massique d'eau (-)
x	variable selon l'axe du rideau (m)
$x_{fracture}$	profondeur de la fracture du rideau (m)
y'_i	distance verticale affectée par l'érosion avec $i \in [0, \dots, 10]$ (m)
y_i	distance verticale avec $i \in [0, \dots, 10]$ (m)
z	pente des parois de brèche (m/m)
$\Phi_{béton}$	angle de frottement interne au béton bitumineux ($^\circ$)
Φ_d	fonction de l'angle de frottement interne du sol et du facteur de sécurité au glissement ($^\circ$)
Φ_i	contrainte de cisaillement relative aux éléments d_i (-)
Φ	fonction adimensionnelle du taux de transport (-)
H_{base_i}	hauteur moyenne entre le plan de rupture du bloc i et la ligne d'eau (m)

α	penne du lit ($^{\circ}$)
α_{i_actif}	angle que fait le plan de rupture du bloc actif i avec l'horizontale ($^{\circ}$)
α_{i_passif}	angle que fait le plan de rupture du bloc passif i avec l'horizontale ($^{\circ}$)
β	angle de repos du sol ($^{\circ}$)
β'_i	angle que fait le talus avec l'horizontale au niveau du bloc i en tenant compte de l'érosion ($^{\circ}$)
β_i	angle que fait le talus avec l'horizontale au niveau du bloc i ($^{\circ}$)
δ	angle de friction à l'interface entre deux matériaux ($^{\circ}$)
γ	poide volumique de l'eau (N/m^3)
γ'_{sol}	poide volumique déjaugé du sol (N/m^3)
γ_{eau}	poide volumique de l'eau (N/m^3)
γ_m	poide volumique des matériaux (N/m^3)
γ_{sol}	poide volumique du sol (N/m^3)
θ_i	inclinaison de la surface du bloc i par rapport à la verticale ($^{\circ}$)
ρ_{eau}	masse volumique de l'eau (kg/m^3)
σ_f	contrainte de flexion (N/m^2)
σ_f	contrainte normale au plan de rupture (N/m^2)
σ_{vert}	contrainte verticale (N/m^2)
σ_x	contrainte de flexion suivant l'axe (Gx) (N/m^2)
σ_y	contrainte de flexion suivant l'axe (Gy) (N/m^2)
σ_z	contrainte de flexion suivant l'axe (Gz) (N/m^2)
τ	cisaillement (N/m^2)
τ^*	contrainte de cisaillement total sur le grain (N/m^2)
τ_c	contrainte de cisaillement critique du matériau de l'ouvrage (N/m^2)
τ_{cc}	contrainte de cisaillement critique corrigée (Smart, 1984) (N/m^2)
τ_{ij}	cisaillement dans le plan i suivant l'axe j (N/m^2)
τ_{ri}^*	contrainte de cisaillement utilisée par Parker (N/m^2)
ν	viscosité cinématique de l'eau (m^2/s)

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE-1 Fuseaux granulométriques des matériaux du barrage	157
--	-----

Introduction

A. Eclaircissement préalable

L'étude du barrage de Nemiscau-1 se fait dans la continuité de la maîtrise de M. Laurent Masson : « Evaluation du gain de sécurité relié au rehaussement d'une digue munie d'un élément d'étanchéité rigide », novembre 2009.

Aussi, la paternité du choix des méthodes lui revient. Son travail m'a été précieux ainsi que l'aide qu'il m'a apportée : il m'a permis de me familiariser rapidement avec les procédures de calcul, d'en voir l'utilité et la nécessité. Je n'ai pas hésité à me servir de ses travaux pour l'étude du barrage de Nemiscau-1, tout comme je n'ai pas hésité non plus à m'en éloigner quand d'autres méthodes ou d'autres procédures m'ont semblé plus pertinentes pour cette étude. Tout mon travail a été réalisé avec une vision critique des travaux précédents, dans un souci d'originalité mais surtout de résultats.

B. But de cette étude

Le but principal de cette étude est de questionner une norme qui s'applique à tous les barrages en remblai et qui prévoit le développement de la brèche dans l'ouvrage en cas de submersion. L'étude qui est faite doit confronter cette norme aux méthodes de calcul de rupture des barrages qui tiennent compte des particularités de chaque ouvrage.

La norme qui est questionnée est la suivante :

« Les ouvrages en terre et en enrochement permettront le développement en 30 minutes, par déversement, d'une brèche trapézoïdale dont la largeur au fond sera égale à quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage. Les parois latérales de cette brèche seront inclinées à 45 ° si le terrain naturel le permet, sinon elles seront ajustées au terrain naturel. » (HQ 60-00-00 citée par Marche, 2008, p.46)

Cette norme, mise en place par Hydro-Québec, a été le fruit de l'expérience acquise après les ruptures passées des barrages en remblai et elle s'avère pratique à utiliser.

Le choix récent d'ouvrages hybrides avec noyau en béton bitumineux au Québec incite toutefois à la création d'un modèle qui s'appuie sur les particularités propres de ces barrages et qui doit amener le questionnement de la fiabilité de la méthode normative pour les ouvrages à noyau bitumineux. Les éléments de réponse devront être fournis par la comparaison entre l'hydrogramme individuel que l'on obtiendra et celui obtenu par cette norme.

C. Contexte

a. Définition d'une rupture de barrage

Il faut entendre par rupture, la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau. (Marche, 2008, p.16)

b. Les mesures législatives inhérentes aux ruptures

Les ruptures par dépassement de capacité sont une des causes les plus fréquentes de rupture pour les barrages en remblai. On admet généralement que 40 % des ruptures des barrages en terre sont dus à des crues. (Le Delliou, 2003, p.186)

À l'échelle mondiale, 45 ruptures de barrage par submersion ont été recensées. Les plus anciennes sont pour la plupart localisées aux Etats-Unis. Le renforcement des mesures législatives s'avère être un moyen souvent efficace pour améliorer la sécurité des barrages. Cet état de fait s'observe aux Etats-Unis après la rupture du barrage de St Francis, un barrage voute en béton, en 1928. Grâce à l'action des Etats Américains, plus aucun barrage en remblai ne subira de rupture par submersion aux Etats-Unis après 1950. (Marche, 2008, p.20)

Le renforcement de la sécurité des barrages fait souvent suite à des ruptures meurtrières. En France, il a fallu attendre la rupture du barrage de Malpasset, en décembre 1959, pour voir arriver les premières mesures législatives sur la sécurité des barrages.

Ce phénomène existe toujours. En février 2010, la tempête Xynthia a entraîné plusieurs ruptures de digues sur le littoral vendéen.

Dans la nuit du 27 au 28 février 2010, 53 personnes sont décédées en France suite à cette tempête et suite notamment à la submersion des digues.

La réponse à cette catastrophe ne s'est pas fait attendre : le 3 mars 2010, soit trois jours après la tempête, le gouvernement français a cherché à mettre en place « un plan d'action pour éviter qu'un tel drame ne se reproduise ». Une mission a été mise en place avec comme objectifs un recensement des digues, une meilleure gestion du risque induit par ces ouvrages et un projet de financement à long terme pour les réfections nécessaires. (site internet du ministère français de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de la mer)

c. L'évaluation des crues de rupture et l'initialisation de ces crues

Avec la mise en place d'agences de contrôle et la nécessité de mettre en place des plans de prévention des risques, l'évaluation des crues de rupture est devenue une priorité et a fait l'objet d'un travail continu, de l'initialisation à la propagation des crues de rupture.

L'initialisation de la crue de rupture, tributaire des caractéristiques de l'ouvrage, reste encore mal comprise et les incertitudes obtenues ainsi que le peu de fiabilité des résultats ont entraîné le recours fréquent à une méthode normalisée de formation de brèche. C'est une méthode courante, qui n'est pas propre au Québec mais qu'il est possible de retrouver aussi bien en Suisse qu'aux Etats-Unis. (Marche, 2008)

L'étude des mécanismes probables de rupture adaptée à chaque ouvrage s'inscrit dans une volonté de mieux connaître et de réduire le risque induit par l'ouvrage.

d. Les résultats escomptés

Une meilleure détermination de l'initialisation de la crue de rupture permettrait une prévision plus juste de la propagation de cette crue, un suivi plus précis des cartes d'inondation. Elle améliorerait la précision dans l'évaluation des délais d'évacuation des populations en aval en fonction des délais d'arrivée de l'onde de submersion et ainsi réduirait les pertes de vie potentielles.

D. Historique des barrages en noyau bitumineux

a. Inventaire

Le premier barrage en noyau bitumineux a été réalisé en 1946 au Portugal à Vale de Gaio.

Le béton bitumineux assure une grande imperméabilité tout en conservant une bonne flexibilité. C'est un élément d'étanchéité capable de résister aux déformations du barrage sans se fissurer.

Le classement 0.1 des barrages hybrides qui suit est tiré de :

« Commission internationale des grands barrages. Comité des matériaux pour barrages en remblai. (1992). *Bituminous cores for fill dams : state of the art* »

Ce classement s'arrête en 1992.

Remarque :

Toutes les coupes types qui suivent ce tableau sont des images de ce livre ainsi que du livre :

« Commission internationale des grands barrages. (1982). *Bituminous cores for earth and rockfill dams* »

Tableau 0.1 : Inventaire des barrages avec noyau bitumineux jusqu'en 1992 (Commission internationale des grands barrages. Comité des matériaux pour barrages en remblai., 1992)

numéro	année	nom du barrage	pays	hauteur (m)	épaisseur	pente	type de noyau	zones de transition épaisseur(cm) / granulométrie (mm)		type de mur de parafouille	mode de mise en place du noyau	matériaux de remblai	particularités
								amont	aval				
1	1948	Vale de Gaio	Portugal	45	20/10	1 : 0,8	BMC	20	20		I	R	
2	54/55	Henne	Allemagne	58	100	1 : 0,6	CMC				II	R	zone de ralentissement semi-perméable
3	1957	Wahnbach (UD Wahnbach)	Allemagne	13	100/50	1 : 0	CMC/DACC				II+IV	R	
4	1957	Rotgüldensee	Autriche	22	120	1 : 1	CMC			a	II	R	
5	1962	Dhünn (UD Dhünn)	Allemagne	35	70/60/50	1 : 0	DACC		150-120 25/80	b	IV	R	puits vertical pour auscultation
6	1962	Bigge	Allemagne	52	100	1 : 0,6	CMC				II	R	zone de ralentissement semi-perméable
7	1962	Bremge	Allemagne	20	60	1 : 0	DACC	150 15/200	150 15/200	b	IV	G	
8	1964	Eicchagen	Allemagne	21	90/80/70	1 : 0	CMC	150 15/200	150 15/200	b	II	G	
9	1966	Agger	Allemagne	40	12	1 : 0,05	DACC				III		rénovation d'un barrage poids : DACC entre barrage en béton existant et dalles en béton armé
10	1968	Eberlaste	Autriche	28	50/40	1 : 0	DACC	120 0/200	120 0/200	e	IV	E	tassement important du sous-sol (2,40m)
11	1969	Ködel	Allemagne	17	40	1 : 0	DACC			b	IV	R	
12	1969	Sepouse	France	11	85	1 : 0,4	CMC						
13	1969	Lastiouilles Sud	France	28	85	1 : 0,4	CMC						
14	1969	Lastiouilles Nord	France	21	85	1 : 0,4	CMC						

Tableau 0.1 : Inventaire des barrages avec noyau bitumineux jusqu'en 1992 (suite)

numéro	année	nom du barrage	pays	hauteur (m)	épaisseur	pente	type de noyau	zones de transition		type de mur de parafouille	mode de mise en place du noyau	matériaux de remblai	particularités
								épaisseur(cm) / granulométrie (mm)					
15	1969	La Jarrige Nord	France	10	85	1 : 0,4	CMC						
16	1969	La Jarrige Sud	France	11	85	1 : 0,4	CMC						
17	1969	Legadadi	Ethiopie	26	60	1 : 0	DACC	180	180		IV	R	
18	1969	Grasjo	Norvège	12	50	1 : 0	CBC	10				R	
19	69/71	Poza Honda	Equateur	28	60	1 : 0	DACC	100	100	b	IV	R	combinaison DACC dans sous-sol et masque bitumineux étanche de la digue
20	69/71	Wiehl	Allemagne	53	60/50/40	1 : 0	DACC	150 0/150	150 0/150	c	IV	R	
21	1971	Meinswinkel	Allemagne	22	50/40	1 : 0	DACC	150 0/150	150 0/150	b	IV	R	
22		Finkenrath	Allemagne	14	40	1 : 0	DACC	150 0/150	150 0/150	b	IV	R	
23	1972	Wiehl (UD Principal Wiehl)	Allemagne	18	50/40	1 : 0	DACC	150 0/150	150 0/150	b	IV	R	
24	74/75	Eicherscheid	Allemagne	18	40	1 : 0	DACC	200 0/80	200 0/80	b	IV	E	
25	1975	Eixendorf	Allemagne	26	60/40	1 : 0	DACC	185 0/150	185 0/150	b	IV	R	

Tableau 0.1 : Inventaire des barrages avec noyau bitumineux jusqu'en 1992 (suite)

numéro	année	nom du barrage	pays	hauteur (m)	épaisseur	pente	type de noyau	zones de transition épaisseur(cm) / granulométrie (mm)		type de mur de parafouille	mode de mise en place du noyau	matériaux de remblai	particularités
								amont	aval				
26	73/77	High Island West	Hong Kong	95	120/80	1 : 0(*)	DACC	140 0/150	140 0/150	b+c	IV	R	noyau secondaire entre fondation et galerie au- dessus du niveau de la mer
27	76/78	High Island East	Hong Kong	105	120/80	1 : 0(*)	DACC	140 0/150	140 0/150	b+c	IV	R	
28	76/77	Laguna de los Cristales	Chili	31	60	1 : 0	DACC	150	150	b	IV	R	
29	1977	Distributeur Verviers/St. Vith	Belgique	6	60	1 : 0	DACC				IV	E	
30	77/78	Antrift	Allemagne	18	50	1 : 0	DACC	125 <150	125 < 80	b	IV	R	
31	77/78	Breitenbach	Allemagne	13	60	1 : 0	DACC	200	200	tapis bitumineux	IV	R	surélévation de la digue existante, à noyau d'argile, avec un élément étanche en DACC
32	1978	Kamigazawa	Japon	14	60	1 : 0	DACC	100 <100	100 <100	b	IV	R	
33	1978	Wehebach	Allemagne	53	100	1 : 0	PBSC	200	200			R	zone de ralentissement semi-perméable
34	77/80	Finstertal	Autriche	100	70/60/50	1 : 0,4	DACC	300 0/100	200 2/100	c	IV	R	puits vertical pour auscultation
35	78/81	Megget	Grande- Bretagne	57	70/60	1 : 0	DACC	150 <100	150 <100	c	IV	R	
36	78/81	Kleine Kinzig	Allemagne	68	70/50	1 : 0(*)	DACC	150	150	c	V	R	
37	1979	Buri	Japon	15	50	1 : 0	DACC	300 <100	200 <100	d	IV	R	galerie de visite à côté du noyau

Tableau 0.1 : Inventaire des barrages avec noyau bitumineux jusqu'en 1992 (suite)

numéro	année	nom du barrage	pays	hauteur (m)	épaisseur	pente	type de noyau	zones de transition épaisseur(cm) / granulométrie (mm)		type de mur de parafouille	mode de mise en place du noyau	matériaux de remblai	particularités
								amont	aval				
38	79/80	(Grosse) Dhünn	Allemagne	63	60	1 : 0(*)	DACC	200 25/56	300 25/56	c	V	R	puits vertical pour auscultation
39	79/80	Sulby	Grande- Bretagne	36	75	1 : 0	DACC			b	IV	R	combinaison DACC (sous- sol) et masque étanche bitumineux (digue)
40	1980	Pla de Soulcem	France	10	60	1 : 0	DACC			b	V	R	
41	1980	Vestredalsjern	Norvège	32	50	1 : 0	DACC	125 <60	125 <60	b	IV	R	
42	1980	Katlavatn	Norvège	35	50	1 : 0	DACC	125 <60	125 <60	b	IV	R	
43	1981	Langavatn	Norvège	25	50	1 : 0	DACC	125 <60	125 <60	b	IV	R	
44	1981	Dhünn / UD Dhünn	Allemagne	12	50	1 : 0	DACC	125	125	b	IV	R	
45	1984	Feldbach/ UD Dhünn	Allemagne	14	40	1 : 0	DACC	200	200	b	V	R	
46	1985	Wiebach/UD Wupper	Allemagne	12	50	1 : 0,6	DACC	175	175	b	IV	R	
47	1985	Shichigashuku	Japon	37	50	1 : 0	DACC	150	150	b	V	R	atardeau avec DACC incorporé dans digue avec masque étanche bitumineux
48	85/87	Storvatn	Norvège	90	80/50	1 : 0,2	DACC	150	150	b	V	R	auscultation étendue
49	1986	Dörpe (UD/ Wupper)	Allemagne	16	60	1 : 0	DACC	200 0/63	200 8/63	b	IV	R	

Tableau 0.1 : Inventaire des barrages avec noyau bitumineux jusqu'en 1992 (suite)

numéro	année	nom du barrage	pays	hauteur (m)	épaisseur	pente	type de noyau	zones de transition épaisseur(cm) / granulométrie (mm)		type de mur de parafouille	mode de mise en place du noyau	matériaux de remblai	particularités
								amont	aval				
50	1986	Lenneper Bach UD Wupper	Allemagne	11	50	1 : 0	DACC	125	125	b	IV	R	
51	1986	Wupper	Allemagne	39	60	1 : 0(*)	DACC	150 0/63	550-150 8/63	c	V	R	Noyau secondaire aval h = 8m ; d = 40cm
52	87/88	Rottach	Allemagne	38	60	1 : 0	DACC	120 0/80	120 16/80	c	V	R	
53	88/	Boguchanskaya	URSS	79	120/60	1 : 0	FACC			b+c	III	R	béton bitumineux à teneur élevée en bitume
54	88/	Telmanskaya	URSS	140	140/50	1 : 0	FACC	600	600	c	III	R	béton bitumineux à teneur élevée en bitume
55	88/	Irganaiskaya	URSS	100	130/50	1 : 0	FACC			b+c	III	R	béton bitumineux à teneur élevée en bitume
56	89/90	Queen's Valley	Grande- Bretagne	34	60	1 : 0	DACC	150	150	c	IV	R	
57	89/90	Feistritz	Autriche	88	70/60/50	1 : 0(*)	DACC	150 0/60	150 2/0	c	V	R	puits vertical pour auscultation
58	90/91	Hintermuhr	Autriche	40	70/50	1 : 0	DACC	150 0/100	150 2/100	c	IV	R	
59	91/92	Schmalwasser	Allemagne	74	80	1 : 0,1	DACC	160 11/32	160 11/32	c	V	R	

Légende du tableau :**Type de noyau :**

DACC : noyau en béton bitumineux dense

BMC : noyau en mastic bitumineux

CMC : noyau en mortier cyclopéen

CBC : noyau en béton bitumineux cyclopéen

PBSC : noyau en sable bitumineux perméable

FACC : noyau en béton bitumineux fluide

Matériau du remblai :

R : enrochement

E : terre

Type de mur parafouille :

a : pied en béton bitumineux

b : mur-parafouille en béton, sans galerie

c : mur-parafouille en béton, avec galerie

d : pari moulée en béton

e : paroi moulée en argile-ciment

Mode de construction du noyau :

I : mise en place du matériau de mastic bitumineux à la main

II : insertion de pierres dans le mortier bitumineux par vibration

III : mise en place du béton bitumineux à la main

IV : mise en place du béton bitumineux par engin mécanique (2^è génération)

V : mise en place du béton bitumineux et du matériau de transition au moyen d'un engin spécial (3^è génération)

* : partie supérieure du noyau (environ 1/3 de la hauteur) légèrement inclinée vers l'aval

UD : barrage amont (barrage extérieur)

b. Exemples de coupes types :

▪ Barrage de Vale de Gaio : 1948

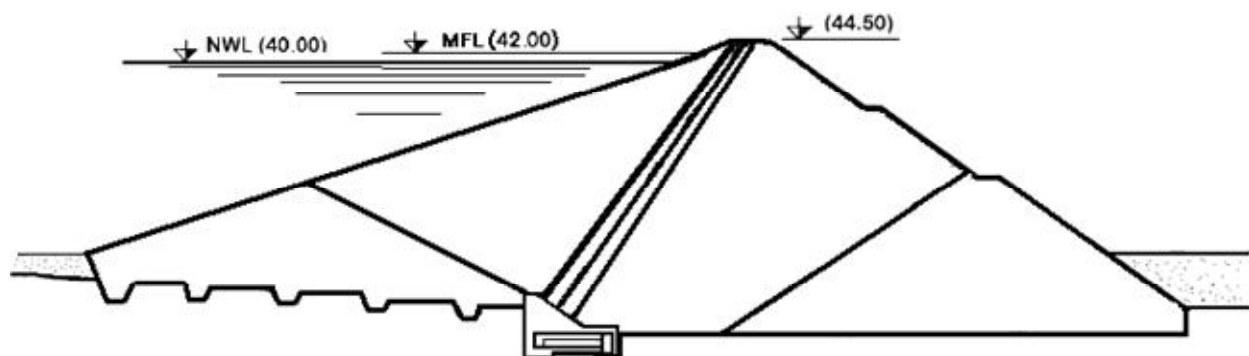


Figure 0.1 : coupe transversale du barrage de Vale de Gaio

Le noyau est incliné d'une pente d'environ 1/0,8. Ce noyau central est constitué d'un mastic bitumineux de 10 à 20 cm d'épaisseur placé entre un coffrage et un mur de pierres brutes de carrière réalisé à la main. La hauteur de ce barrage est de 51 m.

▪ Barrage de Breitenbach : 1953

BARRAGE DE BREITENBACH (ALLEMAGNE)

- (A) Niveau normal de retenue. Phase finale.
 (B) Niveau normal de retenue. Phase 1.
 - Phase 1
 (1) Remblai en enrochement
 (2) Noyau en argile
 (3) Zones de transition
 (4) Galerie de visite
 (5) Ecran d'injection
 - Phase finale
 (6) Tapis en béton bitumineux
 (7) Noyau en béton bitumineux
 (8) Tuyaux de contrôle

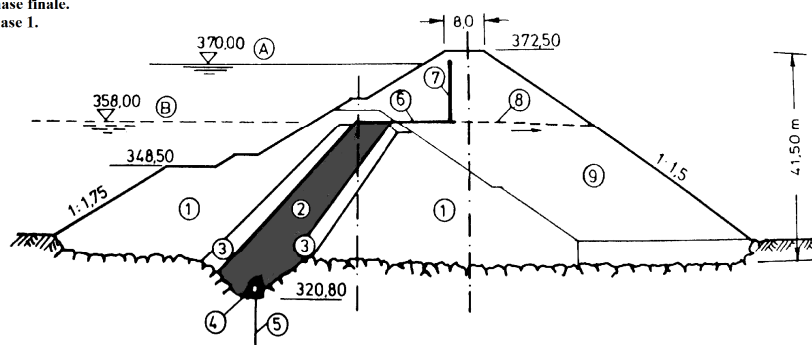


Figure 0.2 : coupe transversale du barrage de Breitenbach

Ce barrage combine un tapis bitumineux interne et un noyau vertical en béton bitumineux. Le tapis bitumineux est relié au noyau en argile. La hauteur de ce barrage est de 36,5 m.

▪ **Barrage de Bigge : 1962**

barrage de Bigge

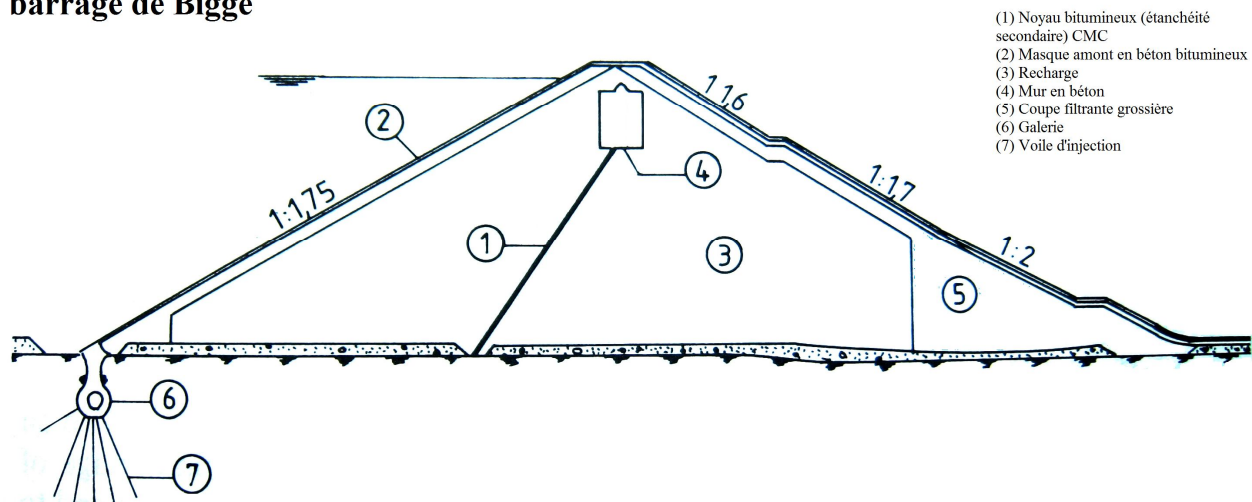


Figure 0.3 : coupe transversale du barrage de Bigge

Ce barrage est composé d'un masque amont en béton bitumineux. Le noyau bitumineux apporte une protection supplémentaire. Le noyau est en béton cyclopéen : on insère un béton bitumineux dans un coffrage ; ce béton est surdosé en bitume et en filler. Par la suite, des grosses pierres sont insérées dans le mélange par vibration. La hauteur de ce barrage est de 52 m.

▪ **Barrage du Dhünn : 1962**

barrage du Dhünn

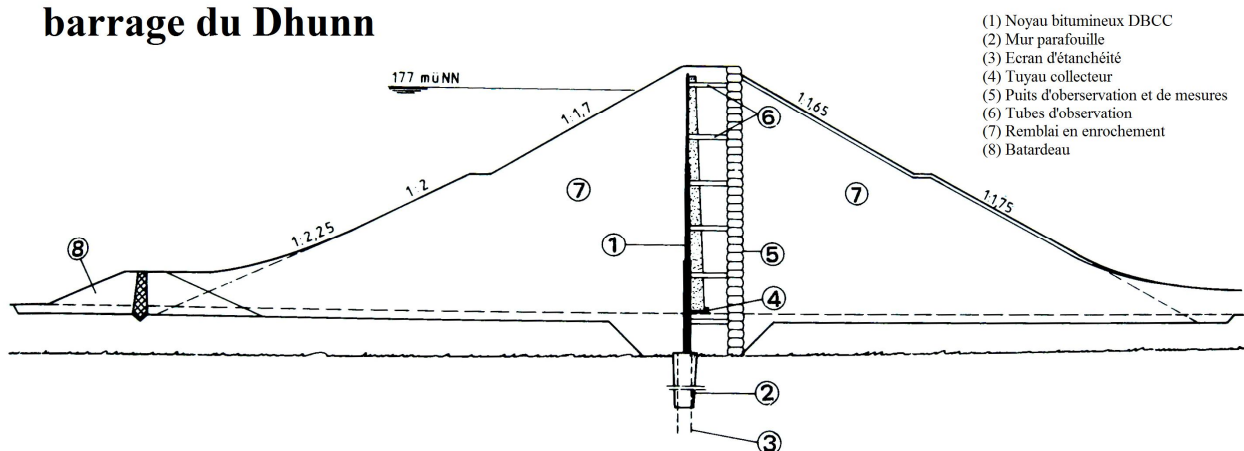


Figure 0.4 : coupe transversale du barrage de Dhünn

Il s'agit de la première utilisation d'un noyau en béton bitumineux dense. Un puits d'observation et de mesures permet d'observer le comportement du noyau de béton bitumineux à la déformation.

▪ **Barrage d'Eberlaste : 1968**

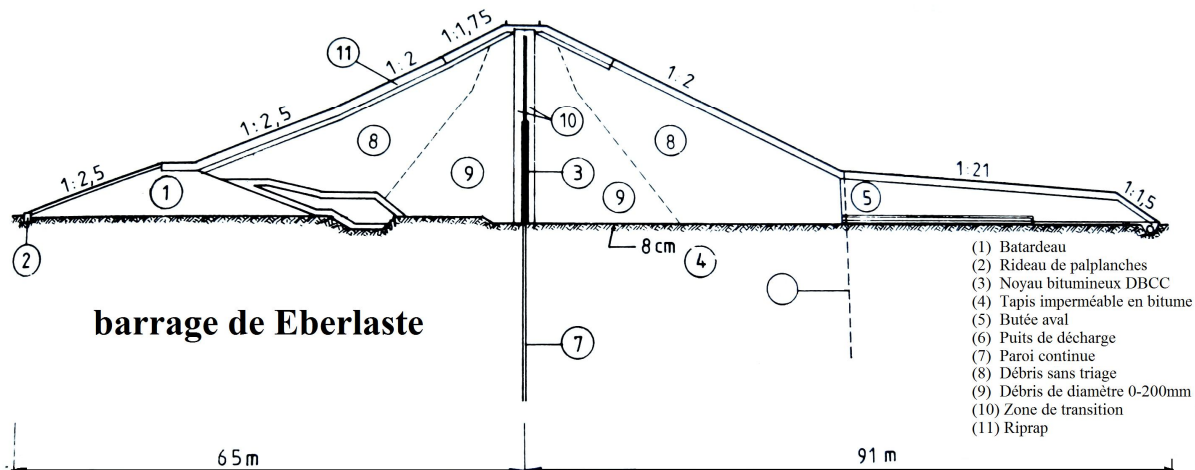


Figure 0.5 : coupe transversale du barrage de Eberlaste

Le noyau central est en béton bitumineux dense. Le mur-parafouille est constitué d'un diaphragme de ciment et bentonite, d'une profondeur de 21 à 52 m, en raison de tassements irréguliers supposés dans le terrain de fondation.

▪ **Barrage de High Island : 73/77**

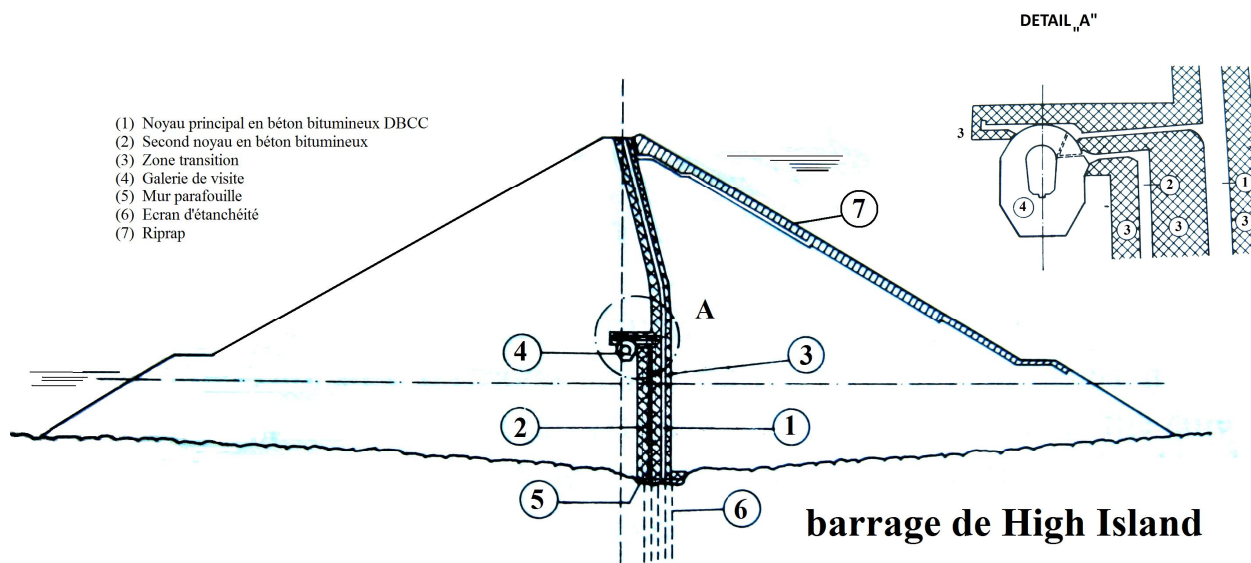


Figure 0.6 : coupe transversale du barrage de High Island

Deux noyaux parallèles de béton bitumineux sont reliés à une galerie destinée à recueillir les infiltrations d'eau dans le noyau, au-dessus du niveau de la mer. Au-dessous de ce niveau, les infiltrations sont collectées dans les matériaux entre les noyaux.

▪ Barrage de Finstertal : 77/80

BARRAGE DE FINSTERTAL

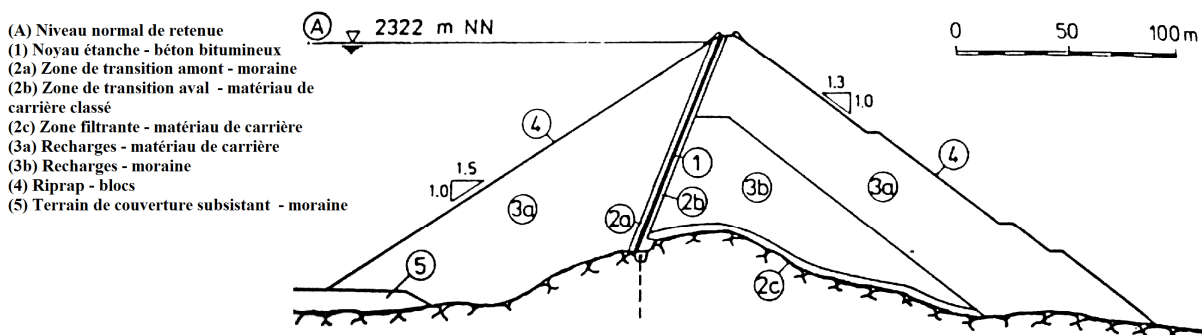


Figure 0.7 : coupe transversale du barrage de Finstertal

Les fondations rocheuses servent de culées et diminuent la hauteur du noyau bitumineux. Ce barrage a une hauteur de 90 m. Des remblais fortement compactés supportent l'inclinaison du noyau.

▪ Barrage de Sulby : 1979/80 »

RETENUE DE SULBY, ILE DE MAN (GRANDE-BRETAGNE)

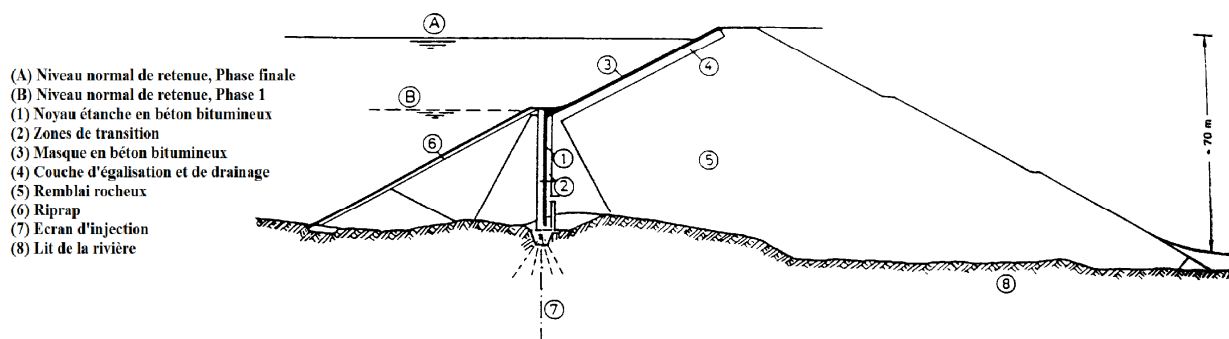


Figure 0.8 : coupe transversale du barrage de Sulby

Un noyau bitumineux vertical est relié dans sa partie supérieure à un masque amont bitumineux. La hauteur du noyau est de 36 m.

▪ Barrage de Wupper : 1982/87

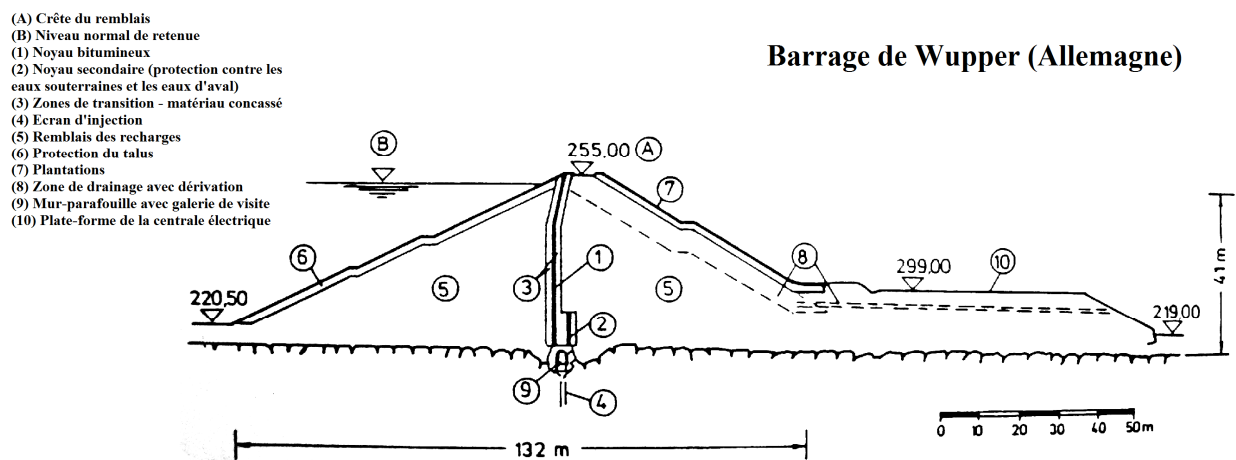


Figure 0.9 : coupe transversale du barrage de Wupper

La hauteur du noyau en béton bitumineux est de 41 m. Un mur de protection en béton bitumineux empêche les eaux d'aval de pénétrer dans le système de contrôle.

▪ Barrage de Feistritzbach : 1988

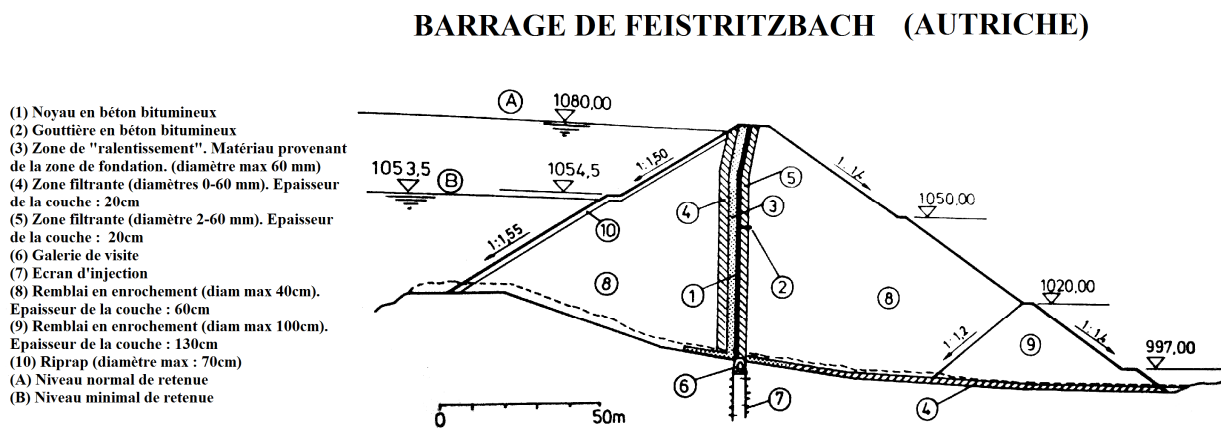


Figure 0.10 : coupe transversale du barrage de Feistritzbach

Cette digue en enrochement a une hauteur de 85 m.

Les eaux qui s'infiltrent en partie supérieure du barrage sont récupérées dans une gouttière en béton bitumineux, située aux 2/3 de la hauteur de la digue sur la face aval du noyau.

E. Revue de littérature

L'étude qui est faite sur le barrage de Nemiscau-1 a comme vocation de doter l'ingénieur d'une méthode simple pour déterminer le temps de rupture d'un barrage et son hydrogramme de rupture. Elle doit permettre de déterminer dans un temps raisonnable le déroulement des étapes de la rupture du barrage en considérant un scénario par submersion.

Cette étude nécessite notamment une maîtrise des processus d'érosion en surface, de la formation de la brèche à l'apparition du débit de pointe. Des simulations d'érosion basées sur les lois de transport de sédiment ont été réalisées. Nous en parlerons ici.

a. Formules pour calculer le débit de pointe

Avant d'aborder ces simulations, intéressons-nous d'abord à des études basées sur une statistique des ruptures, qui proposent des formules simples pour calculer le débit maximal à la brèche. De nombreuses formules empiriques existent, seules quelques unes sont recensées ci-dessous.

Ritter (1892) suppose une brèche rectangulaire et propose la formule suivante pour le débit de pointe dans l'hypothèse d'une rupture instantanée :

$$Q_{\max} = 0,92 * L * H^0{1,5} \quad (0.1)$$

Avec :

- L : largeur en mètres de l'ouvrage s'effaçant (m),
- H0 : profondeur initiale d'eau en amont(m).

D'autres formules tiennent compte des caractéristiques du réservoir comme son volume V au moment de la rupture (en m³) et la hauteur d'eau H (en m) dans le réservoir au-dessus de la brèche au moment de la rupture.

MacDonald et Langridge-Monopolis (1984) proposent la formule 0.2 :

$$Q_{\max} = 1,175 * V * H \quad (0.2)$$

Costa (1985) donne la relation suivante :

$$Q_{\max} = 325 \left(\frac{HV}{10^6} \right)^{0,42} \quad (0.3)$$

alors que **Molinaro (1989)** fait intervenir l'accélération gravitationnelle g :

$$Q_{\max} = 0,116 * (gH)^{0,5} H^2 \left(\frac{V}{H^3} \right)^{0,22} \quad (0.4)$$

Ces formules ne permettent que de calculer le débit de pointe en cas de rupture. Au mieux, on pourra encore obtenir le temps nécessaire à l'apparition de ce débit de pointe.

Les modèles qui suivent tentent de prendre en compte les processus d'érosion, l'évolution de l'érosion et de la brèche en fonction du temps et selon différentes composantes géométriques et géotechniques.

b. Modèles de simulation de rupture de barrage en remblai

Le modèle de Cristofano (1965) :

Son modèle s'applique aux barrages en remblai. Cristofano développe une formule d'érosion qui tient compte de l'angle de frottement développé du sol ϕ_d .

Ce modèle permet de calculer le volume de sédiments emportés en fonction du débit liquide à la brèche.

$$\frac{q_s}{q} = K_c \exp \left(- \frac{\lambda \tan(\phi_d)}{H} \right) \quad (0.5)$$

Avec :

- q_s : le débit spécifique de sol arraché en m^2/s ,
- q : le débit d'eau spécifique qui passe par la brèche en m^2/s ,
- K_c : une constante (-),
- λ : la longueur du canal de brèche en m,
- H : la charge hydraulique au-dessus du fond de brèche en m.

La brèche est supposée trapézoïdale et de largeur constante.

Harris et Wagner (1967) :

Ils utilisent l'équation de Schoklitsch pour calculer le débit solide :

$$q_s = 7000 \frac{S^{3/2}}{d_{50}^{0,5}} (q - q_c) \quad (0.6)$$

Avec :

- q_s : le débit solide spécifique en kg/s/m,
- S : la pente hydraulique (m/m),
- d_{50} : le diamètre moyen des sédiments en mm,
- q : le débit d'eau spécifique en m³/s/m,
- q_c : le débit d'eau critique de début d'érosion m³/s/m exprimé à la formule 4.7 :

$$q_c = \frac{1,944 \cdot 10^{-5} * d_{50}}{S^{4/3}} \quad (0.7)$$

Ils supposent une brèche qui conserve une forme parabolique durant sa formation, lui donnent un angle de pente de fond constant, angle qu'ils choisissent dépendamment de la nature du matériau. Enfin, ils calculent le débit liquide à la brèche par une formule des déversoirs.

Fread (1977) :

Son modèle de simulation BREACH, considère une érosion en deux étapes.

Durant la première, l'érosion débute sur le talus aval du barrage et remonte vers l'amont. Durant la seconde, l'érosion creuse le barrage en aval et en amont.

La pente de la brèche est celle du talus.

Il utilise la loi d'évacuation des déversoirs à seuil épais :

$$Q = 3B_0(H - H_c)^{1,5} \quad (0.8)$$

Avec :

- Q : le débit liquide en m³/s,
- B_0 : la largeur de brèche à chaque instant en m,

- H : l'élévation de l'eau en m,
- H_c : l'élévation du fond de brèche en m.

Le calcul du débit solide se fait au moyen de la loi de Meyer-Peter Müller (1948) :

$$Q_s = 27,5 * P(SR - \tau_c)^{1,5} \quad (0.9)$$

Avec :

- Q_s : le débit solide en pi³/s avec (1 pi=0,3048m)
- P : le périmètre mouillé du canal en pi,
- R : le rayon hydraulique en pi,
- S : la pente en m/m,
- τ_c : la contrainte de cisaillement critique du matériau de l'ouvrage

$$\tau_c = 0,0003 * d_{50} C_v \quad (0.10)$$

Avec :

- C_v : un facteur qui quantifie le couvert végétal (1 sans végétation)

Le modèle suppose une brèche rectangulaire jusqu'au moment où la profondeur de brèche entraîne une instabilité de ses pentes. L'instabilité entraîne une brèche trapézoïdale.

Singh et Scarlatos (1985) :

Leur modèle BEED calcule de façon indépendante l'érosion au niveau de la crête et celle au niveau du talus.

L'évaluation du débit liquide se fait par la formule des seuils épais trapézoïdaux.

Le débit solide est calculé par la formule d'Einstein Brown :

$$q_s = \Phi \gamma_m K \left[\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right) g D_s \right]^{0,5} \quad (0.11)$$

Avec :

- q_s : est le débit solide massique potentiellement transporté par unité de largeur de la brèche en kg/m/s,
- Φ : une fonction adimensionnelle du taux de transport,
- γ_m : le poids volumique des matériaux en kg/m³,
- γ : le poids volumique de l'eau en kg/m³,
- D_s : le diamètre caractéristique des sédiments en m,
- g : l'accélération de la pesanteur en m/s²,
- K : une constante adimensionnelle qui dépend de la viscosité cinématique de l'eau ν :

$$K = \left[\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gD_s^3 \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{0,5} - \left[\frac{36\nu^2}{gD_s^3 \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{0,5} \quad (0.12)$$

Les modèles numériques des années 2000 :

Tawatchai Tingsanchali et Chaiyuth Chinnarasri (2001) :

Leur modèle à une dimension est basé sur la discrétisation des équations de continuité et de conservation de la quantité de mouvement. L'érosion du barrage est accompagnée d'un calcul de stabilité au glissement du talus aval basé sur une adaptation de la méthode des tranches.

Fuamba, Marche et Pelletier (2002) :

Ils mettent en place un nouveau modèle, ERODE, qui évalue lui-même la forme de la brèche.

Le calcul de l'érosion se fait à l'aide du logiciel GSTARS. Pour chaque nouveau profil obtenu, à chaque pas de temps, ERODE vérifie la stabilité du profil par la méthode de Bishop et calcule le nouveau débit liquide entrant.

Remarque : L'utilisation du logiciel GSTARS sera détaillée au chapitre 3. L'érosion en surface s'appuiera sur le logiciel GSTARS qui présente l'avantage d'offrir le choix entre les formules de transport de sédiments.

F. Plan du mémoire

a. Les 3 piliers de l'étude

Le développement de la rupture prendra en compte trois aspects différents :

- Le glissement possible le long d'un plan de rupture qui part du talus amont jusqu'au talus aval et qui sera évalué à l'aide d'un facteur de sécurité au glissement,
L'étude géotechnique du barrage ne peut pas faire abstraction de la présence du rideau : l'utilisation de la méthode du « Multiple Wedge Analyses » du U.S. Army Corps of Engineers (1995) permet de relier l'analyse structurale à l'analyse géotechnique, d'associer le plan de glissement au plan de rupture du rideau.
Aussi cette méthode, déjà employée par M. Masson, est reprise pour le volet géotechnique de l'étude.
- la rupture possible du rideau qui constitue le volet structural de l'étude,
- l'érosion en surface avec deux méthodes utilisées : la première basée uniquement sur les formules de transport de sédiments, la seconde utilisant le logiciel GSTARS.

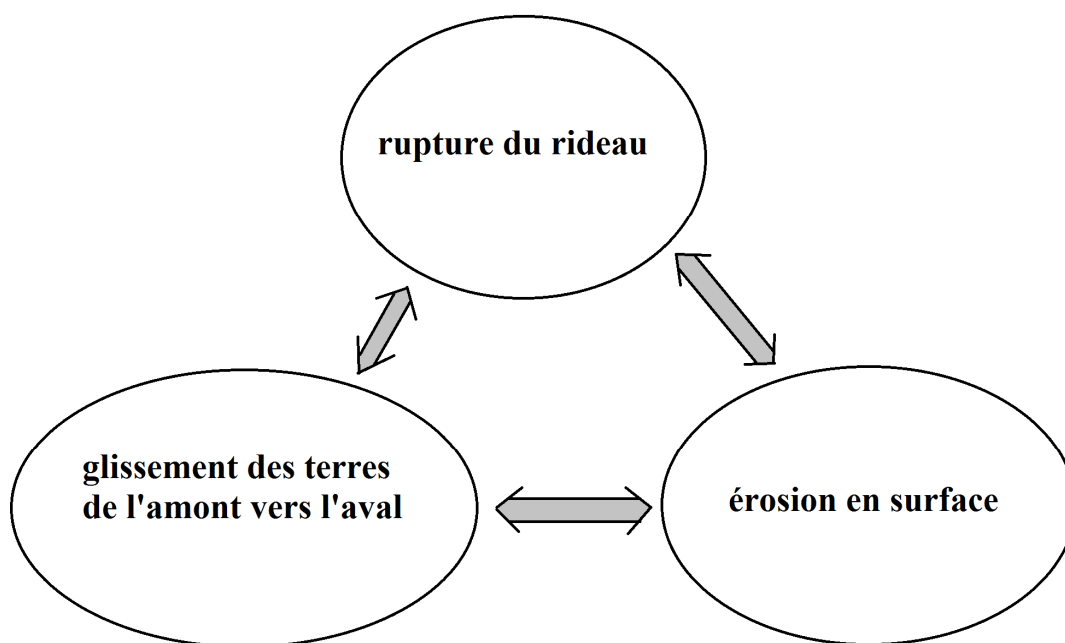


Figure 0.11 : Trois piliers de la rupture

b. Les différents chapitres du mémoire

Les premiers chapitres de ce mémoire détailleront les différents calculs de l'étude.

Le premier chapitre traitera le calcul du facteur de sécurité au glissement. Ce chapitre sera centré sur une analyse géotechnique du rideau, basée sur la technique du « Multiple Wedge Analyses ».

Le second chapitre aborde l'aspect structural de l'étude. Le calcul du facteur de sécurité à la flexion et au cisaillement du rideau y est explicité. Ce chapitre permettra de déterminer les différents points de rupture du rideau selon la progression de l'érosion du barrage. Le chapitre qui suit sera centré sur le calcul et la procédure d'évacuation des parties fracturées du rideau. Le chapitre 4 explicite l'enchaînement des différentes étapes et la mise en place d'un ordinogramme. A la fin de ce chapitre l'ensemble du schéma de rupture est connu en fonction des profondeurs d'érosion. A ce stade, la seule inconnue à traiter reste la durée des différentes étapes. Le temps de la rupture est donné par le temps que met l'érosion à creuser le barrage.

Les deux chapitres suivants détaillent les deux méthodes utilisées et leurs résultats : le chapitre 5 décrit une méthode basée sur GSTARS, le chapitre 6 se focalise sur une méthode manuelle sans logiciel. Le dernier chapitre conclura sur la pertinence des résultats de cette étude.

Chapitre 1 : Présentation du barrage

1.1 Introduction

Nemiscau-1 est le premier barrage à noyau bitumineux d'Amérique du Nord. L'utilisation du béton bitumineux n'était pas une nécessité sur ce site, un noyau en moraine était envisageable. Le choix du bitume a été dicté par la nécessité de rattraper l'avance européenne dans ce domaine. Dans l'optique de réemployer le béton bitumineux pour le futur complexe « La Romaine », Hydro-Québec a tenté l'expérience sur ce barrage, aidé d'experts Norvégiens.

1.2 Le projet dans son ensemble

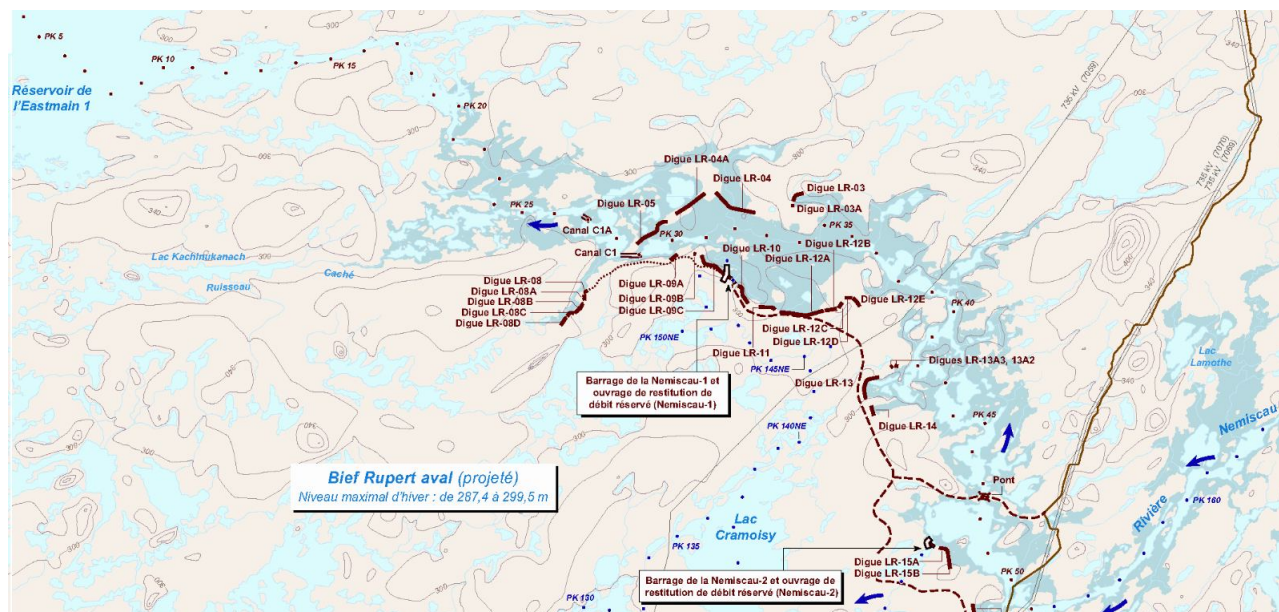


Figure 1.1 : Le projet hydroélectrique de dérivation partielle de la rivière Rupert (site internet d'Hydro-Québec : projet de l'Eastmain-1-A-Sarcelle-Rupert)

Le barrage de Nemiscau-1 fait partie du projet hydroélectrique de dérivation partielle de la rivière Rupert (cf. figure 1.1). Il assure la fermeture du bief aval, dans le bras nord de la rivière Nemiscau.

Le débit de la rivière Nemiscau est préservé grâce à un ouvrage de restitution du débit réservé.
(site internet d'Hydro-Québec : projet de l'Eastmain-1-A-Sarcelle-Rupert)

Le but de ce projet est d'obtenir un gain de puissance de 893 MW et de produire chaque année 8,5 térawattheures supplémentaires tout en s'appuyant sur des structures déjà existantes.

1.3 Caractéristiques du barrage

1.3.1 Caractéristiques géométriques

- La hauteur maximale du barrage est de 12,9 m.
- La longueur de crête est de 336 m.
- La largeur de crête est de 7,5 m.
- La pente du talus amont est de (1,8 enrochement); 1,6 H : 1,0 V.
- La pente du talus aval est de 1,45 H : 1,0 V.
-

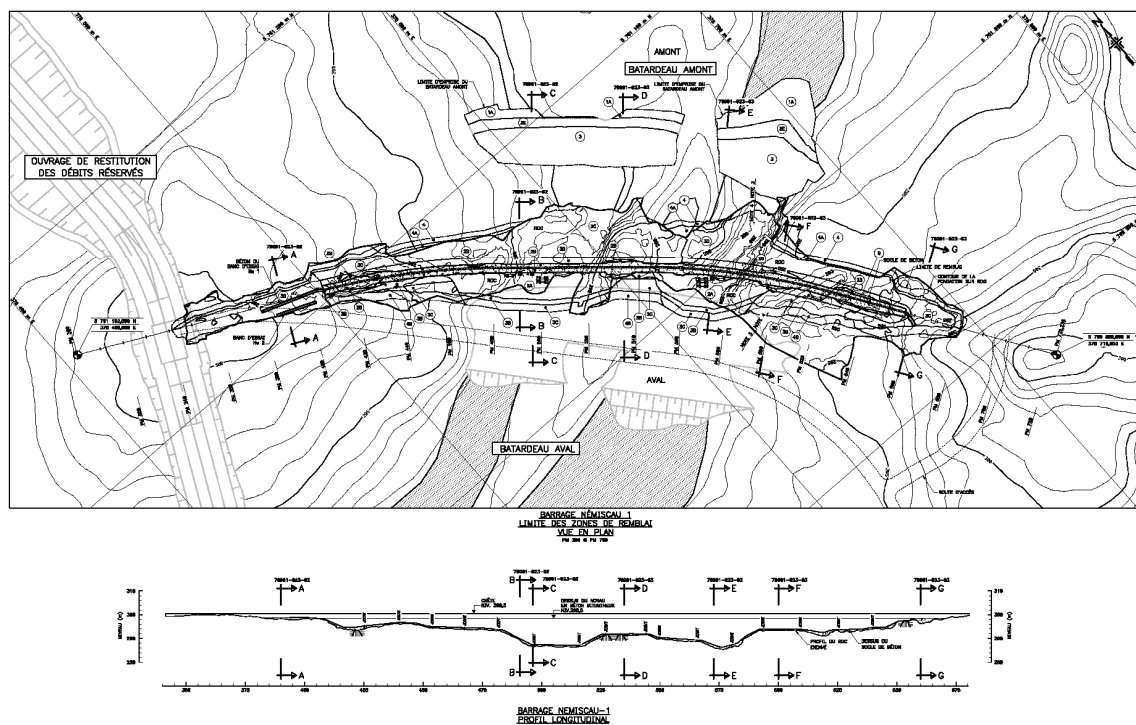


Figure 1.2 : coupe longitudinale du barrage de Nemiscau-1 (coupe fournie par Hydro-Québec)

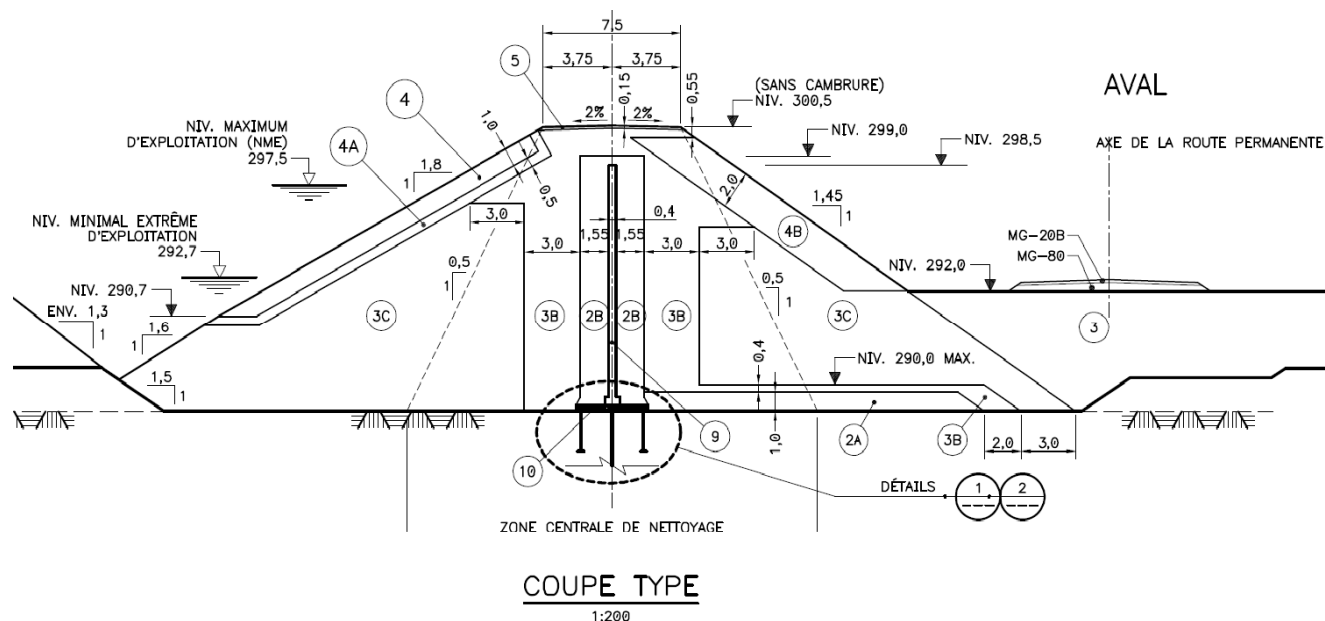


Figure 1.3 : coupe transversale du barrage de Nemiscau-1 (coupe fournie par Hydro-Québec)

Les données géométriques nécessaires à notre étude sont représentées sur les figures 1.2 et 1.3.

Remarque : les fuseaux granulométriques sont en annexe-1.

1.3.2 Caractéristiques des sols

La réalisation du barrage a nécessité :

- 50 000 m³ de remblais,
- 500 m³ de béton,
- 650 m³ de bitume.

Les excavations rocheuses et de morts-terrains représentent respectivement 535 m³ et 19 000 m³.

Les caractéristiques du compactage sont détaillées dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Détails du compactage du barrage (tableau réalisé à partir du « Canadian Dam Association Bulletin, Winter 2010, vol 21 no.1 »)

zone	matériau	compactage
9-noyau	béton bitumineux	3-4 passes, 0,5 à 1 tonne par vibration (jusqu'à ce que le volume des vides soit < 3 %, épaisseur de la couche = 22,5 cm après compactage
2B-zone de transition	graviers écrasés bien classés max 80 mm	3-4 passes, 1,5 à 2 tonnes par vibration, épaisseur de la couche = 22,5 cm après compactage
3B-accotement	roche broyée bien classée, max 150 mm	4 passes, 10 à 15 tonnes, par vibration, épaisseur de la couche = 45cm
3C-accotement	matériaux extraits bien classés, max 450 mm	4 passes, 10 à 15 tonnes, par vibration, épaisseur de la couche = 90 cm
4B-talus de protection (aval)	enrochement sélectionné max 900 mm, avec max 20 % < 200 mm	4 passes, 10 à 15 tonnes, par vibration, épaisseur de la couche = 90 cm
4-enrochement	enrochement sélectionné min 400 mm - max 600 mm	mis en place à l'aide d'une pelleteuse

1.3.3 Caractéristiques du noyau en béton bitumineux

D'après le rapport conforme à exécution :

- l'épaisseur du noyau est de 0,4 m,
- la teneur en vides de l'enrobé bitumineux du noyau est inférieure ou égale à 3%,
- la cohésion du noyau est prise égale à 259 kN/m²,
- l'angle de frottement interne du noyau est pris égal à 28 °,
- la masse volumique du béton bitumineux est de 2320 kg/m³.

Chapitre 2 : Facteur de sécurité au glissement

2.1 La méthode du « Multiple Wedge Analyses »

2.1.1 Principe

La méthode utilisée est la méthode du « Multiple Wedge Analysis » développée par l'U.S. Army Corps of Engineers en 1995. Elle demande une subdivision du barrage en blocs qui s'équilibrent le long d'un plan de rupture. Le barrage est décomposé en un bloc neutre, le noyau, qui sépare les blocs actifs en amont et les blocs passifs en aval.

Il est nécessaire de répertorier l'ensemble des forces qui peuvent agir sur chacun des blocs :

- le poids des blocs W_i ,
- la force verticale V_i ,
- la force de soulèvement U_i ,
- les forces horizontales amont et aval H_{Li} et H_{Ri} .

La référence au bloc se fait par l'intermédiaire de l'indice i . Pour chaque bloc on évalue la résultante $P_{i-1} - P_i$ qui agit sur le bloc. Cette résultante consiste en la différence entre les forces inter-blocs amont et aval ; ces forces sont supposées horizontales.

$$P_{i-1} - P_i = \frac{(W_i + V_i) \cos(\alpha_i) - U_i + (H_{Li} - H_{Ri}) \sin(\alpha_i) \frac{\tan(\phi_i)}{FS1} - (H_{Li} - H_{Ri}) \cos(\alpha_i) + (W_i + V_i) \sin(\alpha_i) + \frac{c_i}{FS1} L_i}{(\cos(\alpha_i) - \sin(\alpha_i)) \frac{\tan(\phi_i)}{FS1}} \quad (2.1)$$

Dans la formule 2.1 (U.S. Bureau of Reclamation, 1995), l'angle α_i définit l'inclinaison du bloc, L_i la longueur de la base du bloc, c_i la cohésion du sol et ϕ_i l'angle de friction du sol.

L'équilibre des blocs permet de déterminer le facteur de sécurité au glissement $FS1$. Le facteur de sécurité est tel que la somme des résultantes des forces $P_{i-1} - P_i$ est nulle :

$$\sum_{i=1}^{\text{nombre_de_blocs}} (P_{i-1} - P_i) = 0 \quad (2.2)$$

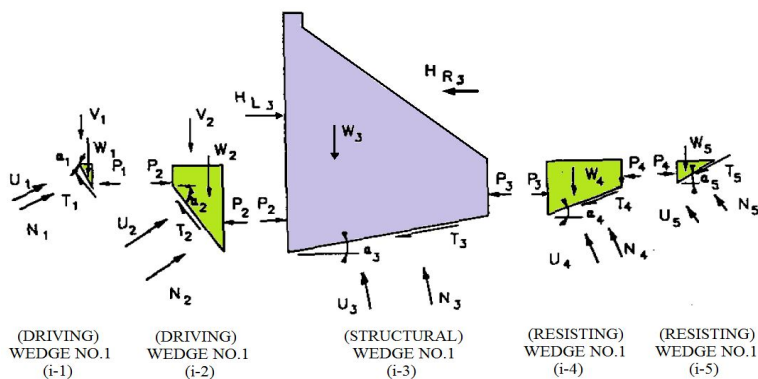


Figure 2.1 : Illustration de la découpe d'un barrage selon la méthode du « Multiple Wedge Analyses »

La figure 2.1, tirée du livre « Gravity Dam Design », illustre le découpage du sol en différents blocs et représente le système de forces qui s'applique sur chaque bloc.

2.1.2 Découpage du barrage en blocs

Le découpage du barrage en blocs s'effectue selon des critères simples. Le découpage tient compte du zonage du barrage ainsi que des changements de pente des talus.

2.1.2.1 Influence du zonage du barrage sur le choix des frontières de blocs

Le zonage du barrage est simplifié sur la figure 2.2. On considère le barrage constitué de trois sols :

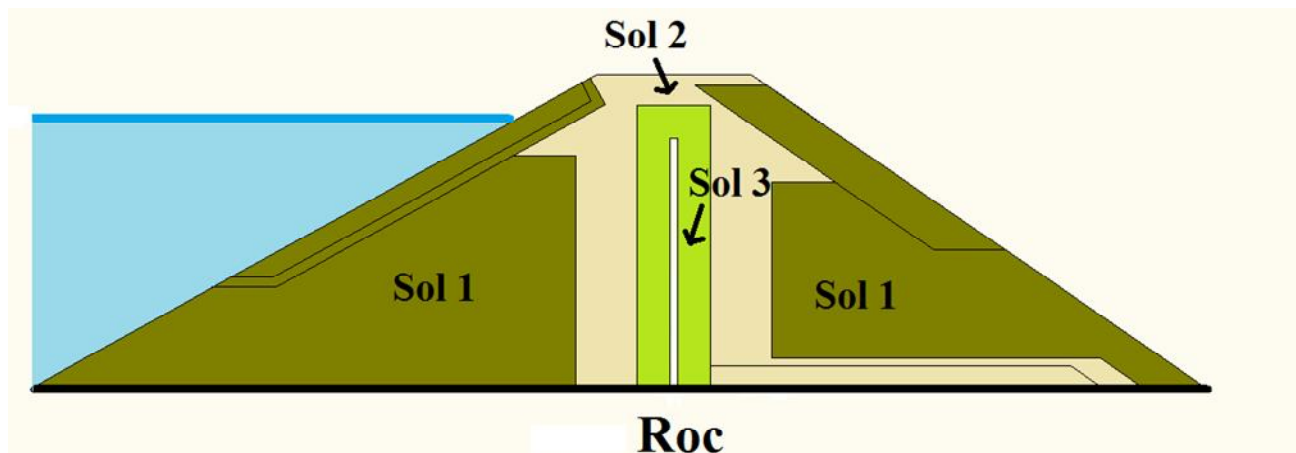


Figure 2.2 : coupe transversale du barrage de Nemiscau-1 mettant en évidence le zonage du barrage

La coupe transversale du barrage est simplifiée sur la figure 2.2. Le noyau est entouré d'un sol composé d'éléments fins (zone 2A de la coupe type) et représenté par le sol 3 sur la figure. Les recharges sont faites en éléments plus grossiers (zones 3A, 3B de la coupe type). La taille des éléments augmente en approche des surfaces externes des talus amont et aval. La séparation en un sol 1 et 2 permet d'exprimer les changements de granulométrie. Tous les fuseaux granulométriques des sols sont représentés en annexe-1.

- Légende des couleurs :

Afin de repérer aisément les sols constituant chaque bloc, une légende des couleurs est respectée tout au long du mémoire :

- sol 1 : vert foncé
- sol 2 : jaune clair
- sol 3 : vert clair

Tableau 2.1 : Caractéristiques des sols du barrage

	pois volumique saturé γ_{sat} (en kN/m ³)	angle de frottement interne ϕ (en °)
sol 3	18	30
sol 2	20	35
sol 1	25	45

Les caractéristiques des sols choisis comme représentatifs du barrage sont données dans le tableau 2.1.

La méthode du « Multiple Wedge Analyses » nécessite qu'à chaque changement de sols corresponde une frontière de bloc. Dans le cadre de cette méthode, il y a lieu de définir des frontières verticales de sol.

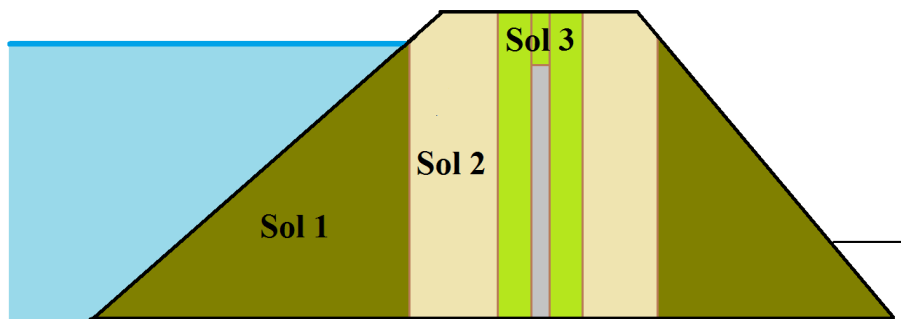


Figure 2.3 : coupe transversale simplifiée du barrage de Nemiscau-1

Le calcul du facteur de sécurité au glissement se base sur la simplification du barrage représentée à la figure 2.3. Le zonage du barrage, tel qu'il a été défini en tenant compte du rideau en béton, impose six frontières de blocs.

2.1.2.2 L'influence des changements de pente sur le choix des frontières de blocs



Figure 2.4 : Zoom transversal de la crête

La crête du barrage n'est pas parfaitement plane. Comme montré sur la figure 2.4, des pentes de 2% sont préconisées. Ces faibles pentes peuvent être négligées pour le calcul du facteur de sécurité au glissement. Ce résultat a été vérifié.

En considérant la crête horizontale, deux changements de pente sont à considérer.

Pour faciliter les calculs des forces, il est recommandé de changer de blocs à chaque modification de pente en surface du barrage.

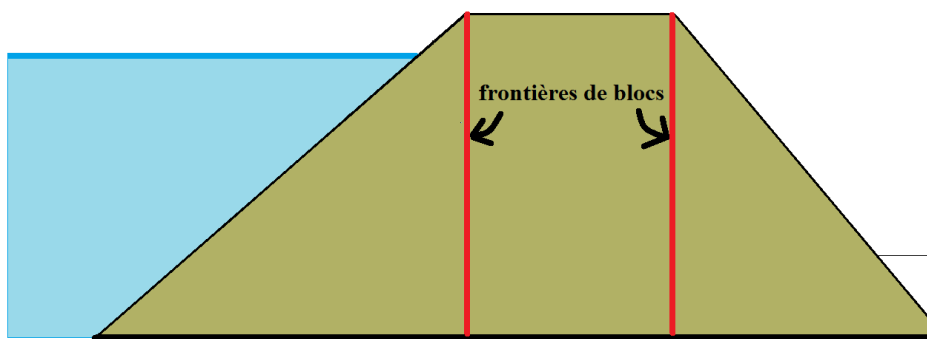


Figure 2.5 : Mise en évidence des frontières de blocs dues aux changements de pente en surface

Ainsi deux nouvelles frontières de blocs sont à rajouter aux six frontières précédentes.

2.1.3 Le plan de glissement

L'inclinaison des plans de glissement α_i est directement reliée à l'angle de friction interne des sols.

$$\phi d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS1} \right) \quad (2.3)$$

$$\alpha_{i_actif} = - \left(45^\circ + \frac{\phi d}{2} \right) \quad \alpha_{i_passif} = 45^\circ - \frac{\phi d}{2} \quad (2.4)$$

Par convention, l'orientation des angles se fait dans le sens trigonométrique.

Afin d'avoir un plan de glissement sécant au rideau, le béton bitumineux est assimilé à un sol caractérisé par sa cohésion et son angle de friction interne. Les blocs centraux de faible longueur sont considérés de pente nulle.

2.1.4 La prise en compte du roc

Le plan de glissement potentiel ne pourra jamais aller plus bas que l'interface roc-sol. Cette interface roc-sol est positionnée à 12,3 m de la crête pour le calcul.

Si le plan de glissement atteint le roc, il longe alors le roc et remonte vers le talus aval au niveau des blocs passifs.

2.1.5 Paramètres géométriques du barrage

La pente du talus amont est de 29° , celle du talus aval de $34,6^\circ$. L'interface roc-sol est considérée à 12,3 m de profondeur par rapport au sommet de la crête.

L'épaisseur du rideau est de 0,4 m.

2.1.6 La prise en compte de l'érosion

Par hypothèse, l'érosion en surface du talus aval est supposée se faire parallèlement au talus. La profondeur d'érosion, égale sur toute la longueur du talus, est définie par le paramètre Hev.

L'érosion verticale au niveau de la crête est définie par le paramètre Hem.

Dans notre modèle, les blocs en amont sont supposés s'éroder linéairement jusqu'à atteindre la profondeur H_{em} en amont de la crête.

L'érosion en amont est limitée par le paramètre H_{sol} . L'érosion ne peut progresser en amont qu'en cas de rupture du rideau et de retrait de la partie fracturée.

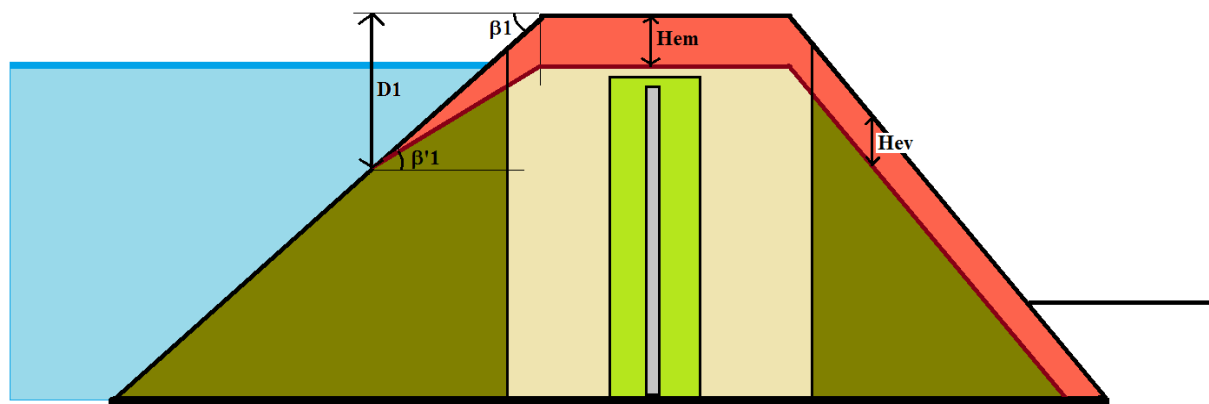


Figure 2.6 : Mise en évidence de l'érosion du barrage

2.2 Mise en place du calcul

Le calcul s'effectue sur le tableur Excel. Le facteur de sécurité qui assure l'équilibre des blocs au niveau du plan de rupture potentiel est directement déterminé à l'aide d'une macro ; il peut également être calculé manuellement par l'utilisateur.

Le calcul des forces est automatiquement modifié selon le facteur de sécurité et donc selon les inclinaisons des plans de glissement. Afin de balayer l'ensemble des plans de glissement potentiel, une nouvelle variable a été introduite. L'utilisateur peut faire évoluer manuellement la hauteur amont du plan de rupture, la variable $D1$ définie par rapport à la crête.

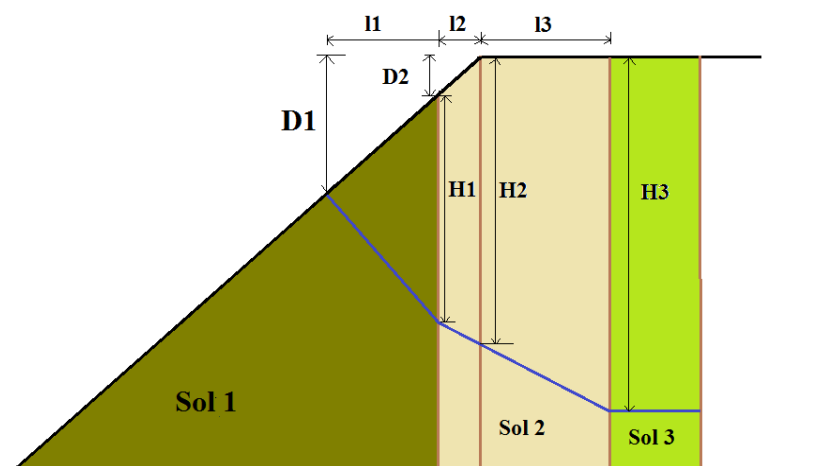


Figure 2.7 : Schéma d'appui pour le choix des cas à envisager

La variable D2, présentée sur la figure 2.7, correspond à la distance entre le sommet de la crête et le sommet de l'interface sol 1/sol 2. Pour le calcul, la variable D1 a été prise nécessairement plus grande que la variable D2, afin d'assurer une cohérence dans le calcul et de sorte que le premier bloc soit nécessairement constitué de sol 1.

Si cette méthode apporte l'assurance d'obtenir le plan de rupture le plus réaliste, en d'autres termes, celui qui donne le facteur de sécurité le plus faible, elle nécessite de distinguer différents cas, selon que le roc soit atteint ou non et selon l'endroit où le plan de rupture atteint le roc.

Quatre cas sont à envisager.

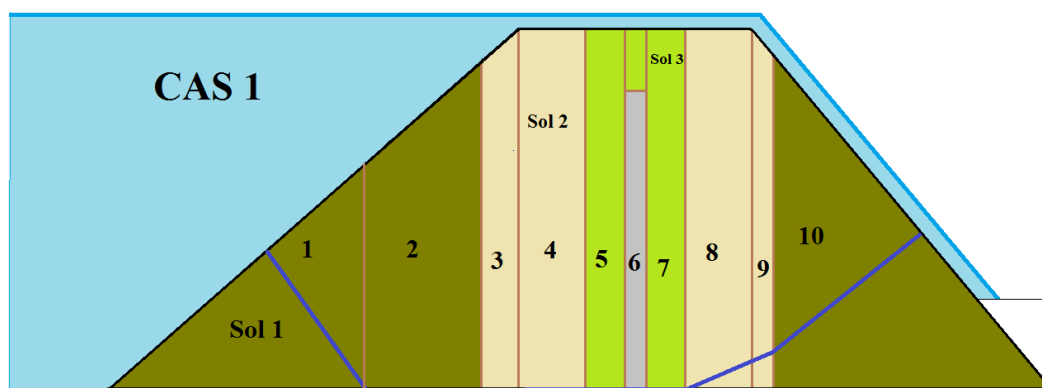


Figure 2.8 : Allure du plan de rupture potentielle dans le cas 1

Dans le premier cas, le roc est atteint dans le sol 1.

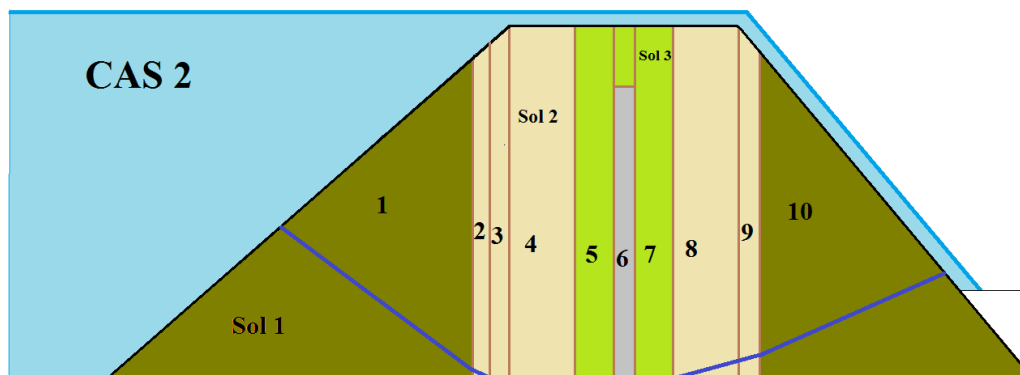


Figure 2.9 : Allure du plan de rupture potentielle dans le cas 2

Dans le second cas, le roc est atteint dans le sol 2 avant d'atteindre le haut du talus amont.

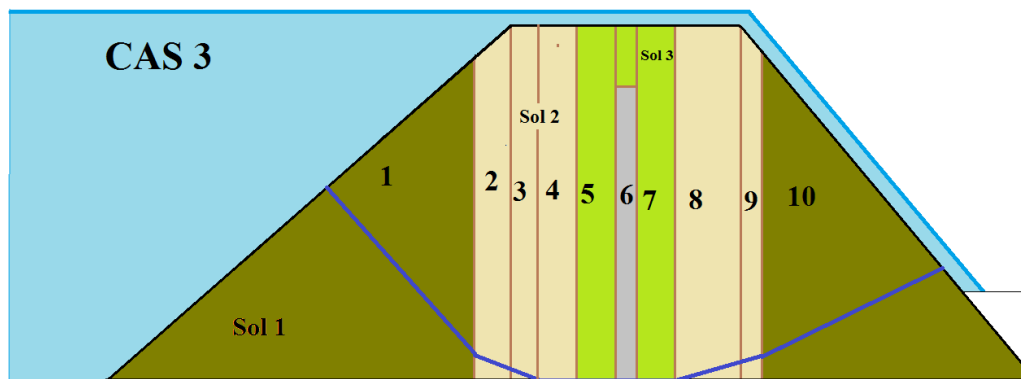


Figure 2.10 : Allure du plan de rupture potentielle dans le cas 3

Dans le troisième cas, le roc est atteint dans le sol 2, au-dessous de la crête.

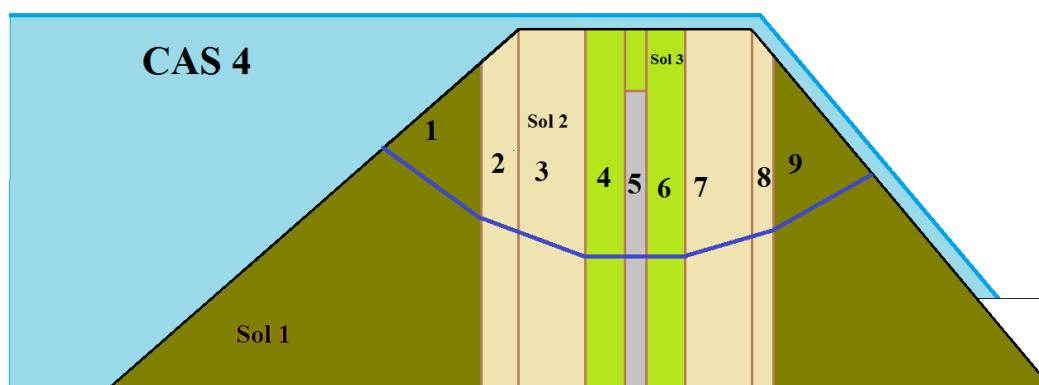


Figure 2.11 : Allure du plan de rupture potentielle dans le cas 4

Dans le cas 4, le roc n'est pas atteint.

Le choix des cas s'effectue automatiquement. Si l'utilisateur modifie le facteur de sécurité, ou la valeur de $D1$, le tableur détermine directement le cas correspondant, définit la décomposition en blocs et calcule les forces qui s'appliquent.

Remarque :

Comme cela sera montré dans les chapitres suivants, un replat prolonge le barrage en aval. Seulement, les angles des plans de glissement potentiels sont tels que ces plans de rupture remontent toujours au-dessus de ce replat, dans le talus aval. Aussi, le replat n'est pas considéré pour le calcul du facteur de sécurité au glissement FS1.

2.3 Détail des calculs

2.3.1 Calcul des aires des blocs

Le calcul des aires des blocs doit tenir compte de l'érosion. Pour les blocs en amont du barrage, l'érosion est caractérisée par l'angle $\beta'1$ et par le paramètre Hem.

$$\beta'1 = \tan^{-1} \left(\frac{D1 - Hem}{b1 + b2 + b3} \right) \quad \text{avec } b_i \text{ la largeur du bloc } i \text{ en m} \quad (2.5)$$

2.3.1.1 Calcul des aires dans le cas 1

Aire du bloc 1 :

Le plan de rupture potentielle atteint le roc à la fin de ce bloc. La connaissance de l'angle $\beta'1$ permet de déterminer les différentes hauteurs de bloc selon la profondeur d'érosion. La frontière aval du bloc1 n'est pas une frontière identifiable sur la coupe type, la longueur $b1$ dépend de la nature du sol et du paramètre $D1$.

Paramètres :

$$H = 12,3m \quad (2.6)$$

$$h14 = H - D1 \quad (2.7)$$

$$b1 = \frac{h14}{\tan \alpha1} \quad (2.8)$$

$$\beta1 = 29^\circ \quad (2.9)$$

$$y1 = b1 \times \tan \beta1 \quad (2.10)$$

$$h1 = y1 + h14 \quad (2.11)$$

$$h10 = H - h1 \quad (2.12)$$

$$y'1 = b1 \times \tan(\beta'1) \quad (2.13)$$

$$h'1 = h14 + y'1 \quad (2.14)$$

$$\text{Calcul : } \text{Aire1} = \frac{h'1 \times b1}{2} \quad (2.15)$$

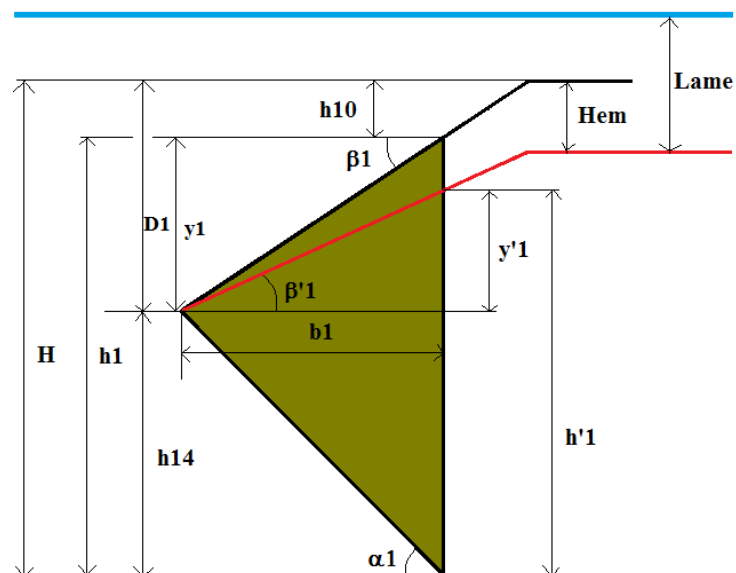


Figure 2.12 : Schéma du bloc 1 dans le cas 1

Aire du bloc 2 :

La frontière aval de ce bloc marque le passage du sol 3 au sol 2. Toutes les hauteurs touchées par l'érosion sont calculées à partir de l'angle $\beta'1$ calculé précédemment. La surface de glissement est horizontale, elle longe le roc.

Paramètres :

$$h20 = 0,57m \quad (2.16)$$

$$y2 = y1 + h10 - h20 \quad (2.17)$$

$$b2 = \frac{h10 - h20}{\tan \beta1} \quad (2.18)$$

$$y'2 = y'1 + b2 \times \tan \beta'1 \quad (2.19)$$

$$h'2 = h14 + y'2 \quad (2.20)$$

$$\text{Calcul : } \text{Aire2} = \frac{h'1 + h'2}{2} \times b2 \quad (2.21)$$

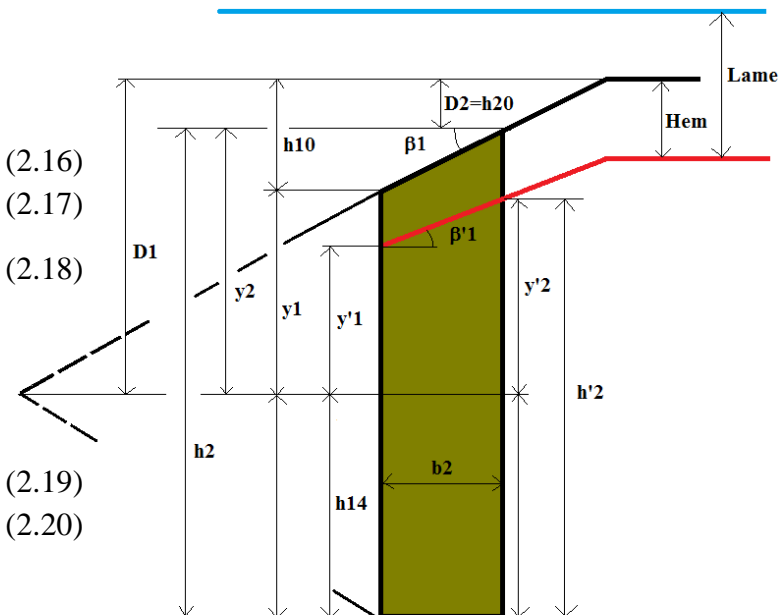


Figure 2.13 : Schéma du bloc 2 dans le cas 1

Aire du bloc 3 :

La frontière aval marque la fin du talus amont.

Paramètres :

$$D2 = h20 \quad (2.22)$$

$$b3 = 1m \quad (2.23)$$

$$h'3 = H - Hem \quad (2.24)$$

$$y3 = H - h14 \quad (2.25)$$

$$y'3 = h'3 - h14 \quad (2.26)$$

$$\text{Calcul : } \text{Aire3} = \frac{h'2 + h'3}{2} \times b3 \quad (2.27)$$

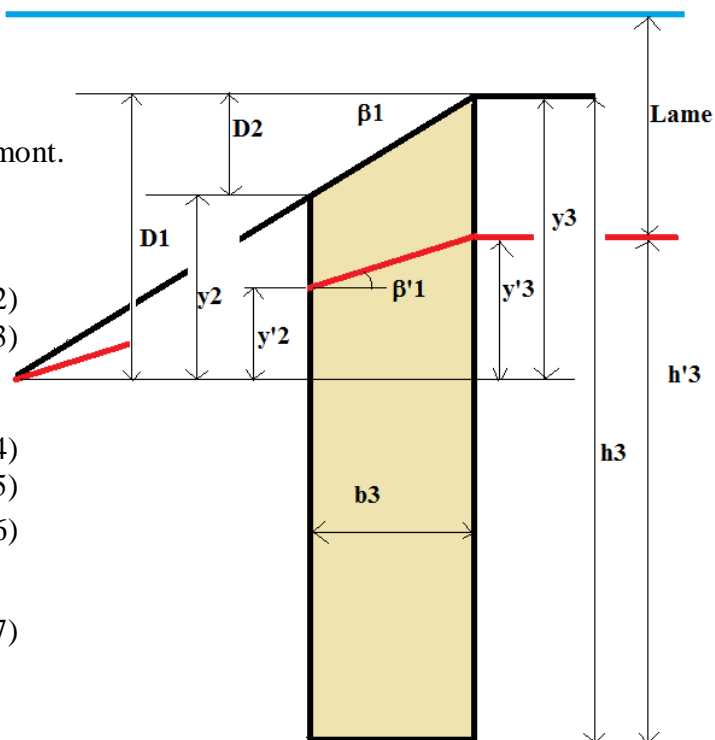


Figure 2.14 : Schéma du bloc 3 dans le cas 1

Aire du bloc 4 :

La frontière aval du bloc marque le passage du sol 2 au sol 1. L'érosion est verticale.

Paramètres :

$$h'41 = H - Hem \quad (2.28)$$

$$b4 = 2m \quad (2.29)$$

$$\text{Calcul : } Aire4 = b4 \times h'41 \quad (2.30)$$

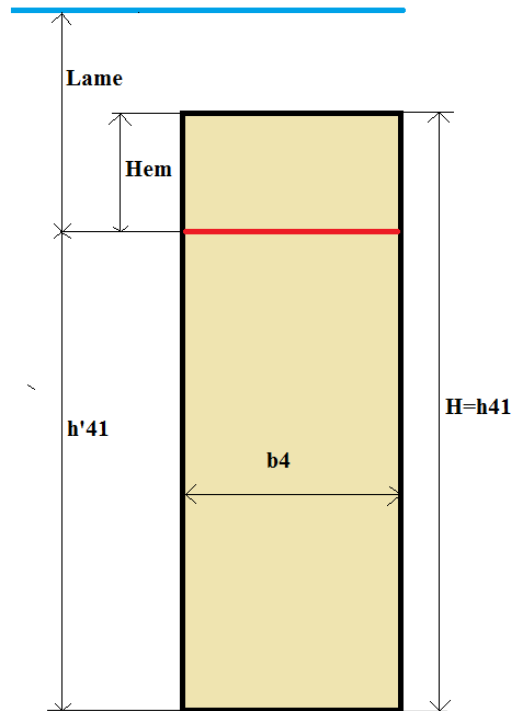


Figure 2.15 : Schéma du bloc 4 dans le cas 1

Aire du bloc 5 :

Ce bloc est en contact avec le rideau en béton bitumineux.

Paramètres :

$$h'51 = H - Hem \quad (2.31)$$

$$b5 = 1,55m \quad (2.32)$$

$$\text{calcul : } Aire5 = b5 \times h'51 \quad (2.33)$$

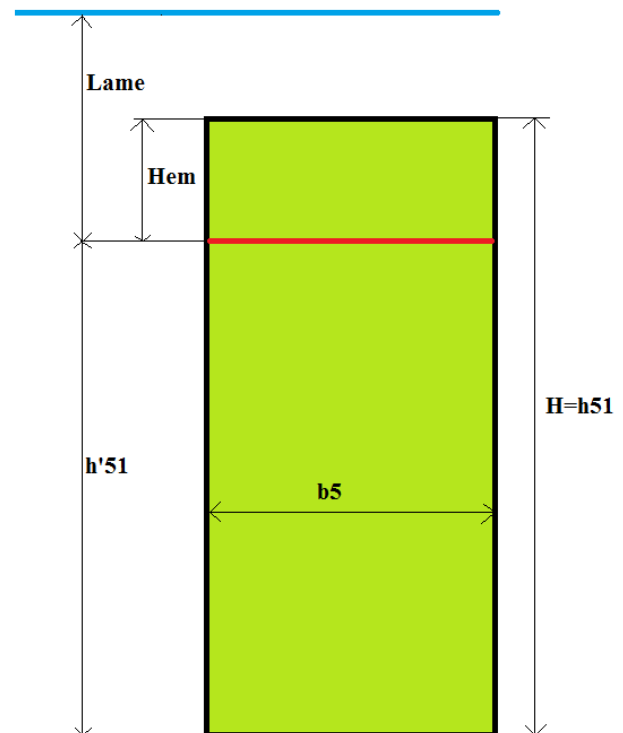


Figure 2.16 : Schéma du bloc 5 dans le cas 1

Aire du bloc 6 :

Ce bloc englobe le rideau en béton. Afin de calculer les poids des différents blocs, il est préférable de distinguer la superficie du béton bitumineux de celle du sol au-dessus.

Paramètres :

$$h'61 = h'51 = H - Hem \quad (2.34)$$

$$b6 = 0,4m \quad (2.35)$$

Calcul :

Si $Hsol > Hem$:

$$Aire_sol = (Hsol - Hem) * b6 \quad (2.36)$$

$$Aire_rideau = (h61 - Hem) * b6 \quad (2.37)$$

Sinon :

$$Aire_sol = 0 \quad (2.38)$$

$$Aire_rideau = h'61 * b6 \quad (2.39)$$

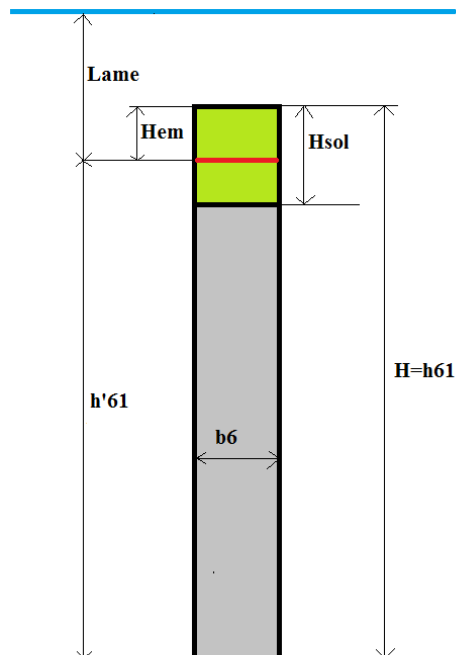


Figure 2.17 : Schéma du bloc 6 dans le cas 1

Aire du bloc 7 :

Ce bloc est situé en aval du rideau en béton bitumineux. La profondeur d'érosion est donnée par le paramètre Hev . La frontière aval du bloc marque le passage du sol 2 au sol 1.

Paramètres :

$$h'71 = H - Hev \quad (2.40)$$

$$b7 = 1,55m \quad (2.41)$$

Calcul : $Aire7 = b7 \times h'71 \quad (2.42)$

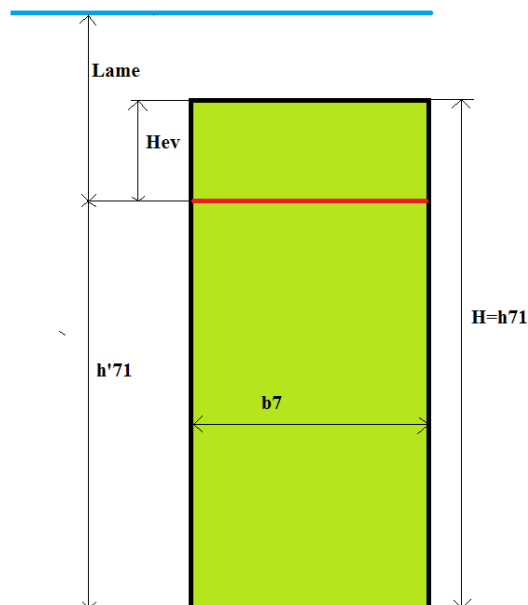


Figure 2.18 : Schéma du bloc 7 dans le cas 1

Aire du bloc 8 :

Le plan de glissement potentiel est incliné d'un angle α_8 , lié à l'angle de friction interne du sol 2.

La frontière aval de ce bloc marque le début du talus aval.

Paramètres :

$$b_8 = 2m \quad (2.43)$$

$$h_{84} = b_8 \times \tan(\alpha_8) \quad (2.44)$$

$$h_{81} = H - h_{84} \quad (2.45)$$

$$\text{Calcul : } Aire_8 = \frac{H + h_{81} - 2 \times Hev}{2} \times b_8 \quad (2.46)$$

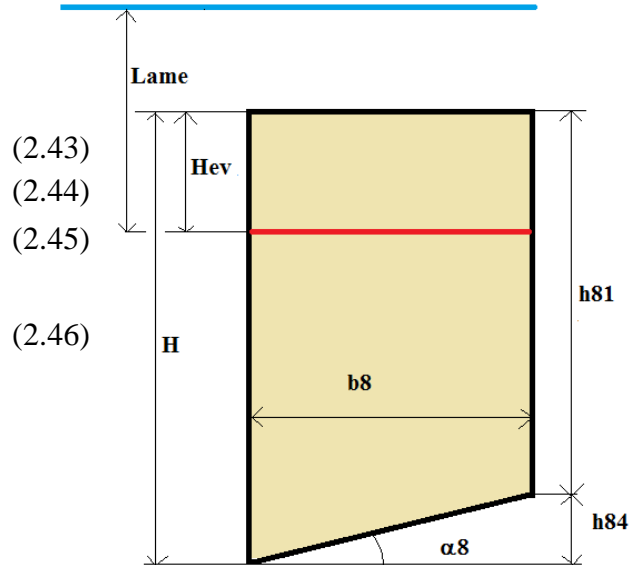


Figure 2.19 : Schéma du bloc 8 dans le cas 1

Aire du bloc 9 :

L'érosion du talus aval se fait tangentielle au talus. La profondeur d'érosion est constante et égale à Hev . La frontière avale du bloc marque la frontière entre le sol 2 et le sol 1.

Paramètres :

$$\alpha_9 = \alpha_8 \quad (2.47)$$

$$b_9 = 1m \quad (2.48)$$

$$\beta_9 = 34,6^\circ \quad (2.49)$$

$$h_{90} = b_9 \times \tan(\beta_9) \quad (2.50)$$

$$h_{94} = b_9 \times \tan(\alpha_9) \quad (2.51)$$

$$h_{91} = h_{81} - h_{90} - h_{94} \quad (2.52)$$

$$\text{Calcul : } Aire_9 = \frac{h_{81} + h_{91} - 2Hev}{2} \times b_9 \quad (2.53)$$

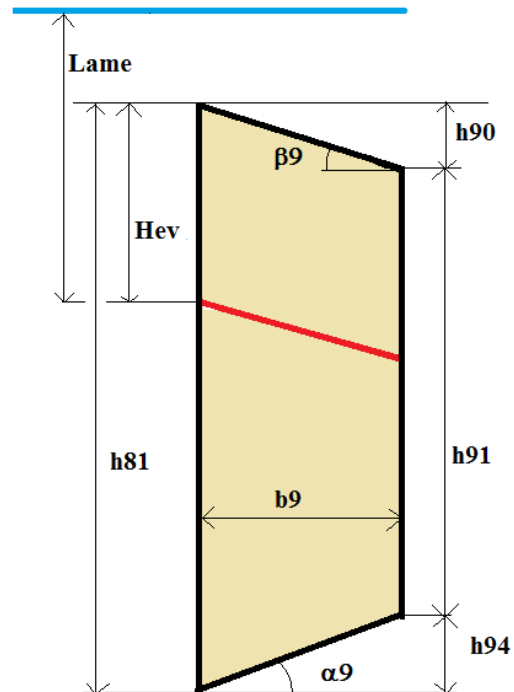


Figure 2.20 : Schéma du bloc 9 dans le cas 1

Aire du bloc 10 :

Paramètres :

$$\beta_{10} = \beta_9 \quad (2.54)$$

$$h'_{91} = h_{91} - H_{ev} \quad (2.55)$$

$$b_{10} = \frac{h_{91}}{\tan \beta_{10} + \tan \alpha_{10}} \quad (2.56)$$

$$b'_{10} = \frac{h'_{91}}{\tan \beta_{10} + \tan \alpha_{10}} \quad (2.57)$$

Calcul : $Aire_{10} = \frac{b'_{10} \times h'_{91}}{2}$ (2.58)

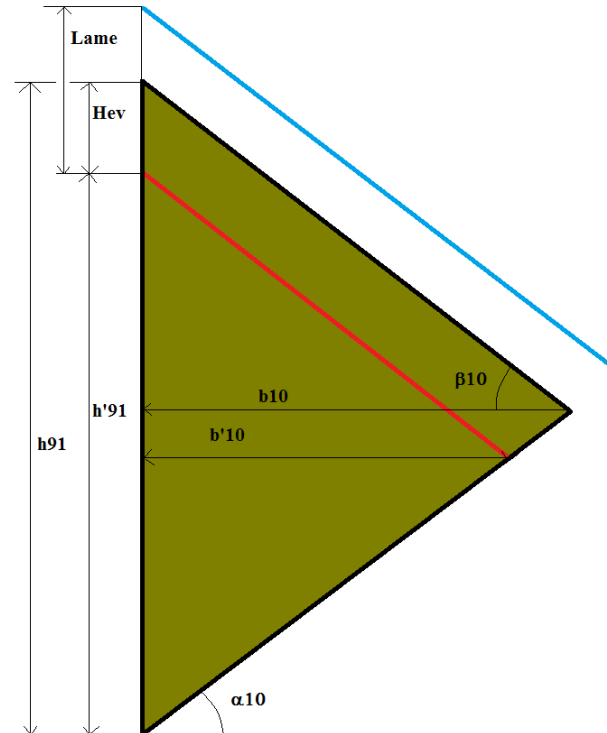


Figure 2.21 : Schéma du bloc 10 dans le cas 1

2.3.1.2 Calcul des aires dans le cas 2

Le roc n'est pas atteint en aval du premier bloc. Les calculs des aires pour les trois premiers blocs diffèrent du cas 1.

Aire du bloc 1 :

La largeur b_1 du bloc 1 est connue.

Paramètres :

$$\beta_1 = 29^\circ \quad (2.59)$$

$$b_1 = \frac{D_1 - D_2}{\tan \beta_1} \quad (2.60)$$

$$y_1 = b_1 \times \tan \beta_1 \quad (2.61)$$

$$h_{14} = b_1 \times \tan \alpha_1 \quad (2.62)$$

$$h_1 = y_1 + h_{14} \quad (2.63)$$

$$y'_1 = b_1 \times \tan \beta'_1 \quad (2.64)$$

$$h'_1 = h_{14} + y'_1 \quad (2.65)$$

Calcul : $Aire_1 = \frac{b_1 \times h'_1}{2}$ (2.66)

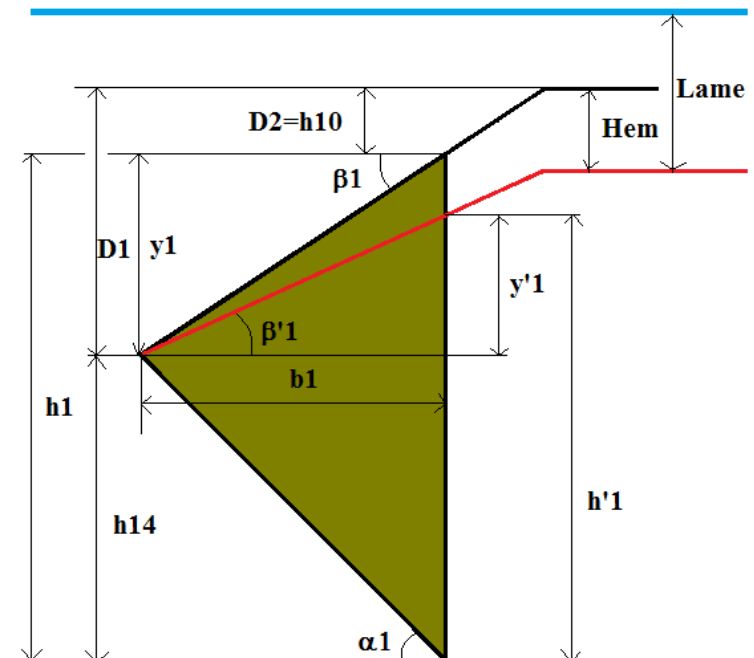


Figure 2.22 : Schéma du bloc 1 dans le cas 2

Aire du bloc 2 :

b2 se détermine par le calcul.

Paramètres :

$$h15 = H - D1 - h14 \quad (2.67)$$

$$h24 = h14 + h15 \quad (2.68)$$

$$b2 = \frac{h15}{\tan \alpha 1} \quad (2.69)$$

$$y2 = y1 + b2 \times \tan \beta 1 \quad (2.70)$$

$$y'2 = y'1 + b2 \times \tan \beta '1 \quad (2.71)$$

$$h'2 = h24 + y'2 \quad (2.72)$$

Calcul : $Aire2 = \frac{h1 + h'2}{2} \times b2 \quad (2.73)$

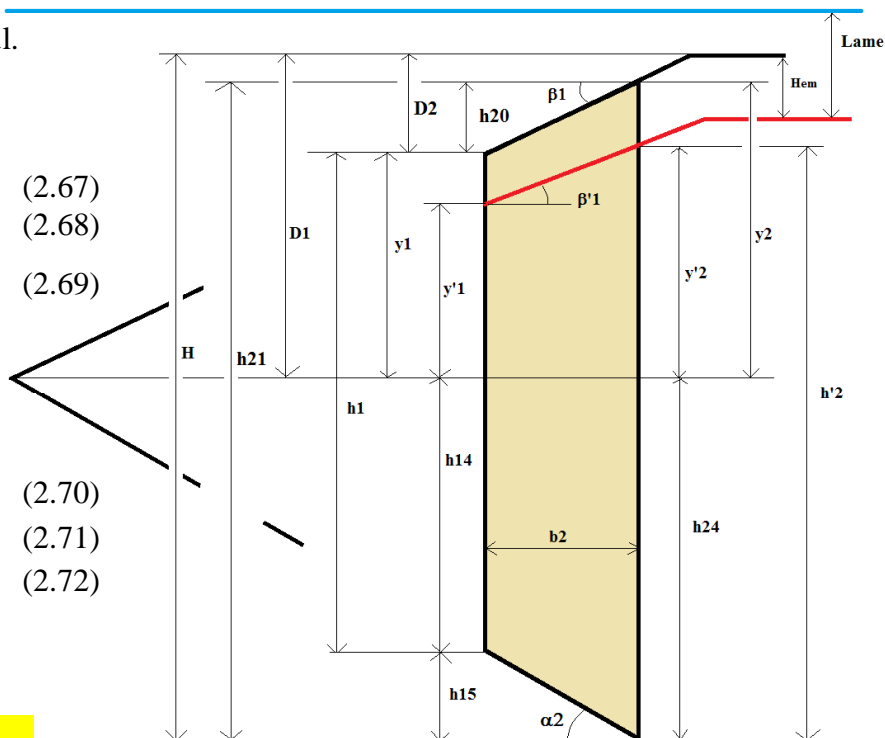


Figure 2.23 : Schéma du bloc 2 dans le cas 2

Aire du bloc 3 :

Paramètres :

$$b3 = 1m - b2 \quad (2.74)$$

$$h3 = H \quad (2.75)$$

$$y3 = y2 + b3 \times \tan \beta 1 \quad (2.76)$$

$$y'3 = y'2 + b3 \times \tan \beta '1 \quad (2.77)$$

$$h'3 = h3 + y'3 - y3 \quad (2.78)$$

Calcul : $Aire3 = \frac{h'2 + h'3}{2} \times b3 \quad (2.79)$

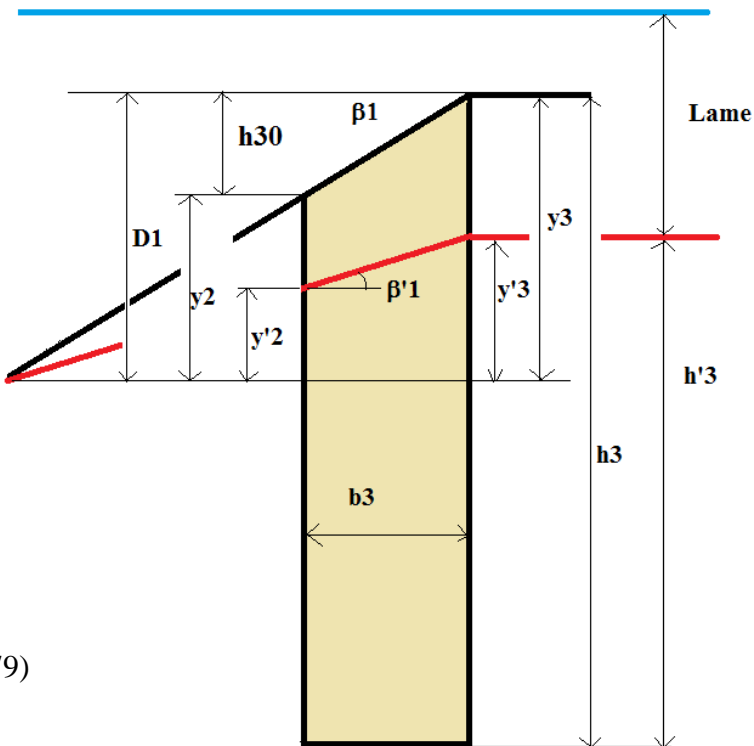


Figure 2.24 : Schéma du bloc 3 dans le cas 2

2.3.1.3 Calcul des aires dans le cas 3

Le talus amont n'est représenté que par deux blocs. Ainsi dans le calcul de $\beta'1$ seuls $b1$ et $b2$ interviennent :

$$\beta'1 = \tan^{-1} \left(\frac{D1 - Hem}{b1 + b2} \right) \quad (2.80)$$

Aire du bloc 1 :

La frontière aval du bloc 1 définit la frontière entre le bloc 1 et le bloc 2.

Paramètres :

$$\beta1 = 29^\circ \quad (2.81)$$

$$b1 = \frac{D1 - D2}{\tan \beta1} \quad (2.82)$$

$$y1 = b1 \times \tan \beta1 \quad (2.83)$$

$$h14 = b1 \times \tan \alpha1 \quad (2.84)$$

$$h1 = y1 + h14 \quad (2.85)$$

$$y'1 = b1 \times \tan \beta'1 \quad (2.86)$$

$$h'1 = h14 + y'1 \quad (2.87)$$

Calcul : $Aire1 = \frac{b1 \times h'1}{2} \quad (2.88)$

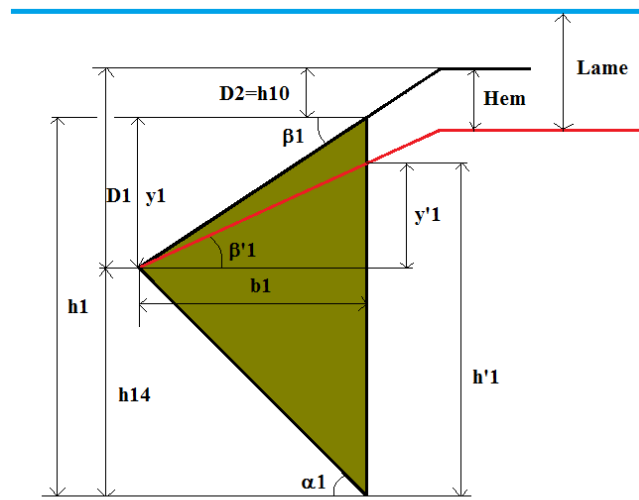


Figure 2.25 : Schéma du bloc 1 dans le cas 3

Aire du bloc 2 :

La frontière aval du bloc 2 marque la fin du talus amont.

Paramètres :

$$b2 = 1m \quad (2.89)$$

$$h15 = b2 \times \tan(\alpha1) \quad (2.90)$$

$$h24 = h14 + h15 \quad (2.91)$$

$$y2 = y1 + b2 \times \tan(\beta1) \quad (2.92)$$

$$y'1 = y'2 + b2 \times \tan(\beta'1) \quad (2.93)$$

$$h21 = h24 + y2 \quad (2.94)$$

$$h'2 = y'2 + h24 \quad (2.95)$$

Calcul : $Aire2 = \frac{h'1 + h'2}{2} \times b2 \quad (2.96)$

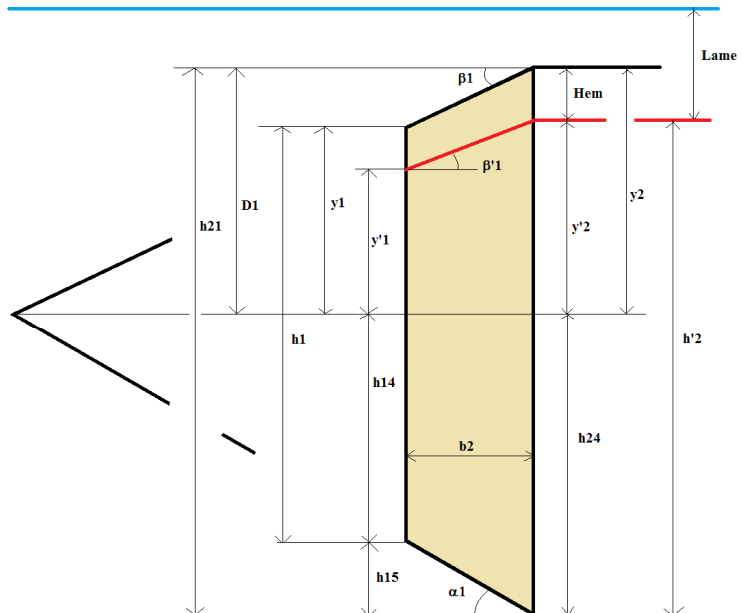


Figure 2.26 : Schéma du bloc 2 dans le cas 3

Aire du bloc 3 :

Le plan de rupture atteint le roc au droit de la frontière aval du bloc 3. La largeur b_3 est à calculer.

Paramètres :

$$b_3 = \frac{H - h_{21}}{\tan \alpha_3} \quad (2.97)$$

$$h_{35} = b_3 \times \tan(\alpha_3) \quad (2.98)$$

$$h_{31} = H \quad (2.99)$$

$$h'3 = h_{31} - Hem \quad (2.100)$$

$$\text{Calcul : } Aire_3 = \frac{h'2 + h'3}{2} \times b_3 \quad (2.101)$$

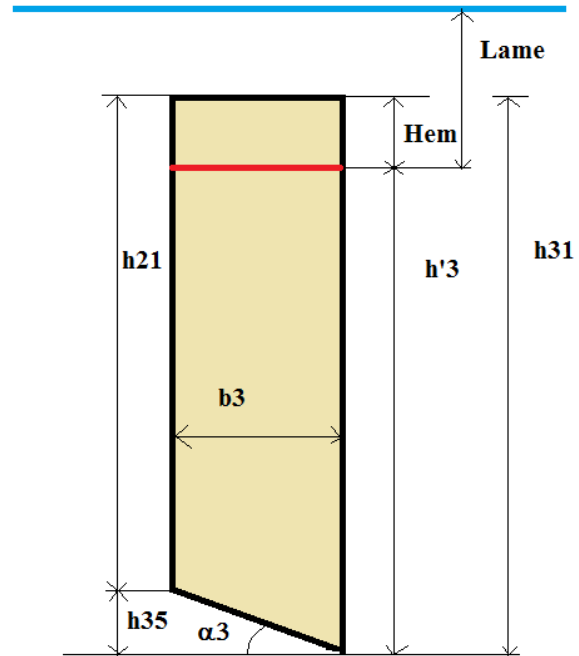


Figure 2.27 : Schéma du bloc 3 dans le cas 3

2.3.1.4 Calcul des aires dans le cas 4

$\beta'1$ se calcule comme dans le cas 3. Le plan de rupture n'atteint jamais le roc dans ce cas.

Aire du bloc 1 :

La frontière aval de ce bloc marque la frontière entre le sol 1 et le sol 2.

Paramètres :

$$D_2 = 0,57m \quad (2.102)$$

$$y_1 = D_1 - D_2 \quad (2.103)$$

$$b_1 = \frac{y_1}{\tan(\beta_1)} \quad (2.104)$$

$$h_{14} = b_1 \times \tan(\alpha_1) \quad (2.105)$$

$$y'1 = b_1 \times \tan(\beta'1) \quad (2.106)$$

$$h_1 = y_1 + h_{14} \quad (2.107)$$

$$h'1 = y'1 + h_{14} \quad (2.108)$$

$$\text{Calcul : } Aire_1 = \frac{h'1 \times b_1}{2} \quad (2.109)$$

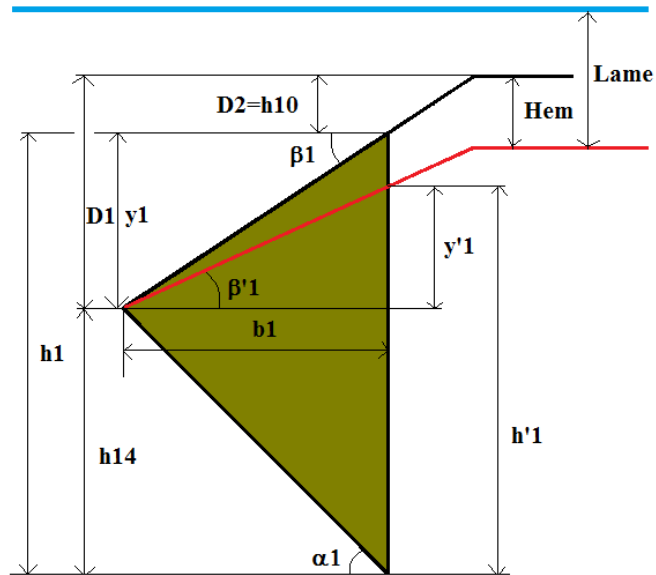


Figure 2.28 : Schéma du bloc 1 dans le cas 4

Aire du bloc 2 :

La frontière aval de ce bloc marque la fin du talus amont.

Paramètres :

$$b2 = 1m \quad (2.110)$$

$$h15 = \frac{b2}{\tan(\alpha2)} \quad (2.111)$$

$$h24 = h14 + h15 \quad (2.112)$$

$$y2 = y1 + b2 \times \tan(\beta1) \quad (2.113)$$

$$y'2 = y'1 + b2 \times \tan(\beta'1) \quad (2.114)$$

$$h2 = y2 + h24 \quad (2.115)$$

$$h'2 = h2 - Hem \quad (2.116)$$

$$\text{Calcul : } Aire2 = \frac{h'1 + h'2}{2} \times b2 \quad (2.117)$$

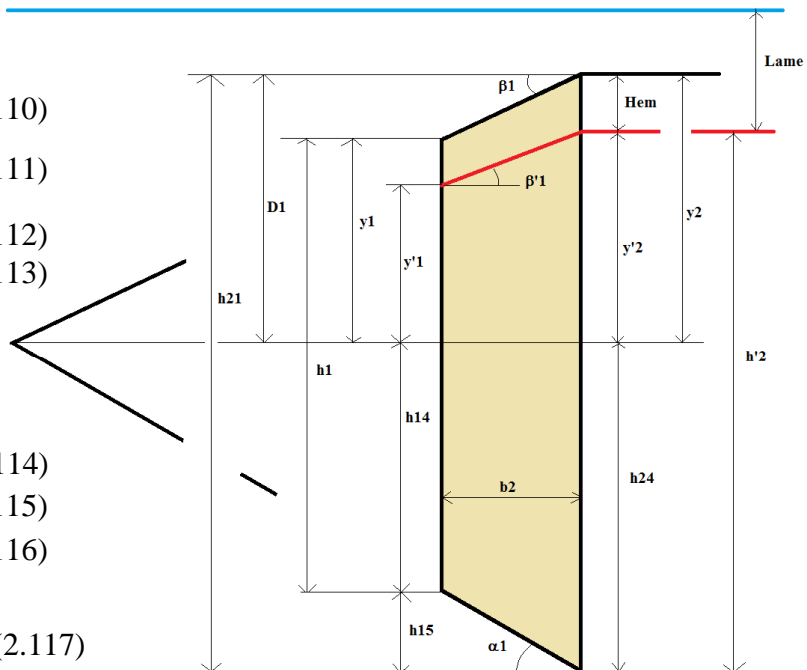


Figure 2.29 : Schéma du bloc 2 dans le cas 4

Aire du bloc 3 :

La frontière aval de ce bloc marque la frontière entre le sol 2 et le sol 3.

Paramètres :

$$b3 = 2m \quad (2.118)$$

$$h35 = b3 \times \tan(\alpha1) \quad (2.119)$$

$$h31 = h35 + h21 \quad (2.120)$$

$$h'3 = h31 - Hem \quad (2.121)$$

$$\text{Calcul : } Aire3 = \frac{h'2 + h'3}{2} \times b3 \quad (2.122)$$

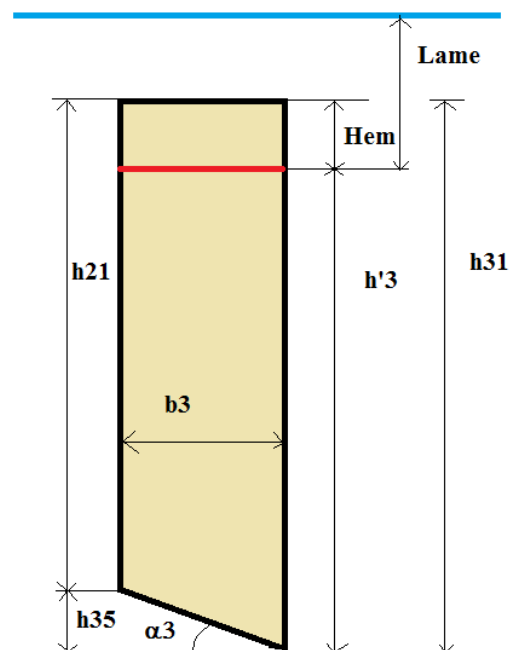


Figure 2.30 : Schéma du bloc 3 dans le cas 4

Aire du bloc 4 :

Le bloc 4 est en amont du rideau en béton bitumineux.

Paramètres :

$$b_4 = 1,55m \quad (2.123)$$

$$h_{41} = h_{31} \quad (2.124)$$

$$h'4 = h_{41} - Hem \quad (2.125)$$

$$\text{Calcul : } Aire_4 = b_4 \times h'4 \quad (2.126)$$

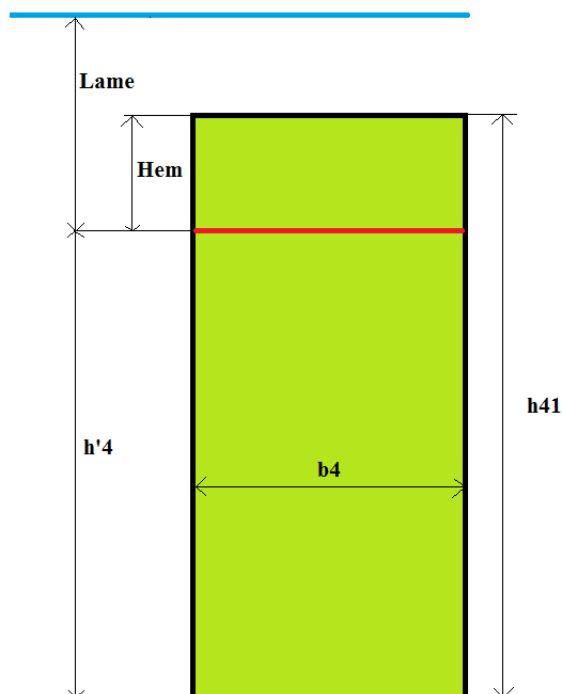


Figure 2.31 : Schéma du bloc 4 dans le cas 4

Aire du bloc 5 :

Comme pour les autres cas, on distingue l'aire du rideau en béton bitumineux et l'aire du sol au-dessus.

Paramètres :

$$b_5 = 0,4m \quad (2.127)$$

$$h_{51} = h_{41} \quad (2.128)$$

$$h'5 = h_{51} - Hem \quad (2.129)$$

$$H_{sol} = 2m \quad (2.130)$$

Calcul :

$$Aire_{5b\acute{e}ton} = (h_{51} - H_{sol}) \times b_5 \quad (2.131)$$

$$Aire_{5sol} = (H_{sol} - Hem) \times b_5 \quad (2.132)$$

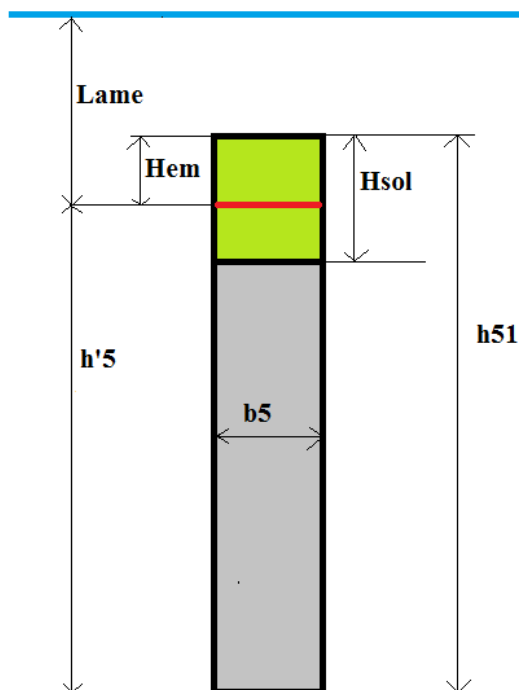


Figure 2.32 : Schéma du bloc 5 dans le cas 4

Aire du bloc 6 :

La frontière aval de ce bloc correspond à l'interface sol3/sol2.

Paramètres :

$$b6 = 1,55m \quad (2.133)$$

$$h61 = h51 \quad (2.134)$$

$$h'6 = h61 - Hev \quad (2.135)$$

Calcul : $Aire6 = h'6 \times b6$ (2.136)

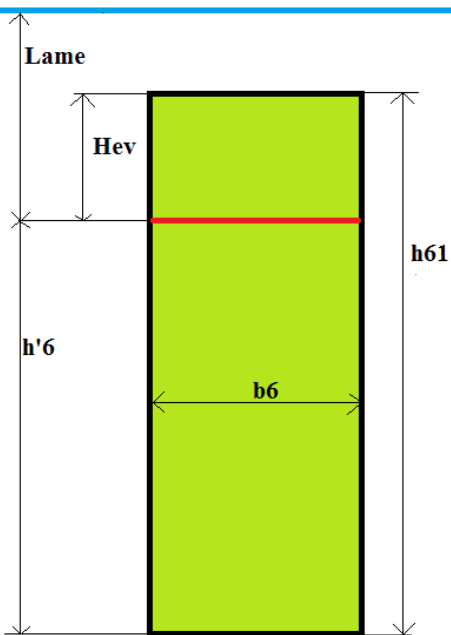


Figure 2.33 : Schéma du bloc 6 dans le cas 4

Aire du bloc 7 :

La frontière aval de ce bloc marque le début du talus aval.

Paramètres :

$$b7 = 2m \quad (2.137)$$

$$h74 = b7 \times \tan(\alpha7) \quad (2.138)$$

$$h71 = h61 - h74 \quad (2.139)$$

Calcul :

$$Aire7 = \frac{h61 + h71 - 2Hev}{2} \times b7 \quad (2.140)$$

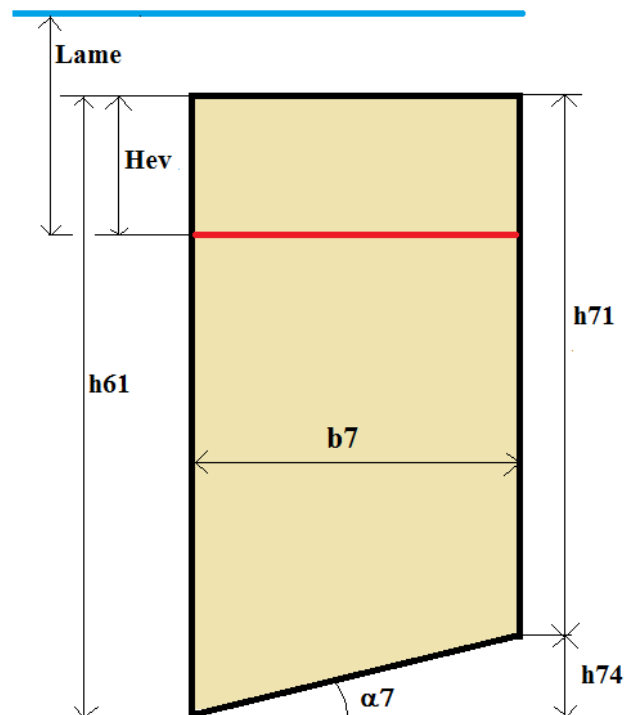


Figure 2.34 : Schéma du bloc 7 dans le cas 4

Aire du bloc 8 :

La frontière aval du bloc correspond à l'interface sol2/sol3.

Paramètres :

$$b8 = 1m \quad (2.141)$$

$$h84 = b8 \times \tan(\alpha8) \quad (2.142)$$

$$h80 = b8 \times \tan(\beta8) \quad (2.143)$$

$$h81 = h71 - h80 - h84 \quad (2.144)$$

Calcul :

$$\text{Aire8} = \frac{h81 + h71 - 2H_{ev}}{2} \times b8 \quad (2.145)$$

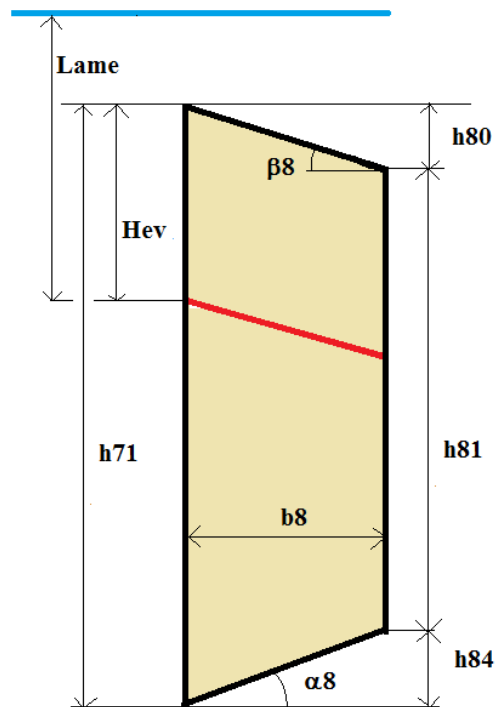


Figure 2.35 : Schéma du bloc 8 dans le cas 4

Aire du bloc 9 :

Paramètres :

$$b9 = \frac{h81}{\tan(\alpha9) + \tan(\beta9)} \quad (2.146)$$

$$h'81 = h81 - H_{ev} \quad (2.147)$$

$$b'9 = \frac{h'81}{\tan(\alpha9) + \tan(\beta9)} \quad (2.148)$$

Calcul :
$$\text{Aire9} = \frac{h'81 \times b'9}{2} \quad (2.149)$$

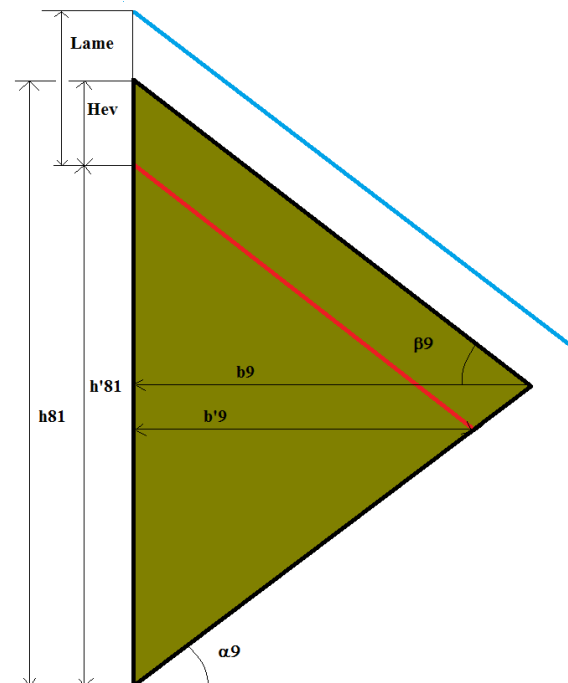


Figure 2.36 : Schéma du bloc 9 dans le cas 4

2.3.2 Détermination du poids des blocs

Connaissant l'aire des blocs, il nous est possible à présent de calculer leur poids.

En amont et au-dessus du rideau en béton, les sols sont considérés saturés en eau. Leur poids est défini comme suit :

$$Wi = Aire_i \times \gamma' sol \quad (2.150)$$

$$\text{avec } \gamma' sol = \gamma sol - \gamma eau \quad (2.151)$$

$$\text{Les sols en aval du barrage sont considérés non saturés : } Wi = Aire_i \times \gamma sol \quad (2.152)$$

Pour chaque bloc la légende des couleurs est toujours respectée : elle permet de connaître les caractéristiques du sol et de déterminer γsol ou $\gamma' sol$.

2.3.3 Calcul des forces verticales s'appliquant sur chacun des blocs

L'eau qui s'écoule au-dessus des blocs engendre une force verticale qui s'applique sur le bloc selon la relation suivante :

$$Vi = Heau_i \times \gamma eau \times Si \times \sin \theta_i \quad (2.153)$$

avec :

- $Heau_i$: la hauteur d'eau moyenne surplombant le bloc (m),
- γeau : le poids volumique de l'eau, $\gamma eau = 9810 N / m^3$,
- Si : la surface du bloc en contact avec l'eau (m),
- θ_i : l'inclinaison de la surface par rapport à la verticale ($^\circ$),

Pour chaque bloc, les paramètres Si , θ_i , $Heau_i$ sont à déterminer en fonction de la lame d'eau.

La hauteur d'eau varie linéairement, pour chaque bloc il suffit donc de faire une moyenne entre les hauteurs d'eau au droit des frontières amont et aval pour obtenir $Heau_i$.

$$Heau_i = \frac{heau_{frontière_amont_bloc_i} + heau_{frontière_aval_bloc_i}}{2} \quad (2.154)$$

2.3.3.1 Calcul des forces verticales dans le cas 1

Bloc 1 :

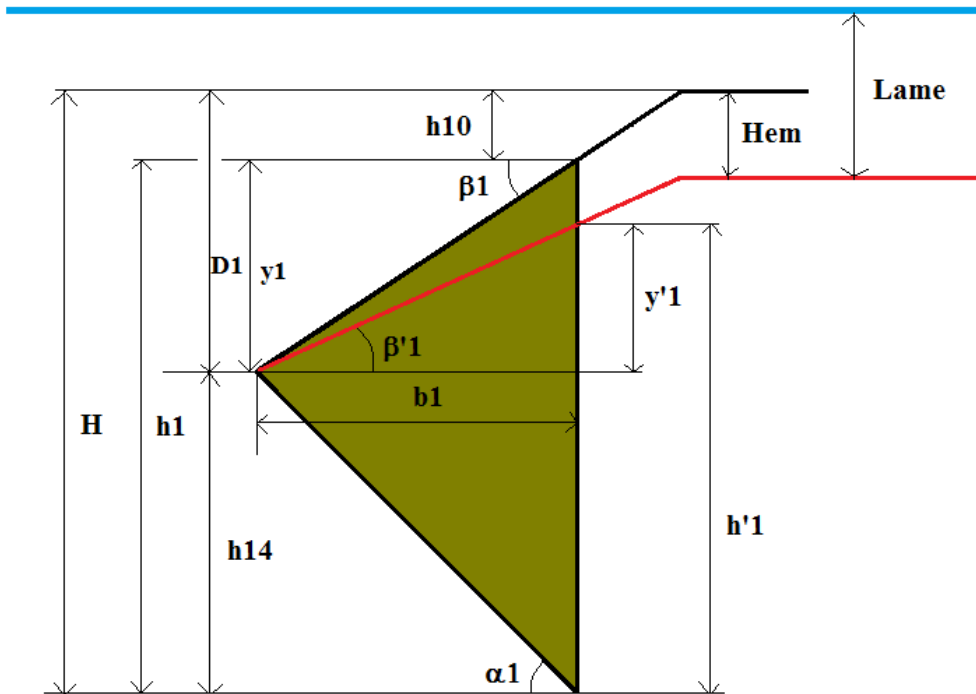


Figure 2.37 : Schéma du bloc 1 dans le cas 1

La hauteur d'eau est d'autant plus importante que l'érosion est grande.

$$Heau1 = \frac{(D1 + Lame - Hem) + (D1 - y'1 + Lame - Hem)}{2} \quad (2.155)$$

La surface en contact avec l'eau est d'autant plus faible que l'érosion progresse.

$$Seau1 = \frac{b1}{\cos(\beta'1)} \quad (2.156)$$

$$\theta1 = 90^\circ - \beta'1 \quad (2.157)$$

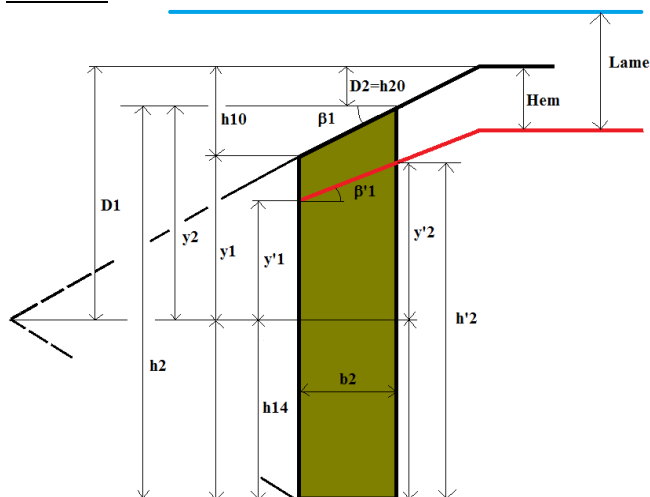
Bloc 2 :

Figure 2.38 : Schéma du bloc 2 dans le cas 1

Le choix des paramètres s'est fait dans un souci de similarité entre les formules pour les hauteurs d'eau au droit des frontières amont et aval des blocs.

$$Heau2 = \frac{(D1 - y'1 + Lame - Hem) + (D1 - y'2 + Lame - Hem)}{2} \quad (2.158)$$

$$Seau2 = \frac{b2}{\cos(\beta'1)} \quad (2.159)$$

$$\theta2 = \theta1 = 90^\circ - \beta'1 \quad (2.160)$$

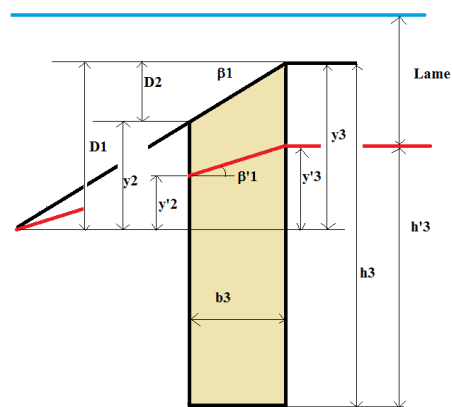
Bloc 3 :

Figure 2.39 : Schéma du bloc 3 dans le cas 1

$$Heau3 = \frac{(D1 + y'2 + Lame - Hem) + (D1 + y'3 + Lame - Hem)}{2} \quad (2.161)$$

$$Seau3 = \frac{b3}{\cos(\beta'1)} \quad (2.162)$$

$$\theta3 = \theta1 = 90^\circ - \beta'1 \quad (2.163)$$

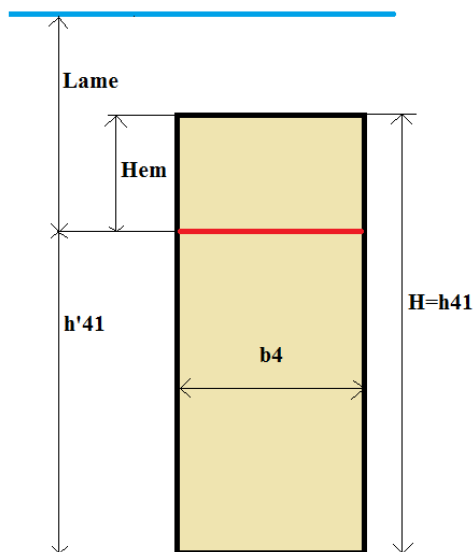
Bloc 4 :

Figure 2.40 : Schéma du bloc 4 dans le cas 1

$$Heau4 = Lame \quad (2.164)$$

$$Seau4 = b4 \quad (2.165)$$

$$\theta4 = 90^\circ \quad (2.166)$$

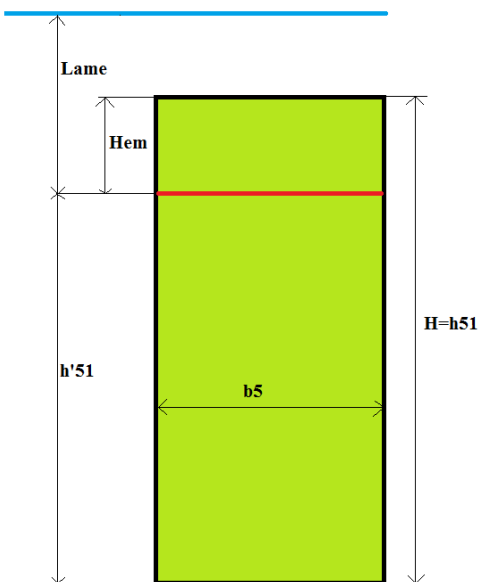
Bloc 5 :

Figure 2.41 : Schéma du bloc 5 dans le cas 1

$$Heau5 = Lame \quad (2.167)$$

$$Seau5 = b5 \quad (2.168)$$

$$\theta5 = 90^\circ \quad (2.169)$$

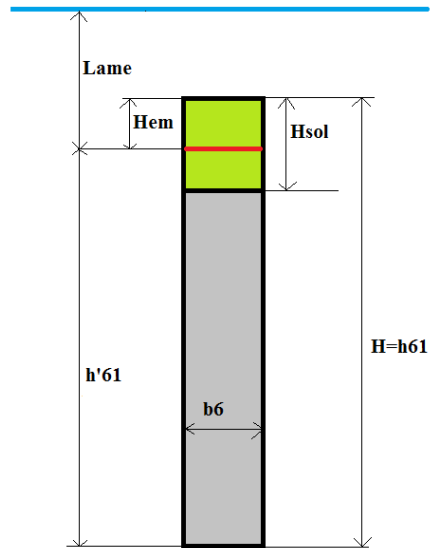
Bloc 6 :

Figure 2.42 : Schéma du bloc 6 dans le cas 1

$$Heau6 = Lame \quad (2.170)$$

$$Seau6 = b6 \quad (2.171)$$

$$\theta6 = 90^\circ \quad (2.172)$$

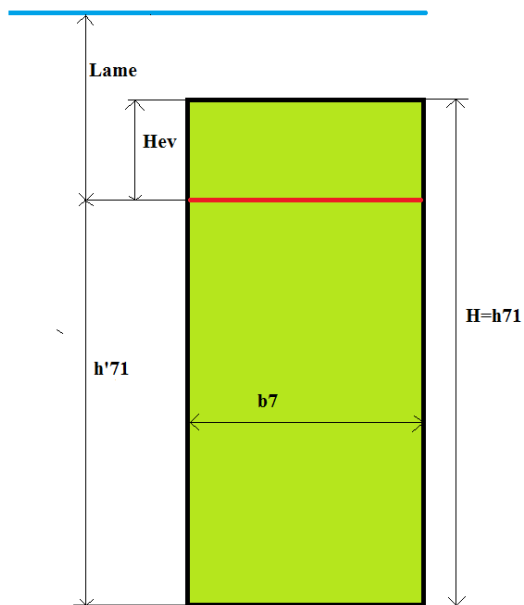
Bloc 7 :

Figure 2.43 : Schéma du bloc 7 dans le cas 1

$$Heau7 = Lame \quad (2.173)$$

$$Seau7 = b7 \quad (2.174)$$

$$\theta7 = 90^\circ \quad (2.175)$$

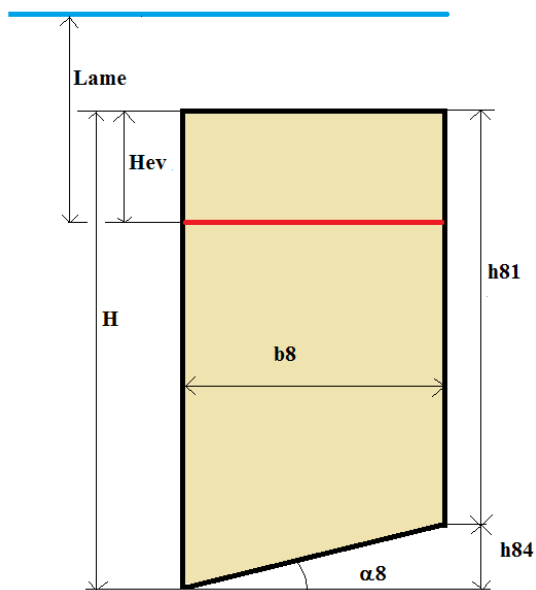
Bloc 8 :

Figure 2.44 : Schéma du bloc 8 dans le cas 1

$$Heau8 = Lame \quad (2.176)$$

$$Seau8 = b8 \quad (2.177)$$

$$\theta8 = 90^\circ \quad (2.178)$$

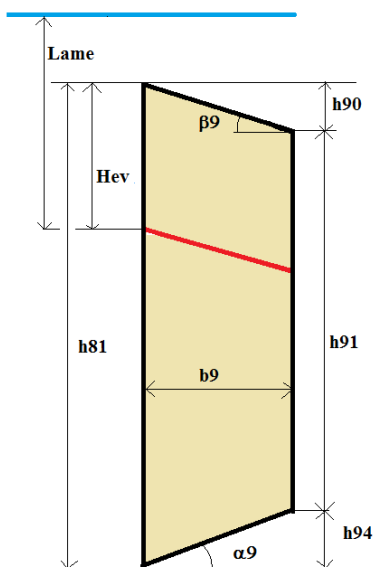
Bloc 9 :

Figure 2.45 : Schéma du bloc 9 dans le cas 1

$$Heau9 = Lame \quad (2.179)$$

$$Seau9 = \frac{b9}{\cos(\beta9)} \quad (2.180)$$

$$\theta9 = 90^\circ - \beta9 \quad (2.181)$$

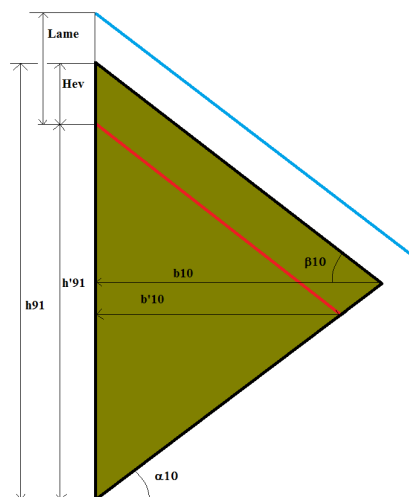
Bloc 10 :

Figure 2.46 : Schéma du bloc 10 dans le cas 1

$$Heau10 = Lame \quad (2.182)$$

$$Seau10 = \frac{b'10}{\cos(\beta10)} \quad (2.183)$$

$$\theta10 = 90^\circ - \beta10 \quad (2.184)$$

2.3.3.2 Calcul des forces verticales dans le cas 2

Les formules du cas 1 restent valables même si les calculs des paramètres sont différents.

2.3.3.3 Calcul des forces verticales dans le cas 3

Les formules restent inchangées sauf pour le bloc 3 :

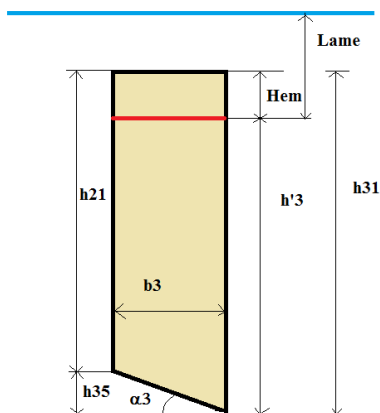
Bloc 3 :

Figure 2.47 : Schéma du bloc 3 dans le cas 3

$$Heau3 = Lame \quad (2.185)$$

$$Seau3 = b3 \quad (2.186)$$

$$\theta3 = 90^\circ \quad (2.187)$$

2.3.3.4 Calcul des forces verticales dans le cas 4

Pour les sept premiers blocs, les formules restent les mêmes que pour le cas 3.

Bloc 8 :

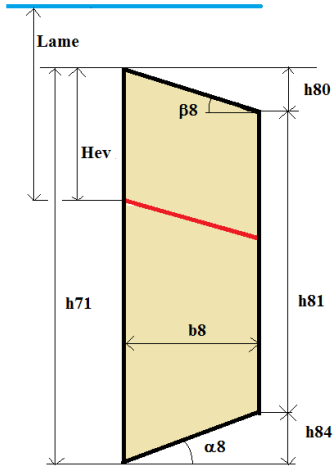


Figure 2.48 : Schéma du bloc 8 dans le cas 4

$$Heau8 = Lame \quad (2.188)$$

$$Seau = \frac{b8}{\cos(\beta8)} \quad (2.189)$$

$$\theta8 = 90^\circ - \beta8 \quad (2.190)$$

Bloc 9 :

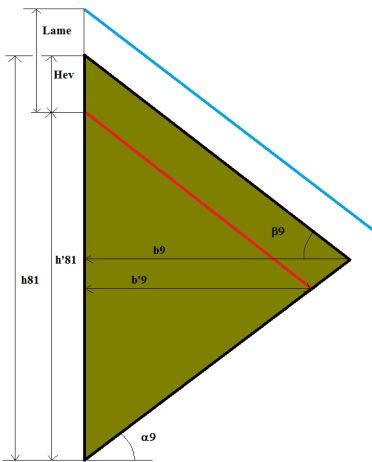


Figure 2.49 : Schéma du bloc 9 dans le cas 4

$$Heau9 = Lame \quad (2.191)$$

$$Seau9 = \frac{b'9}{\cos(\beta9)} \quad (2.192)$$

$$\theta9 = 90^\circ - \beta9 \quad (2.193)$$

2.3.4 Calcul des forces horizontales s'appliquant sur chacun des blocs

L'eau emmagasinée en amont du barrage engendre une force horizontale HL_i qui s'applique sur les blocs en amont et qui est dirigée vers l'aval.

La lame d'eau exerce de la même manière une force HR_i sur le talus aval qui est dirigée vers l'amont.

L'expression de cette force est similaire à la force verticale à un facteur de projection près :

$$HL_i / HR_i = H_{eau_i} \times \gamma_{eau} \times \cos(\theta_i) \quad (2.194)$$

2.3.5 Calcul de la force de soulèvement s'appliquant sur chacun des blocs

La dernière force à considérer est la force de soulèvement qui s'applique dans les sols saturés en eau. Son expression est la suivante :

$$U_i = H_{base_i} \times \gamma_{eau} \times L_i \quad (2.195)$$

avec :

- H_{base_i} : la hauteur moyenne entre le plan de rupture du bloc i et la ligne d'eau (m),
- γ_{eau} : la masse volumique de l'eau (kg/m^3)
- L_i : la longueur du plan de rupture (m)

Afin d'être dans les conditions les plus extrêmes, nous avons considéré que cette force s'appliquait également dans les sols en aval du rideau.

2.3.5.1 Calcul du soulèvement dans le cas 1

Bloc 1 :

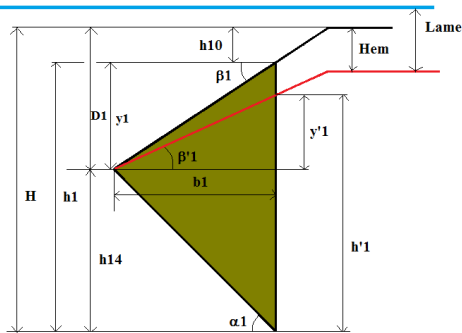


Figure 2.50 : Schéma du bloc 1 dans le cas 1

Cette force de soulèvement ne fait pas intervenir l'érosion des sols si ce n'est dans la reformulation de la lame d'eau.

$$H_{base1} = \frac{(D1 + Lame - Heme) + (H + Lame - Heme)}{2} \quad (2.196)$$

$$L1 = \frac{b1}{\cos(\alpha1)} \quad (2.197)$$

Bloc 2 :

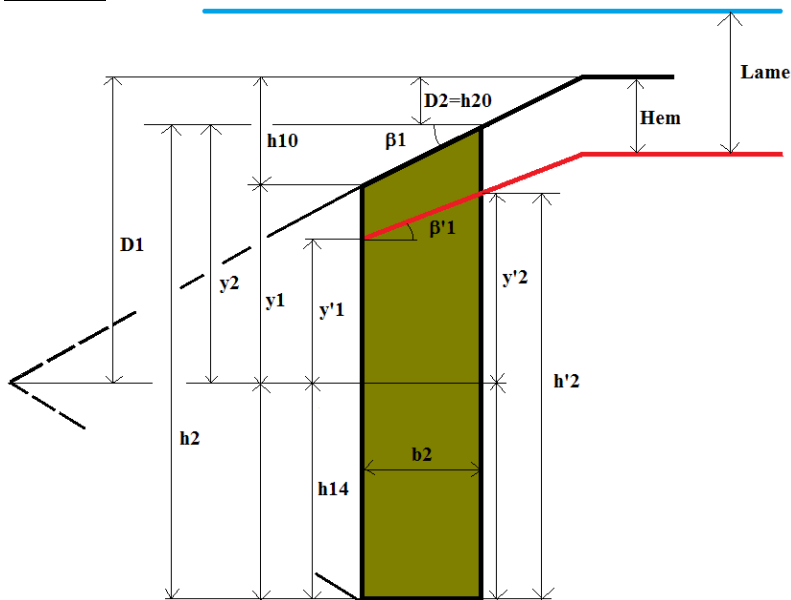


Figure 2.51 : Schéma du bloc 2 dans le cas 1

$$H_{base2} = H + Lame - Hem$$

(2.198)

$$L2 = b2$$

(2.199)

Bloc 3 :

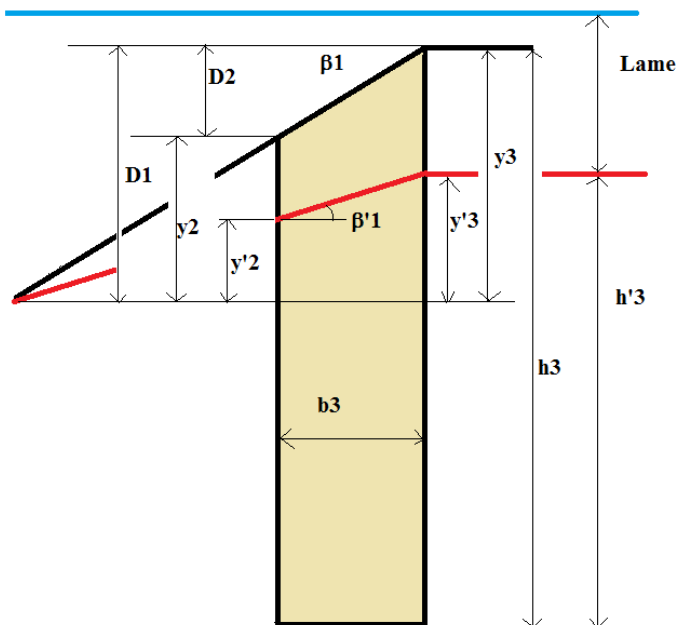


Figure 2.52 : schéma du bloc 3 dans le cas 1

$$H_{base3} = H + Lame - Hem$$

(2.200)

$$L3 = b3$$

(2.201)

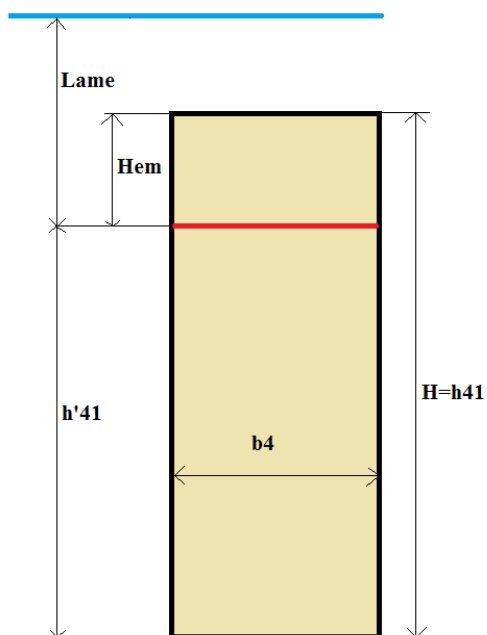
Bloc 4 :

Figure 2.53 : Schéma du bloc 4 dans le cas 1

$$Hbase4 = H + Lame - Hem$$

(2.202)

$$L4 = b4$$

(2.203)

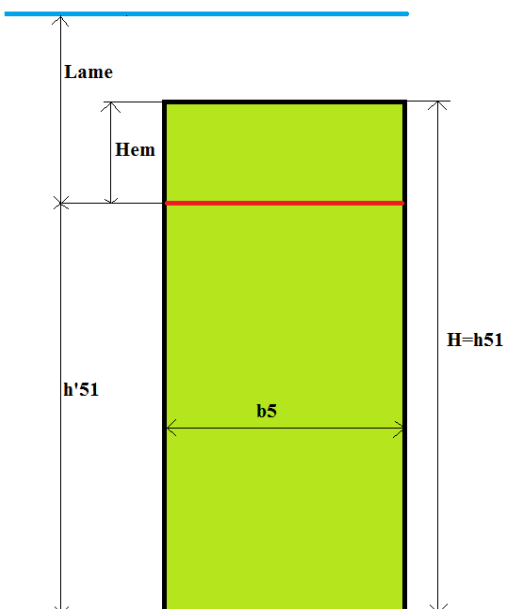
Bloc 5 :

Figure 2.54 : Schéma du bloc 5 dans le cas 1

$$Hbase5 = H + Lame - Hem$$

(2.204)

$$L5 = b5$$

(2.205)

Bloc 6 :

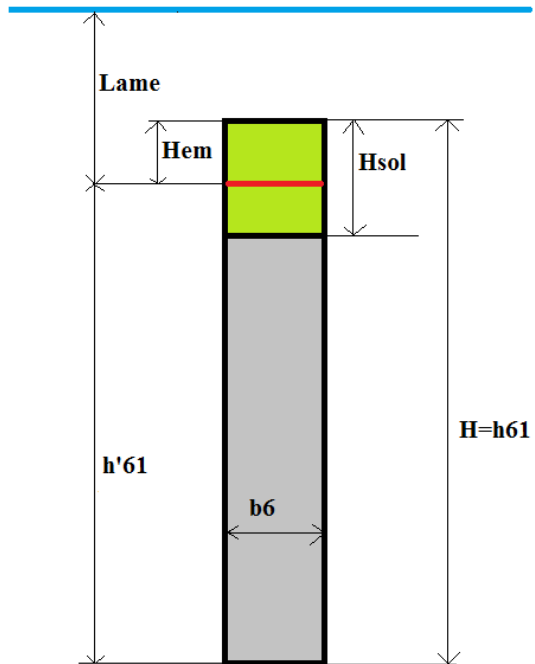


Figure 2.55 : Schéma du bloc 6 dans le cas 1

$$H_{base6} = H + Lame - Hem \quad (2.206)$$

$$L6 = b6 \quad (2.207)$$

Bloc 7 :

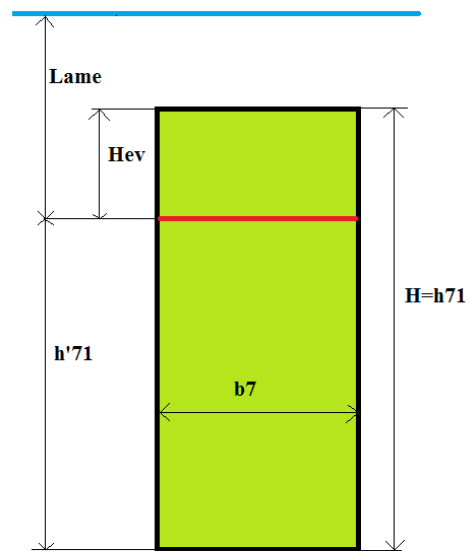


Figure 2.56 : Schéma du bloc 7 dans le cas 1

$$H_{base7} = H + Lame - Hem \quad (2.208)$$

$$L7 = b7 \quad (2.209)$$

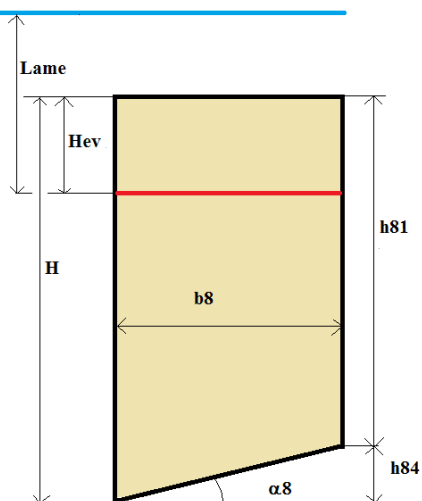
Bloc 8 :

Figure 2.57 : Schéma du bloc 8 dans le cas 1

$$H_{base8} = \frac{(H + Lame - Hev) + (H - h84 + Lame - Hev)}{2} \quad (2.210)$$

$$L8 = \frac{b8}{\cos(\alpha8)} \quad (2.211)$$

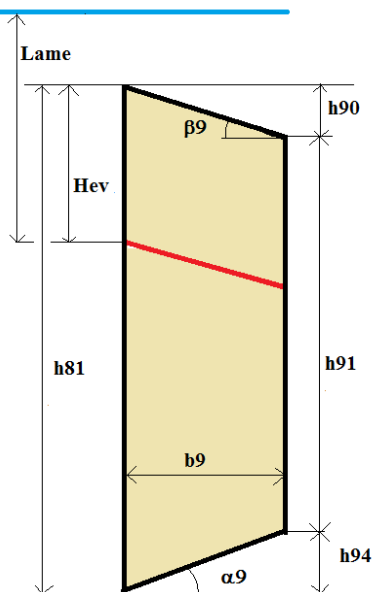
Bloc 9 :

Figure 2.58 : Schéma du bloc 9 dans le cas 1

$$H_{base9} = \frac{(h81 + Lame - Hev) + (h91 + Lame - Hev)}{2} \quad (2.212)$$

$$L9 = \frac{b9}{\cos(\alpha9)} \quad (2.213)$$

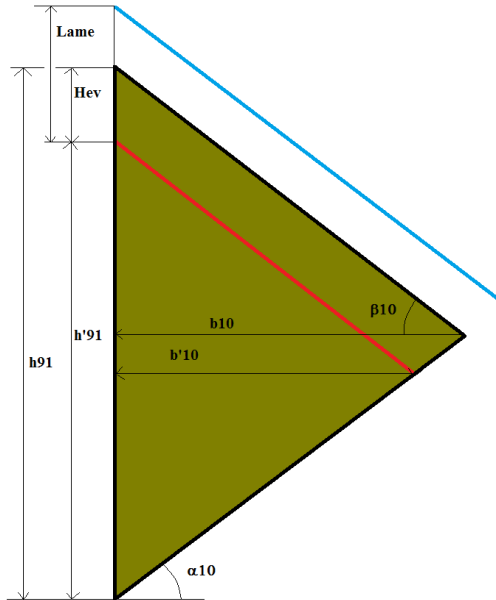
Bloc 10 :

Figure 2.59 : Schéma du bloc 10 dans le cas 1

$$H_{base10} = \frac{(h'91 + Lame) + Lame}{2} \quad (2.214)$$

$$L10 = \frac{b'10}{\cos(\alpha10)} \quad (2.215)$$

2.3.5.2 Calcul du soulèvement dans le cas 2

Les formules restent les mêmes que pour le cas 1 sauf pour les deux premiers blocs.

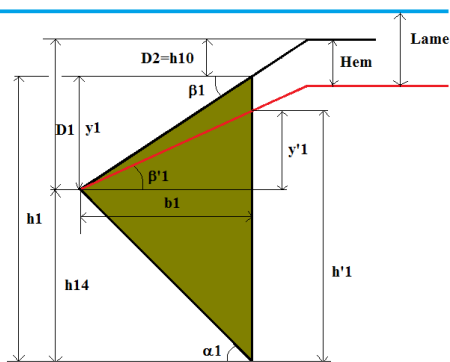
Bloc 1 :

Figure 2.60 : Schéma du bloc 1 dans le cas 2

$$H_{base1} = \frac{(D1 + Lame - Hem) + (D1 + h14 + Lame - Hem)}{2} \quad (2.216)$$

$$L1 = \frac{b1}{\cos(\alpha1)} \quad (2.217)$$

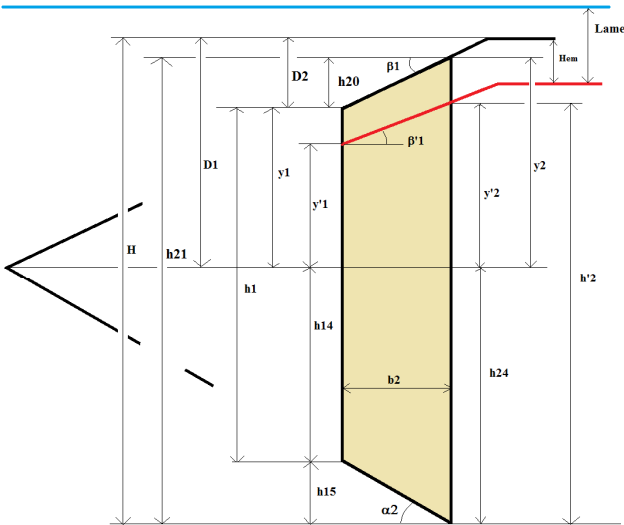
Bloc 2 :

Figure 2.61 : Schéma du bloc 2 dans le cas 2

$$Hbase2 = \frac{(D1 + h14 + Lame - Hem) + (H + lame - Hem)}{2} \quad (2.218)$$

$$L2 = \frac{b2}{\cos(\alpha2)} \quad (2.219)$$

2.3.5.3 Calcul du soulèvement dans le cas 3

Les formules restent les mêmes que pour le cas 2 sauf pour le bloc 3.

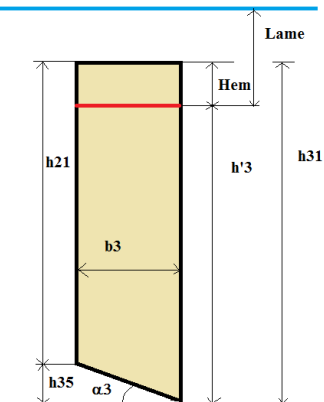
Bloc 3 :

Figure 2.62 : Schéma du bloc 3 dans le cas 3

$$Hbase3 = \frac{(h21 + Lame - Hem) + (h'3 + Lame)}{2} \quad (2.220)$$

$$L3 = \frac{b3}{\cos(\alpha3)} \quad (2.221)$$

2.3.5.4 Calcul du soulèvement dans le cas 4

Bloc 1 :

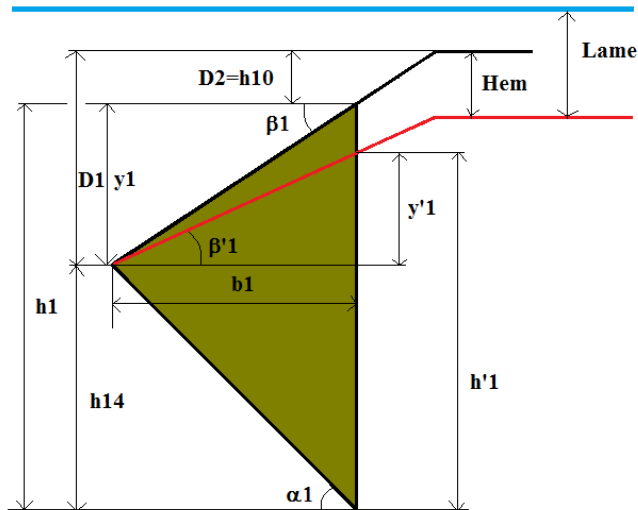


Figure 2.63 : Schéma du bloc 1 dans le cas 4

$$H_{base1} = \frac{(D1 + \text{Lame} - \text{Hem}) + (D1 + h14 + \text{Lame} - \text{Hem})}{2} \quad (2.222)$$

$$L1 = \frac{b1}{\cos(\alpha1)} \quad (2.223)$$

Bloc 2 :

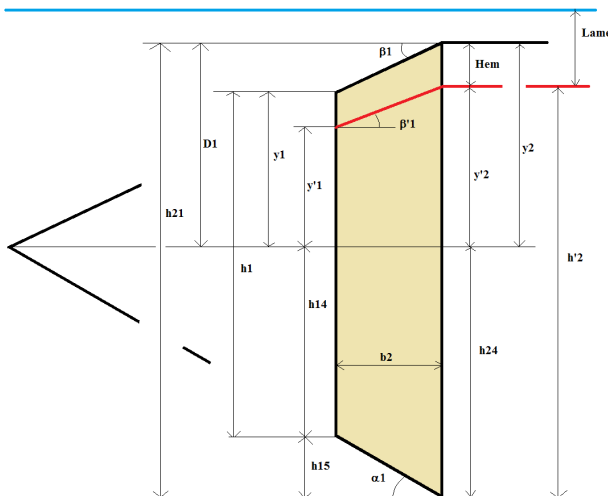


Figure 2.64 : Schéma du bloc 2 dans le cas 4

$$H_{base2} = \frac{(D1 + h14 + \text{Lame} - \text{Hem}) + (D1 + h24 + \text{lame} - \text{Hem})}{2} \quad (2.224)$$

$$L2 = \frac{b2}{\cos(\alpha2)} \quad (2.225)$$

Bloc 3 :

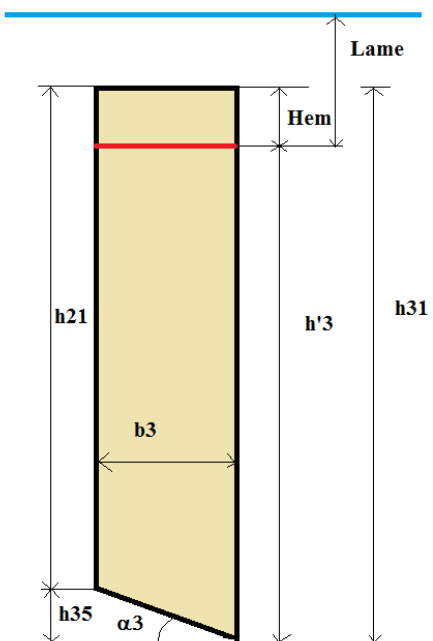


Figure 2.65 : Schéma du bloc 3 dans le cas 4

$$Hbase3 = \frac{(h21 + Lame - Hem) + (h'3 + Lame)}{2} \quad (2.226)$$

$$L3 = \frac{b3}{\cos(\alpha3)} \quad (2.227)$$

Bloc 4 :

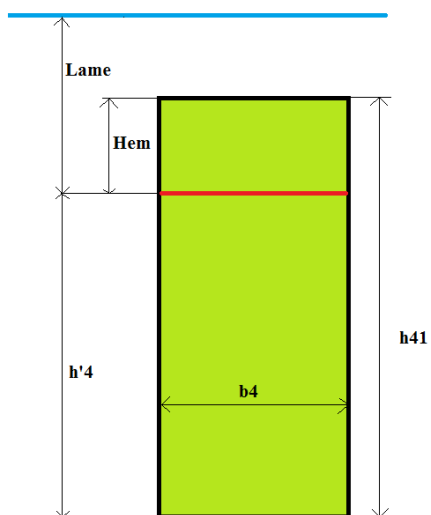


Figure 2.66 : Schéma du bloc 4 dans le cas 4

$$Hbase4 = h'4 + Lame \quad (2.228)$$

$$L4 = b4 \quad (2.229)$$

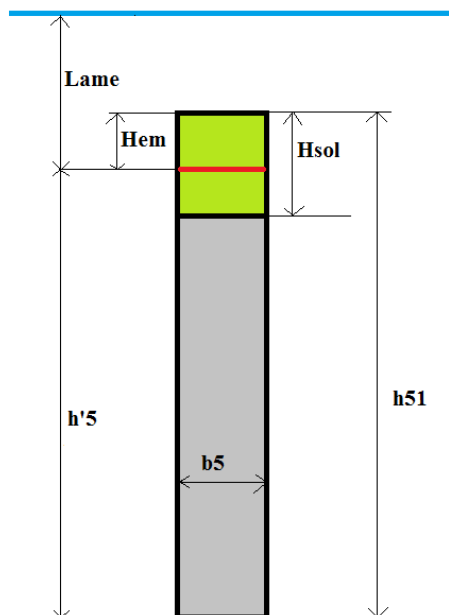
Bloc 5 :

Figure 2.67 : Schéma du bloc 5 dans le cas 4

$$Hbase5 = h'5 + Lame \quad (2.230)$$

$$L5 = b5 \quad (2.231)$$

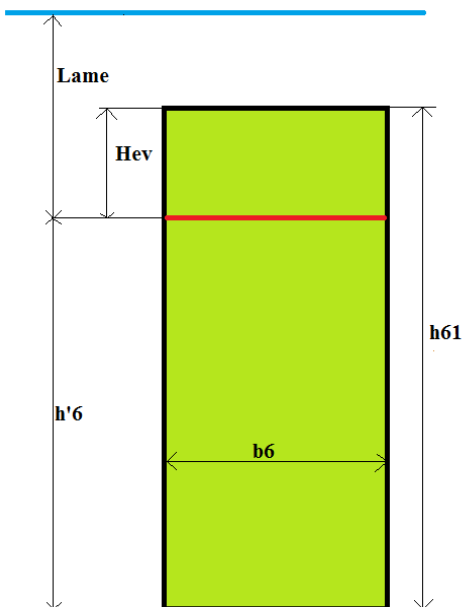
Bloc 6 :

Figure 2.68 : Schéma du bloc 6 dans le cas 4

$$Hbase6 = h'6 + Lame \quad (2.232)$$

$$L6 = b6 \quad (2.233)$$

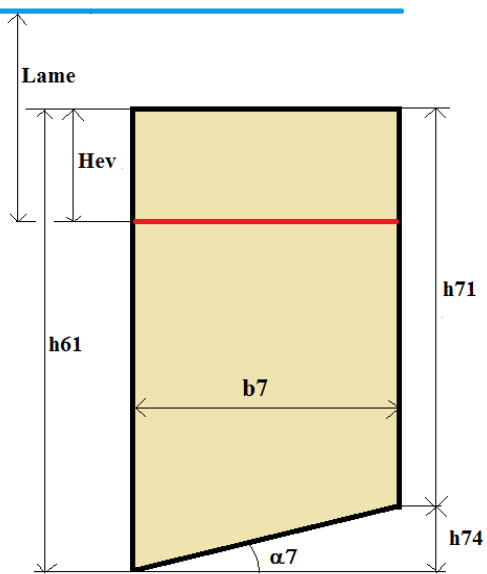
Bloc 7 :

Figure 2.69 : Schéma du bloc 7 dans le cas 4

$$H_{base7} = \frac{(h61 + Lame - Hev) + (h71 + Lame - Hev)}{2} \quad (2.234)$$

$$L7 = \frac{b7}{\cos(\alpha7)} \quad (2.235)$$

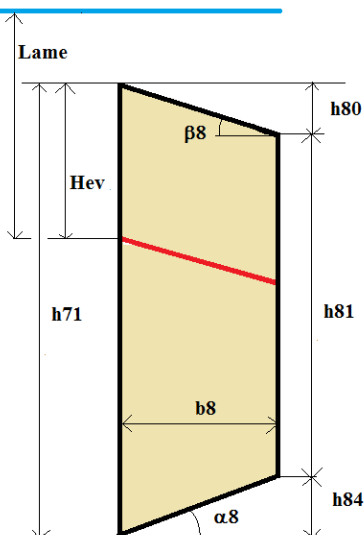
Bloc 8 :

Figure 2.70 : Schéma du bloc 8 dans le cas 4

$$H_{base8} = \frac{(h71 + Lame - Hev) + (h81 + Lame - Hev)}{2} \quad (2.236)$$

$$L8 = \frac{b8}{\cos(\alpha8)} \quad (2.237)$$

Bloc 9 :

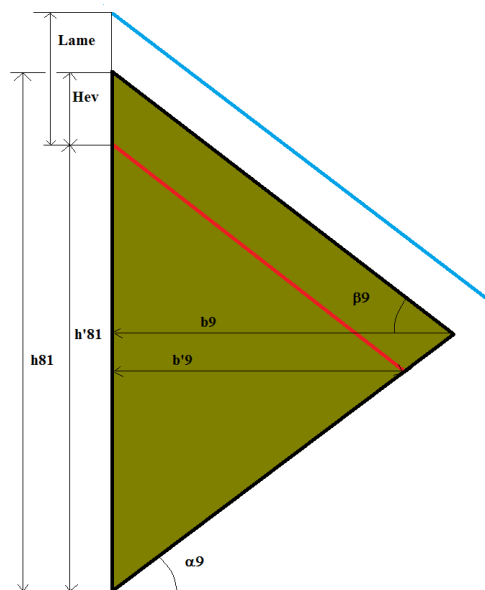


Figure 2.71 : Schéma du bloc 9 dans le cas 4

$$Hbase9 = \frac{(h'81 + Lame) + Lame}{2} \quad (2.238)$$

$$L9 = \frac{b'9}{\cos(\alpha9)} \quad (2.239)$$

Connaissant toutes les forces qui s'appliquent sur les blocs, il est possible de procéder au calcul des forces horizontales inter-bloc $P_{i-1} - P_i$ et déterminer le facteur de sécurité au glissement selon toutes les variables que l'on entre, que ce soient les variables d'érosion ou la profondeur de la lame d'eau déversante.

Calcul du facteur de sécurité au glissement

FS1 : 1

Bloc	Φ (en°)	ϕ d(en°)	cohésion (kN/m ²)	α (en°)	cos(α)	sin(α)	tan(Φ)/FS1	L (en m)	W (en kN/m)	V (en kN/m)	U (en kN/m)	HL (en kN/m)	HR (en kN/m)	Pi-1-Pi
1,00	40,00	40,00	0,00	-65,00	0,42	-0,91	0,84	2,74	17,22	12,52	65,79	2,16	0,00	-62,688
2,00	35,00	35,00	0,00	-62,50	0,46	-0,89	0,70	2,17	44,99	9,81	98,75	1,69	0,00	-94,071
3,00	35,00	35,00	0,00	-62,50	0,46	-0,89	0,70	4,33	166,54	19,62	319,93	0,00	0,00	-303,786
4,00	30,00	30,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,58	1,55	179,89	15,21	143,70	0,00	0,00	29,674
5,00	28,00	28,00	259,00	0,00	1,00	0,00	0,53	0,40	76,67	3,52	-37,08	0,00	0,00	126,735
6,00	30,00	30,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,58	1,55	282,68	15,21	143,70	0,00	0,00	89,022
7,00	35,00	35,00	0,00	27,50	0,89	0,46	0,70	2,25	311,17	19,62	197,52	0,00	0,00	390,076
8,00	35,00	35,00	0,00	27,50	0,89	0,46	0,70	1,13	133,50	9,81	86,31	0,00	6,77	174,842
9,00	40,00	40,00	0,00	25,00	0,91	0,42	0,84	6,87	308,99	52,61	276,35	0,00	36,28	391,423
10,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
Total														741,226 kN/m

D1 120,00 cm
 Hsol 2 m
 Hem 1 m
 Hev 1 m
 lame 1 m

choix du cas : 4
 -> choix automatique

Figure 2.72 : Aperçu du tableau de calcul du facteur de sécurité au glissement FS1

Chapitre 3 : Facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion

3.1 Principe

Nous nous intéressons ici au deuxième mode de rupture de l'ouvrage. La résistance structurale du rideau en béton bitumineux est évaluée à l'aide d'un second facteur de sécurité.

3.1.1 Schématisation du rideau sous forme d'une poutre cantilever

Le rideau en béton est considéré comme une poutre cantilever, encadrée à son extrémité.

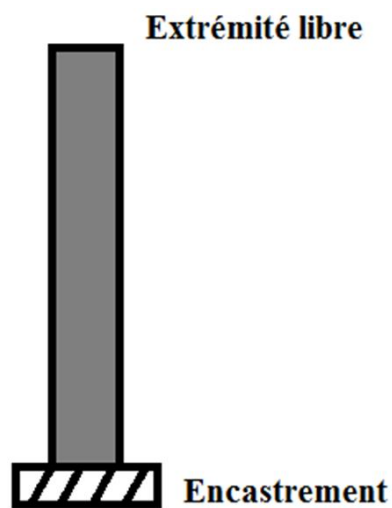


Figure 3.1 : Représentation du rideau sous forme de poutre cantilever

Le rideau est soumis à :

- une poussée des terres en amont,
- une poussée de l'eau,
- une butée des terres en aval,
- des forces verticales de compression sur le rideau.

L'étude de la résistance du rideau demande un calcul de forces tranchantes et de moments fléchissants.

3.1.2 Distribution des contraintes

La distribution des contraintes appliquées au rideau est soit triangulaire, soit rectangulaire, soit une somme des deux.

Soit w la charge maximale appliquée au rideau par unité de longueur et l la longueur du rideau.

Le moment fléchissant est noté M et l'effort tranchant V .

Les formules suivantes ainsi que les figures sont issues du livre (Bazergui, et al., 2002).

distribution triangulaire :

L'intensité de la charge w varie linéairement sur la longueur de la poutre et atteint sa valeur maximale au niveau de l'encastrement.

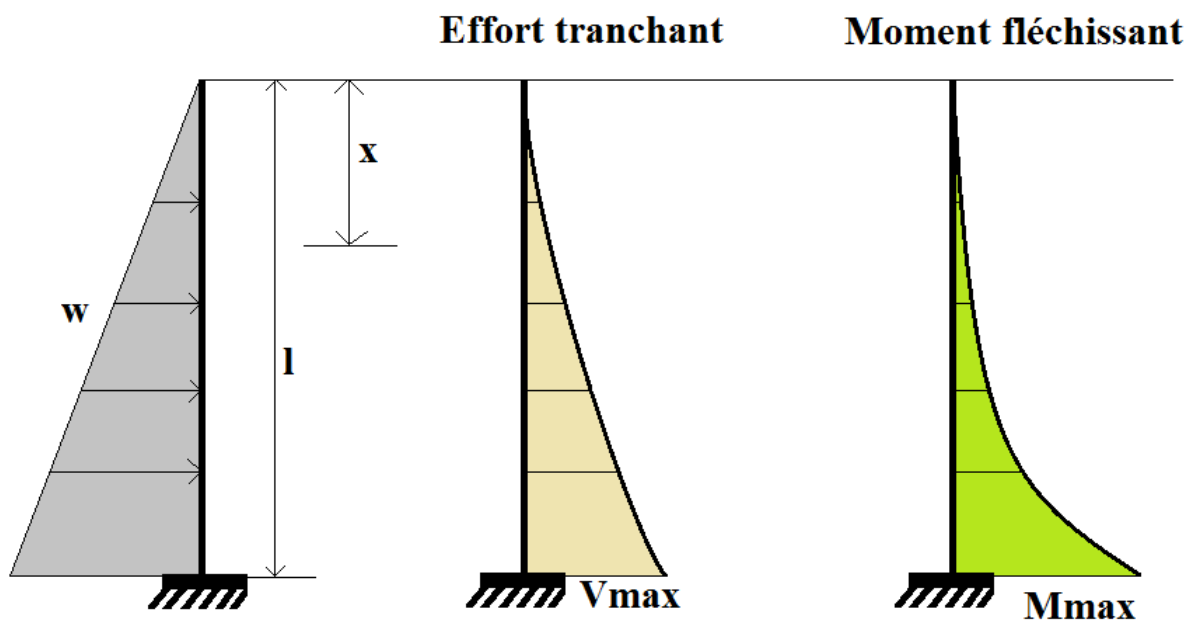


Figure 3.2 : Sollicitations dans la poutre pour une distribution triangulaire des contraintes

L'effort tranchant s'exprime suivant la formule 3.1 :

$$V_{\text{triang}}(x) = \frac{wx^2}{2l} \quad (3.1)$$

Le moment fléchissant se calcule par la formule 3.2:

$$M_{\text{triang}}(x) = \frac{wx^3}{6l} \quad (3.2)$$

distribution rectangulaire :

La charge w est uniformément répartie sur toute la longueur l de la poutre.

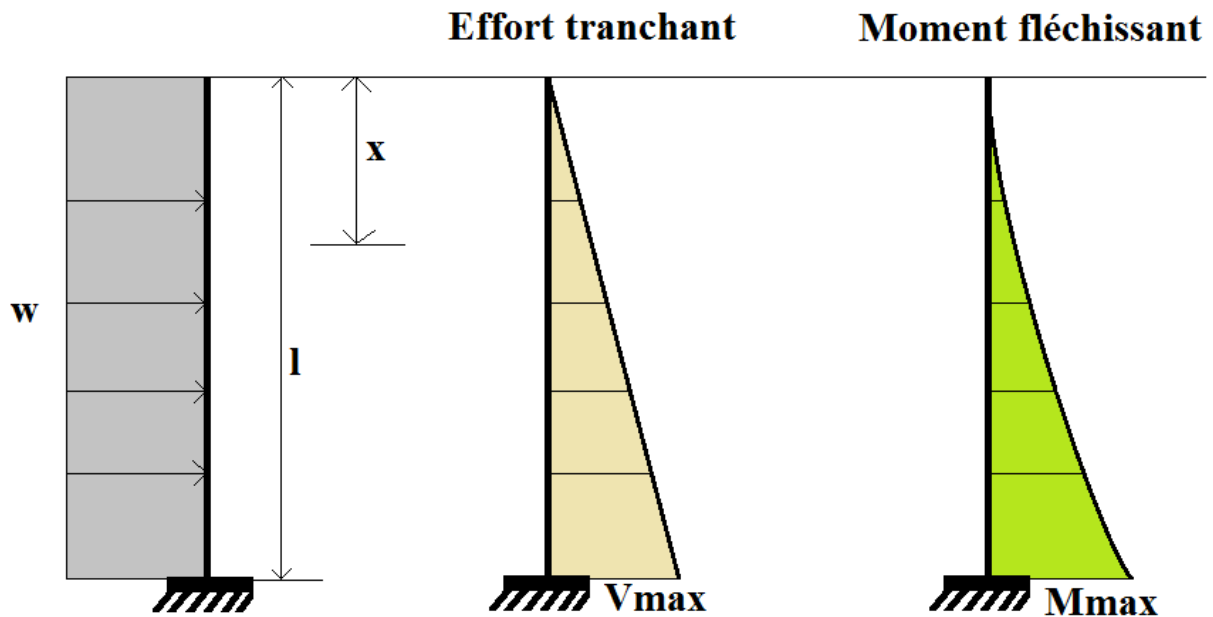


Figure 3.3 : Sollicitations dans la poutre pour une distribution rectangulaire des contraintes

L'effort tranchant répond à la formule 3.3 :

$$V_{rect}(x) = w * x \quad (3.3)$$

Le moment fléchissant se calcule par la formule 3.4 :

$$M_{rect}(x) = \frac{wx^2}{2} \quad (3.4)$$

3.1.3 Ajustement des coefficients de poussée et butée

La mécanique des sols utilise des coefficients d'ajustement pour les contraintes de poussée et butée.

La poussée des terres est ajustée à l'aide d'un coefficient K_a et la butée des terres par un coefficient K_p .

La détermination des coefficients K_a et K_p se fait par l'intermédiaire de la méthode NAVFAC DM-7 (1971) :

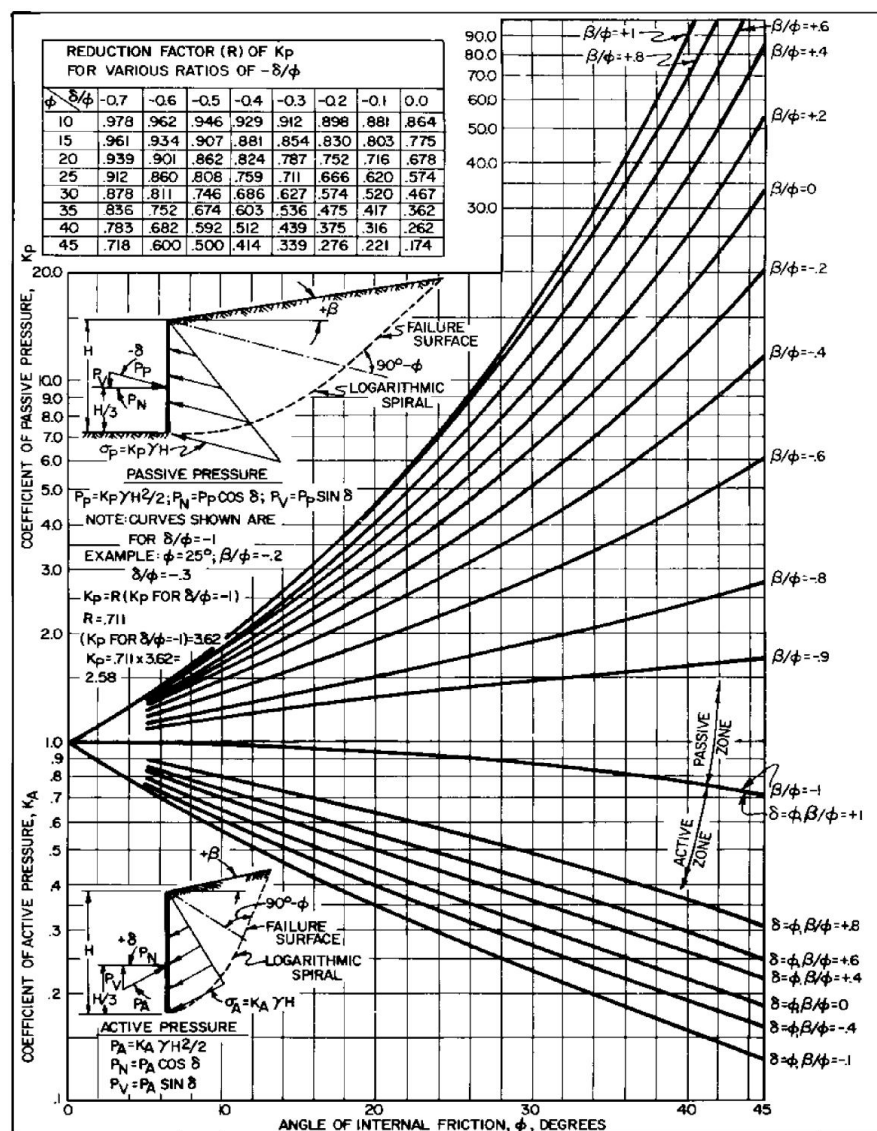


FIGURE 6
Active and Passive Coefficients with Wall Friction
(Sloping Backfill)
7.2-67

Figure 3.4 : Méthode NAVFAC pour déterminer les coefficients de poussée et butée

Détermination de K_a :

Il faut se placer dans la partie « active zone » du graphique (cf. figure 3.4). Il est nécessaire de calculer le rapport $\frac{\beta}{\phi}$ avec β l'angle du sol en amont du rideau et ϕ l'angle de frottement

interne du sol :

$$\text{par précaution, } \beta = 0^\circ \quad (3.5)$$

$$\phi = 35^\circ \quad (3.6)$$

$$\text{Nous obtenons par lecture graphique : } K_a = 0,25 \quad (3.7)$$

Détermination de K_p :

La valeur de K_p se lit dans la partie « passive zone » du graphique.

Il est à nouveau nécessaire de calculer le rapport $\frac{\beta}{\phi}$ avec β l'angle du talus aval et ϕ l'angle de frottement interne du sol.

$$\beta = -34,59^\circ \quad (3.8)$$

$$\phi = 38^\circ \quad (3.9)$$

$$\frac{\beta}{\phi} = -0,91 \quad (3.10)$$

$$\text{On lit sur le graphique : } K_p = 1,6 \quad (3.11)$$

Cette valeur est corrigée à l'aide d'un rapport de réduction R qui dépend du rapport $\frac{\delta}{\phi}$ avec δ qui correspond à l'angle de friction à l'interface entre le sol et le béton bitumineux. δ se détermine à l'aide du tableau 3.1. Nous avons choisi de donner une valeur de 30° à δ ce qui correspond à une interface béton/graviers. Ainsi :

$$R = 0,8 \quad (3.12)$$

Le coefficient K_p définitif à retenir est donc égal à :

$$K_p = 1,3 \quad (3.13)$$

Tableau 3.1 : Adhérences et angles de friction à l'interface de différents matériaux

**ULTIMATE FRICTION FACTORS AND
ADHESION FOR DISSIMILAR MATERIALS
(NAVFAC DM 7.2, Table 1, p7.2-63)**

Interface Materials	Friction factor	Friction angle, degrees
Mass concrete on the following foundation materials:		
Clean sound rock	0.70	35
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	0.55 to 0.60	29 to 31
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	0.45 to 0.55	24 to 29
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	0.35 to .045	19 to 24
Fine sandy silt, non-plastic silt	0.30 to 0.35	17 to 19
Very stiff and hard residual or pre-consolidated clay	0.40 to 0.50	22 to 26
Medium stiff and stiff clay and silty clay	0.30 to 0.35	17 to 19
(Masonry on foundation materials has same friction factors.)		
Steel sheet piles against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	0.40	22
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill	0.30	17
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.25	14
Fine sandy silt, non-plastic silt	0.20	11
Formed concrete or concrete sheet piling against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	0.40 to 0.50	22 to 26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill	0.30 to 0.40	17 to 22
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.30	17
Fine sandy silt, non-plastic silt	0.25	14
Various structural materials:		
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:		
Dressed soft rock on dressed soft rock	0.70	35
Dressed hard rock on dressed soft rock	0.65	33
Dressed hard rock on dressed hard rock	0.55	29
Masonry on wood (cross grain)	0.50	26
Steel on steel at sheet pile interlocks	0.30	17
Interface Materials (Cohesion)	Adhesion C_a (psf)	
Very soft cohesive soil (0 - 250 psf)	0 - 250	
Soft cohesive soil (250 - 500 psf)	250 - 500	
Medium stiff cohesive soil (500 - 1000 psf)	500 - 750	
Stiff cohesive soil (1000 - 2000 psf)	750 - 950	
Very stiff cohesive soil (2000 - 4000 psf)	950 - 1,300	

3.2 Cisaillement dû à l'effort tranchant

3.2.1 Explications

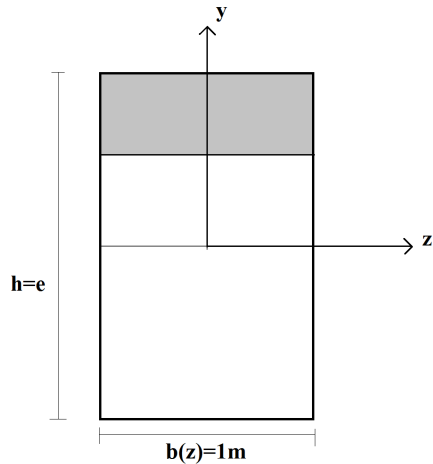


Figure 3.5 : Vue de dessus du rideau

avec :

- e : l'épaisseur du rideau ; elle est égale à 40cm,
- b : la largeur du rideau ; les calculs sont réalisés avec une largeur unitaire.
- G : le centre de gravité de la surface.

Pour calculer le cisaillement à l'ordonnée y , on prend en compte l'aire grisée et on applique la formule 3.12 (Bazergui, et al., 2002):

$$\tau(y) = \frac{V}{I_z} \frac{m(y)}{b(y)} \quad (3.14)$$

avec :

- V : l'effort tranchant (N)
- I_z : l'inertie de la section par rapport à z donnée à la relation 3.1 (m^4),
- $m(y)$: le moment statique de l'aire grisée par rapport à l'axe (Gz),

$$I_z = \frac{bh^3}{12} \quad (3.15)$$

Le moment statique $m(y)$ correspond au produit de l'aire grisée par la distance entre le centre de gravité de cette aire et le point G :

$$m(y) = b \left(\frac{h}{2} - y \right) * \left(\frac{\frac{h}{2} + y}{2} \right) = \frac{b}{2} * \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \quad (3.16)$$

Le cisaillement vérifie finalement la relation :

$$\tau(y) = \frac{6V}{bh^3} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \quad (3.17)$$

Il y a 3 points remarquables :

$$\tau(0) = \tau_{\max} = \frac{3V}{2e} \quad (3.18)$$

$$\tau\left(\pm \frac{e}{2}\right) = 0 \quad (3.19)$$

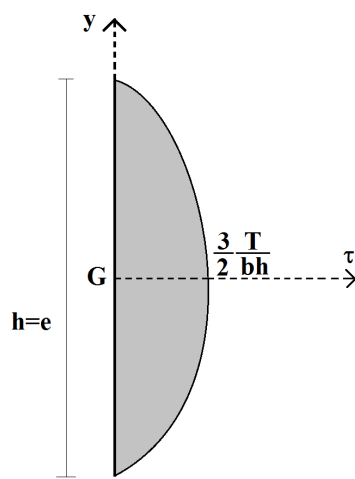


Figure 3.6 : distribution parabolique du cisaillement

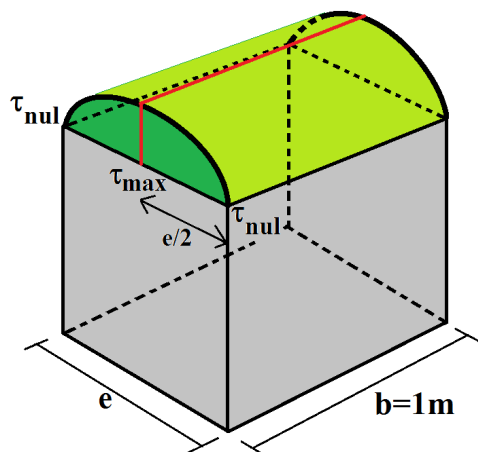


Figure 3.7 : vue en 3D du cisaillement

Le cisaillement respecte une distribution parabolique : il est maximal au centre $y=0$ et nul aux extrémités ($-e/2$ et $+e/2$). (cf. figures 3.6 et 3.7)

3.2.2 Calculs

3.2.2.1 Poussée des terres en amont

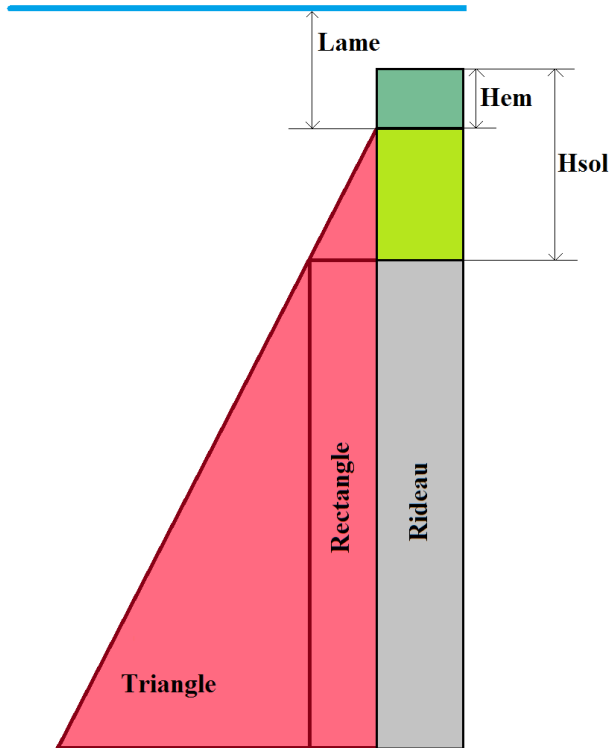


Figure 3.8 : Représentation schématique de la poussée des terres en amont

L'effort tranchant résultant peut être décomposé en une composante rectangulaire et une composante triangulaire. (cf. figure 3.8)

La composante rectangulaire n'a de sens que si de la terre est encore présente au dessus du rideau, c'est-à-dire que si $H_{sol} > H_{em}$. Dans le cas contraire, cette composante est nulle.

Composante rectangulaire :

$$\tau_{rect_sol_en_poussée} = \frac{3[\gamma'_{sol} * (H_{sol} - H_{em}) * b] * x * Ka}{2be} = \frac{3[\gamma'_{sol} * (H_{sol} - H_{em})] * x * Ka}{2e} \quad (3.20)$$

Composante triangulaire :

$$\tau_{triang_sol_en_poussée} = \frac{3[\gamma'_{sol} * (H - H_{sol}) * b] * x^2 * Ka}{2(H - H_{sol}) * 2be} = \frac{3\gamma'_{sol} * x^2 * Ka}{4e} \quad (3.21)$$

Total :

$$\tau_{total_sol_en_poussée} = \tau_{rect_sol_en_poussée} + \tau_{triang_sol_en_poussée} \quad (3.22)$$

3.2.2.2 Poussée de l'eau

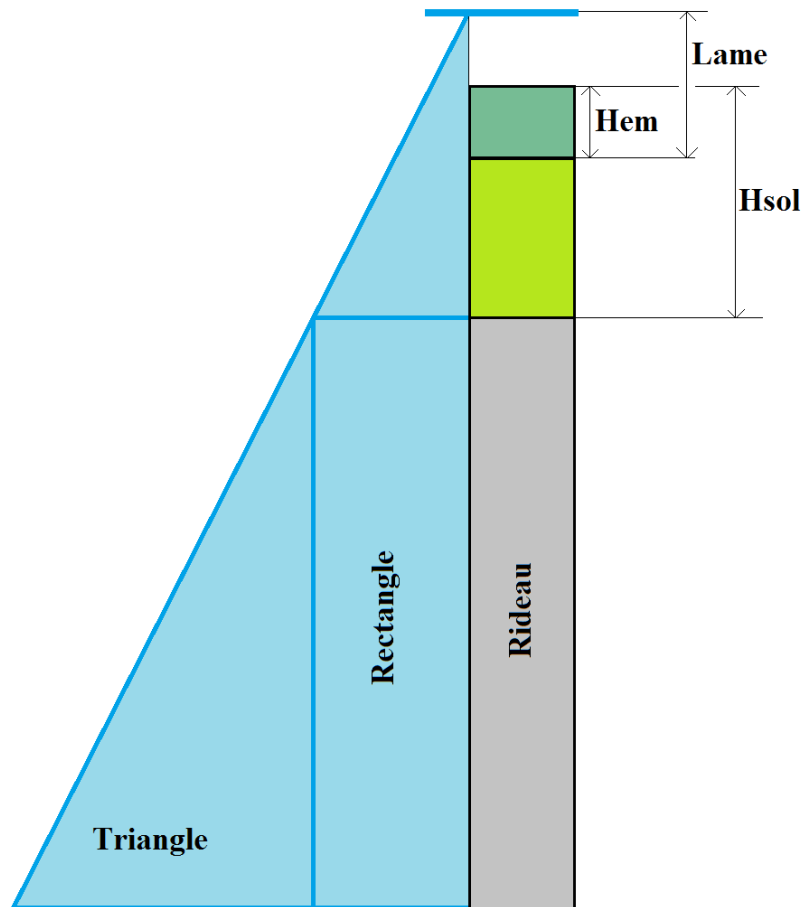


Figure 3.9 : Représentation schématique de la poussée des eaux en amont

Encore une fois, la force engendrée par la poussée de l'eau peut se décomposer en une composante rectangulaire et une composante triangulaire :

Composante rectangulaire :

$$\tau_{rect_eau_en_poussée} = \frac{3[\gamma_{eau}(H_{sol} + Lame - Hem) * b] * x}{2be} = \frac{3\gamma_{eau}(H_{sol} + Lame - Hem) * x}{2e} \quad (3.23)$$

Composante triangulaire :

$$\tau_{triang_eau_en_poussée} = \frac{3[\gamma_{eau}(H - H_{sol}) * b] * x^2}{4(H - H_{sol})be} = \frac{3\gamma_{eau} * x^2}{4e} \quad (3.24)$$

Total :

$$\tau_{total_eau_en_poussée} = \tau_{rect_eau_en_poussée} + \tau_{triang_eau_en_poussée} \quad (3.25)$$

3.2.2.3 Butée du sol en aval

Deux cas de figure peuvent se présenter.

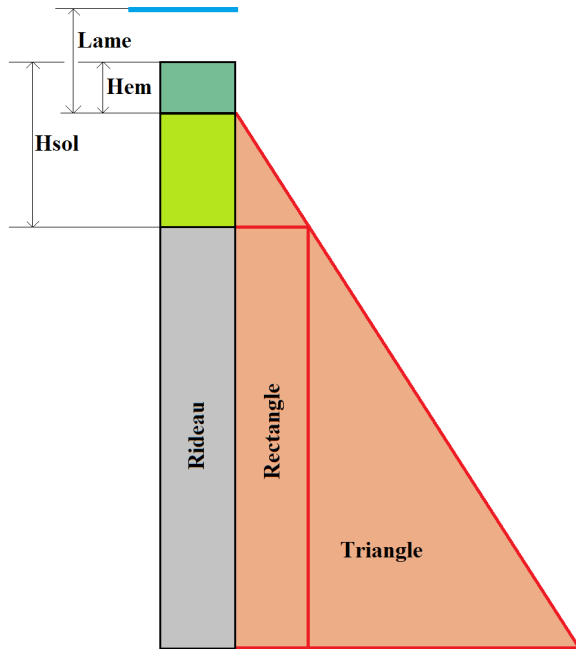


Figure 3.10 : Représentation schématique de la butée des terres en aval tant que l'érosion n'a pas atteint le sommet du rideau

L'érosion en aval ne se développe qu'au-dessus du sommet du rideau.

$$H_{sol} > (H_{em} = H_{ev})$$

Dans ce cas, l'effort tranchant engendré s'exprime de la façon suivante :

Composante rectangulaire :

$$\tau_{rect_sol_en_butée} = \frac{3 * [\gamma_{sol} (H_{sol} - H_{ev}) * b] * x * Kp}{2be} = \frac{3 * \gamma_{sol} (H_{sol} - H_{ev}) * x * Kp}{2e} \quad (3.26)$$

Composante triangulaire :

$$\tau_{triang_sol_en_butée} = \frac{3[\gamma_{sol} (H - H_{sol}) * b] * x^2 * Kp}{4(H - H_{sol}) * be} = \frac{3 * \gamma_{sol} * x^2 * Kp}{4e} \quad (3.27)$$

Total :

$$\tau_{total_sol_en_butée} = \tau_{rect_sol_en_butée} + \tau_{triang_sol_en_butée} \quad (3.28)$$

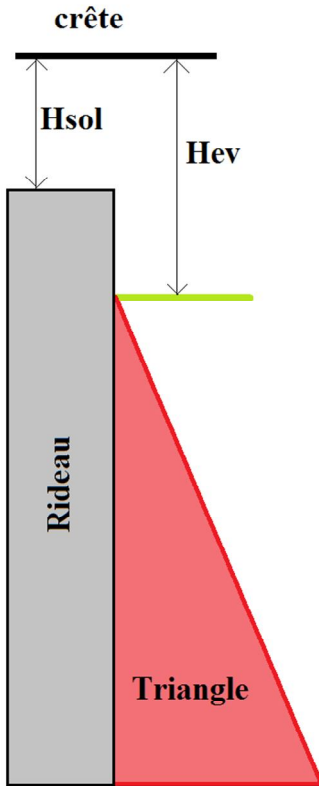


Figure 3.11: Représentation schématique de la butée des terres en aval une fois que l'érosion progresse en-deçà du sommet du rideau

Si l'érosion se développe en aval du rideau, en-deçà de son sommet, la butée du sol n'engendre qu'un effort triangulaire.

Si $Hev > Hsol$, le cisaillement s'exprime de la façon suivante, selon la position de la section :

- Si $Hev - Hsol \geq x$:

$$\tau_{total_sol_en_butée} = 0 \quad (3.29)$$

- Si $Hev - Hsol < x$:

$$\tau_{triang_sol_en_butée} = \frac{3[\gamma_{sol}(H - Hev) * b] * [x - (Hev - Hsol)]^2 * Kp}{4(H - Hev) * be} = \frac{3 * \gamma_{sol} * [x - (Hev - Hsol)]^2 * Kp}{4e} \quad (3.30)$$

Total :

$$\tau_{total_sol_en_butée} = \tau_{triang_sol_en_butée} \quad (3.31)$$

3.3 Contraintes de flexion

3.3.1 Explications

La contrainte de flexion se détermine par la formule 3.30 (Bazergui, Bui-Quoc, Biron, McIntyre et Laberge, 2002) :

$$\sigma_{flexion} = \frac{M * y}{I_z} \quad (3.32)$$

Comme il a été vu précédemment, I_z correspond à l'inertie de la section par rapport à l'axe z et l'équation 3.13 est toujours vérifiée. Pour rappel :

$$I_z = \frac{bh^3}{12} \quad (3.33)$$

L'équation 3.30 se démontre en écrivant que la contrainte est de la forme $\sigma(y) = A + By$ d'après le principe de Navier-Bernoulli.

Sachant que $N = \int_{Section} \sigma(y, z) dS = 0$ et que $Mz = \int_{Section} \sigma(y, z) * y dS$, on retrouve que $A = 0$ et

$$B = \frac{Mz}{I_z}$$

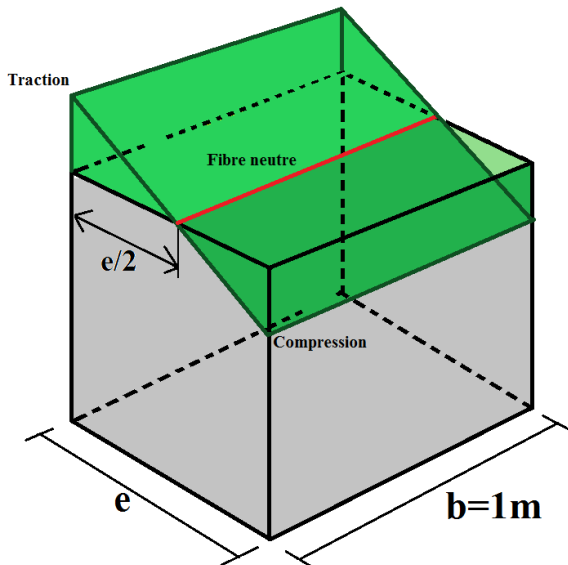


Figure 3.12 : vue en 3D des contraintes de flexion

Les contraintes de flexion sont représentées à la figure 3.12. L'axe neutre passe au milieu de la section.

3.3.2 Calculs

3.3.2.1 Sol en poussée

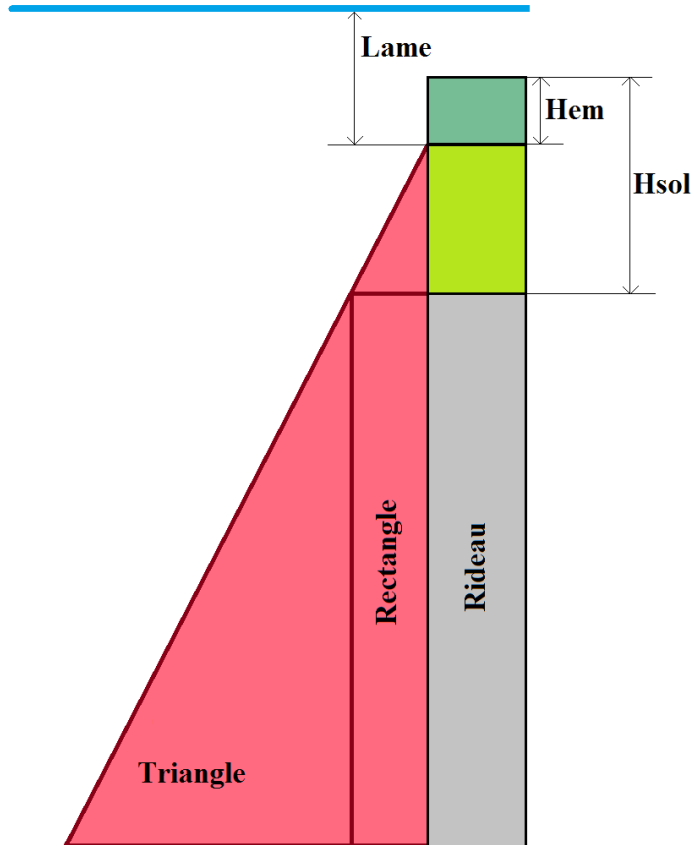


Figure 3.13 : Représentation schématique de la poussée des terres en amont

Composante rectangulaire :

$$\sigma_{rect_sol_en_poussée} = \frac{[\gamma'_{sol} * (Hsol - Hem) * b] * x^2 * e * Ka}{4I} = \frac{3 * \gamma'_{sol} * (Hsol - Hem) * x^2 * Ka}{e^2} \quad (3.34)$$

Composante triangulaire :

$$\sigma_{triang_sol_en_poussée} = \frac{[\gamma'_{sol} * (H - Hsol) * b] * x^3 * e * Ka}{12(H - Hsol) * I} = \frac{\gamma'_{sol} * x^3 * Ka}{e^2} \quad (3.35)$$

Total :

$$\sigma_{total_sol_en_poussée} = \sigma_{rect_sol_en_poussée} + \sigma_{triang_sol_en_poussée} \quad (3.36)$$

3.3.2.2 Eau en poussée

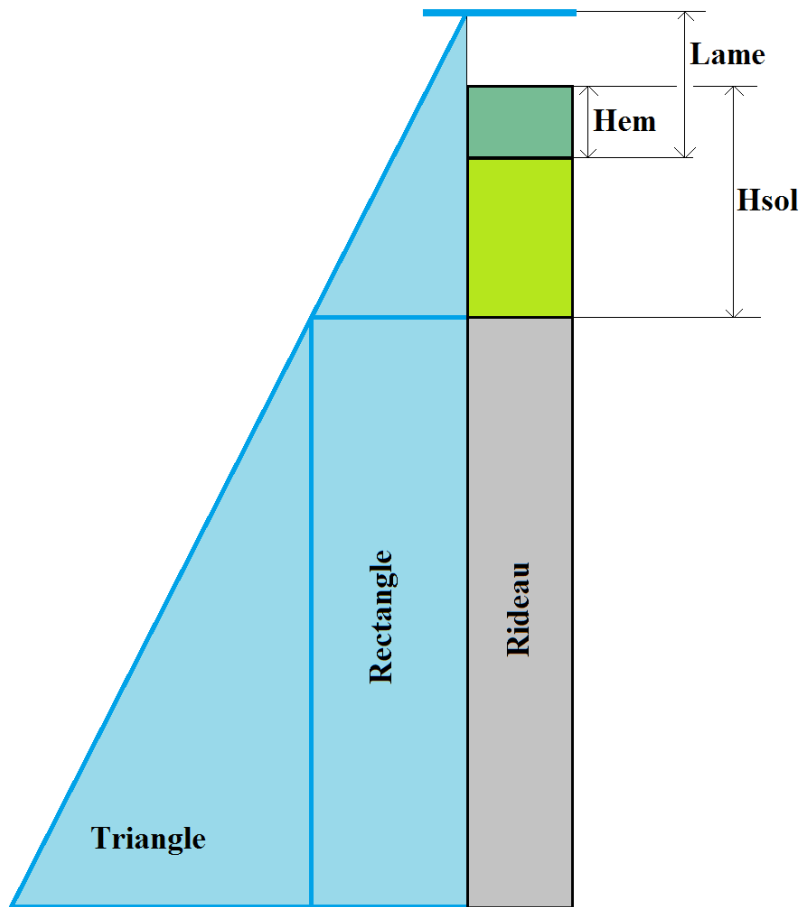


Figure 3.14 : Représentation schématique de la poussée des eaux en amont

Composante rectangulaire :

$$\sigma_{rect_eau_en_poussée} = \frac{[\gamma_{eau} (Hsol + Lame - Hem) * b] * x^2 * e}{4I} = \frac{3 * \gamma_{eau} (Hsol + Lame - Hem) * x^2}{e^2} \quad (3.37)$$

Composante triangulaire :

$$\sigma_{triang_eau_en_poussée} = \frac{\gamma_{eau} * b * x^3 * e}{12I} = \frac{\gamma_{eau} * x^3}{e^2} \quad (3.38)$$

Total :

$$\sigma_{total_eau_en_poussée} = \sigma_{rect_eau_en_poussée} + \sigma_{triang_eau_en_poussée} \quad (3.39)$$

3.3.2.3 Sol en butée

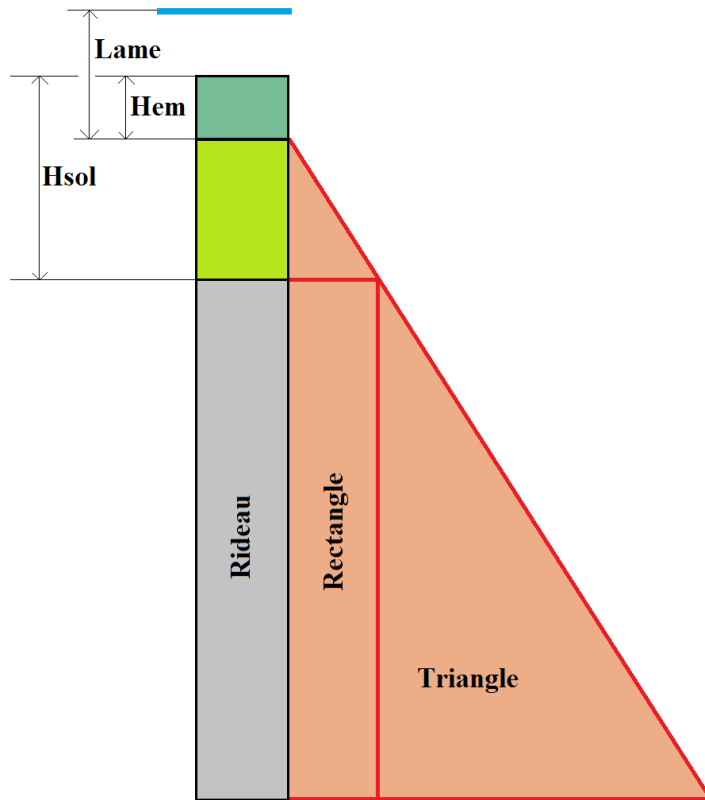


Figure 3.15 : Représentation schématique de la butée des terres en aval tant que l'érosion n'a pas atteint le sommet du rideau

Si $H_{ev} < H_{sol}$:

Composante rectangulaire :

$$\sigma_{rect_sol_en_butée} = \frac{[\gamma_{sol}(H_{sol} - H_{ev}) * b] * x^2 * e * Kp}{4I} = \frac{3 * \gamma_{sol}(H_{sol} - H_{ev}) * x^2 * Kp}{e^2} \quad (3.40)$$

Composante triangulaire :

$$\sigma_{triang_sol_en_butée} = \frac{\gamma_{sol} * b * x^3 * e * Kp}{12I} = \frac{\gamma_{sol} * x^3 * Kp}{e^2} \quad (3.41)$$

Total :

$$\sigma_{total_sol_en_butée} = \sigma_{rect_sol_en_butée} + \sigma_{triang_sol_en_butée} \quad (3.42)$$

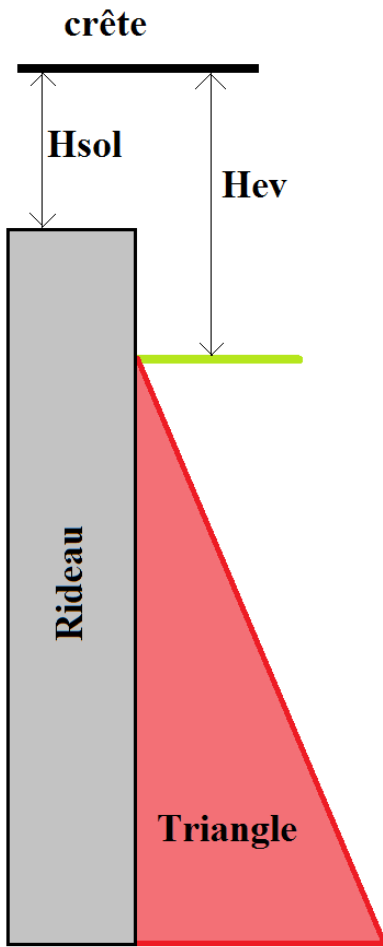


Figure 3.16 : Représentation schématique de la butée des terres en aval une fois que l'érosion progresse en-deçà du sommet du rideau

- Si $Hev - Hsol \geq x$:

$$\tau_{total_sol_en_butée} = 0 \quad (3.43)$$

- Si $Hev - Hsol < x$:

$$\sigma_{triang_sol_en_butée} = \frac{[\gamma_{sol}(H - Hev) * b] * [x - (Hev - Hsol)]^3 * e * Kp}{12(H - Hev) * I} = \frac{\gamma_{sol} * [x - (Hev - Hsol)]^3 * Kp}{e^2} \quad (3.44)$$

$$\sigma_{total_sol_en_butée} = \sigma_{triang_sol_en_butée} \quad (3.45)$$

3.4 Les contraintes verticales :

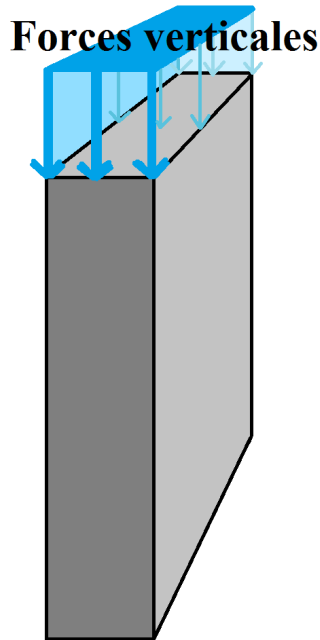


Figure 3.17 : Représentation schématique des contraintes verticales exercées par la lame d'eau sur le rideau

Le rideau vertical est également soumis à une contrainte verticale uniforme correspondant aux poids des éléments surplombant le rideau.

Cette force doit tenir compte non seulement de la lame d'eau qui franchit la crête, mais aussi de l'épaisseur de terre et éventuellement d'une partie fracturée du rideau avant son évacuation.

$$\sigma_{vert} = \frac{[\gamma_{béton} * b * e * (L_{fracturée} + x)] + [\gamma'_{sol} * b * e * (H_{sol} - H_{em})] + V_{rideau} * b}{e * b} \quad (3.46)$$

3.5 Contrainte totale et détermination du facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion

Le calcul de la contrainte totale s'effectue à l'extrémité tendue et à l'extrémité comprimée.

Par convention, la contrainte totale est positive en compression et négative en traction.

A l'extrémité tendue :

$$\sigma_{total_traction} = \sigma_{vert} + (\sigma_{flexion_sol_butée} - \sigma_{flexion_sol_poussée} - \sigma_{flexion_eau_poussée}) \quad (3.47)$$

A l'extrémité comprimée :

$$\sigma_{total_compression} = \sigma_{vert} + (\sigma_{flexion_sol_poussée} + \sigma_{flexion_eau_poussée} - \sigma_{flexion_sol_butée}) \quad (3.48)$$

Les valeurs extrêmes du cisaillement se situaient en $y = 0$ et en $y = \pm \frac{e}{2}$.

Celles de flexion étaient en $y = \pm \frac{e}{2}$.

Le calcul du facteur de sécurité se fera donc à mi-épaisseur du rideau et aux extrémités transversales $y = \pm \frac{e}{2}$.

Il est possible de représenter à l'aide d'une matrice l'ensemble des contraintes qui s'appliquent en un point du rideau. La matrice a la forme suivante :

$$[\sigma_{ij}] = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix}$$

On lui associe la représentation 3D suivante :

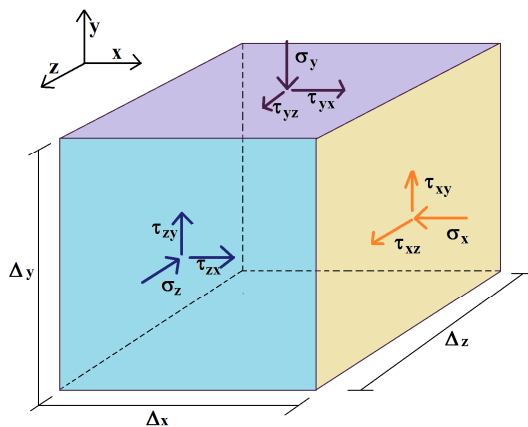


Figure 3.18 : Représentation 3D des contraintes en un point du rideau

L'axe z est orienté longitudinalement au rideau. Les contraintes suivant cet axe sont toutes nulles : c'est un « état plan de contraintes ».

La matrice se simplifie :

$$[\sigma_{ij}] = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{yx} & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{pmatrix} \text{ et la représentation 3D associée devient :}$$

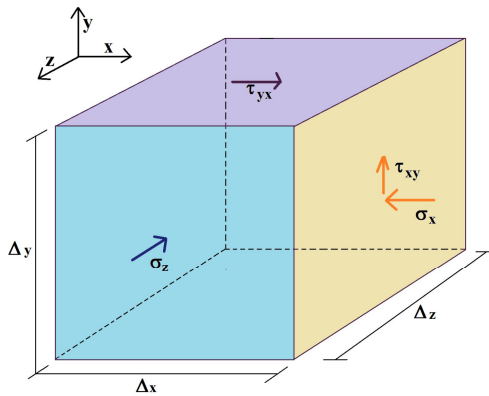


Figure 3.19 : Représentation 3D simplifiée des contraintes en un point du rideau dans le cas d'un état plan de contraintes

Les contraintes étant essentiellement en flexion, il est légitime de négliger σ_y .

Contraintes de flexion et tangentielles aux différents points :

- en $y = -\frac{e}{2}$, l'extrémité est tendue, la contrainte de flexion est non nulle et elle vaut :

$$\sigma_x = \sigma_{total_traction}$$

La matrice des contraintes est la suivante :

$$[\sigma_{ij}] = \begin{pmatrix} \sigma_{tot_traction} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{pmatrix}$$

et la représentation 3D :

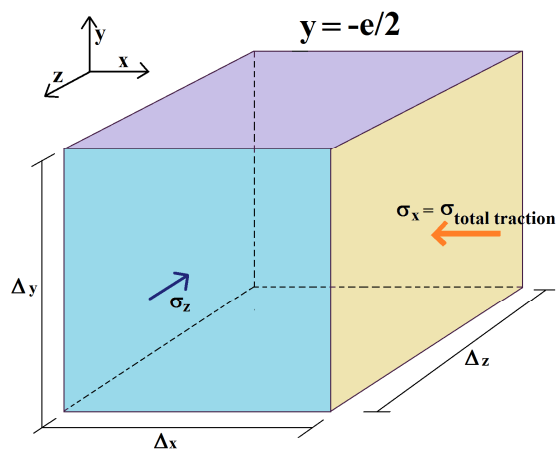


Figure 3.20 : Représentation 3D des contraintes à l'extrémité tendue du rideau

- en $y = 0$, c'est-à-dire à mi-épaisseur, la contrainte tangentielle est non nulle : $\tau_{xy} = \tau_{total}$

La matrice des contraintes est la suivante :

$$[\sigma_{ij}] = \begin{pmatrix} 0 & \tau_{total} & 0 \\ \tau_{total} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{pmatrix}$$

et la représentation 3D associée :

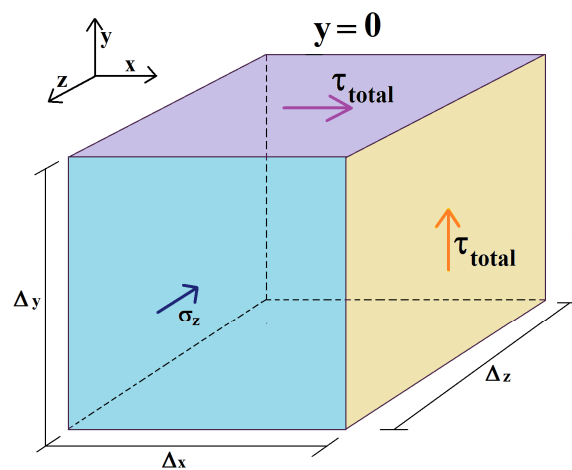


Figure 3.21 : Représentation 3D des contraintes à mi-épaisseur du rideau

- en $y = +\frac{e}{2}$, l'extrémité est comprimée, la contrainte de flexion est non nulle et elle

vaut : $\sigma_x = \sigma_{total_compression}$

La matrice des contraintes est la suivante :

$$[\sigma_{ij}] = \begin{pmatrix} \sigma_{tot_compression} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{pmatrix}$$

et la représentation 3D associée :

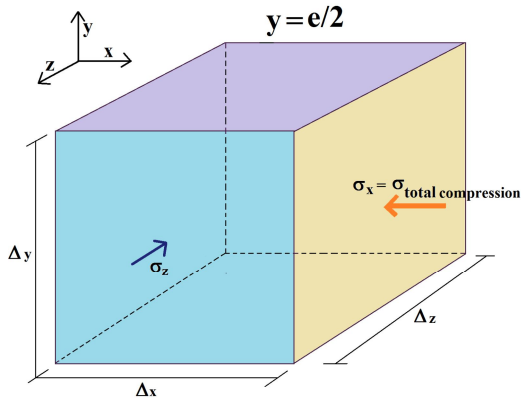


Figure 3.22 : Représentation 3D des contraintes à l'extrémité comprimée du rideau

Dans cet état plan de contrainte, la contrainte principale maximale σ_1 et la contrainte principale minimale σ_3 s'évaluent de la façon suivante et cela quel que soit le point considéré :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.49)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.50)$$

La contrainte principale intermédiaire vérifie la relation 3.49 :

$$\sigma_3 \leq \sigma_2 = \sigma_{verticale} \leq \sigma_1 \quad (3.51)$$

On peut à présent représenter l'état de contrainte dans un graphique τ / σ .

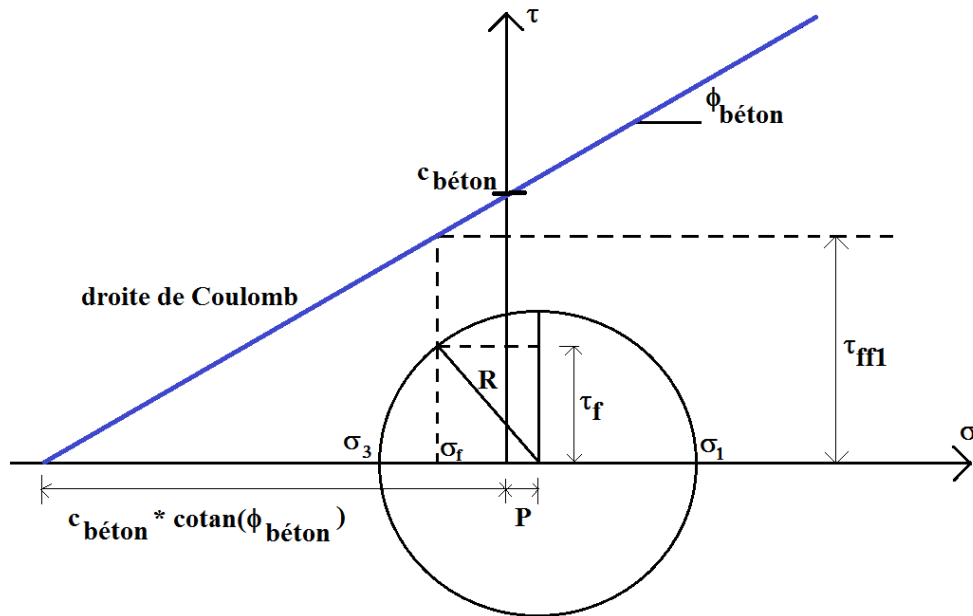


Figure 3.23 : Graphique τ / σ avec mise en évidence d'un premier facteur de sécurité FS2

La distance entre le centre du cercle de Mohr et l'origine des axes ($\sigma = \tau = 0$) est notée P.

Elle se calcule à partir de σ_1 et σ_3 :

$$P = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.52)$$

Ce graphique nous permet d'évaluer un premier facteur de sécurité FS2 défini comme le rapport entre la contrainte tangentielle au plan de rupture τ_f et la contrainte tangentielle au plan de rupture à la rupture τ_{ff1} .

$$FS2 = \frac{\tau_{ff1}}{\tau_f} \quad (3.53)$$

avec :

- τ_f qui se lit à partir du cercle de Mohr,
- τ_{ff1} qui se lit sur la droite de Mohr-Coulomb.

Ces deux contraintes se calculent au moyen des relations suivantes :

$$\tau_f = R \cos \phi_{\text{béton}} \quad (3.54)$$

$$\tau_{ff1} = \sigma_f \times \tan \phi_{\text{béton}} + c_{\text{béton}} \quad (3.55)$$

R correspond au rayon du cercle de Mohr :

$$R = \frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2} \quad (3.56)$$

σ_f est la contrainte normale au plan de rupture :

$$\sigma_f = P - R \sin \phi_{\text{béton}} \quad (3.57)$$

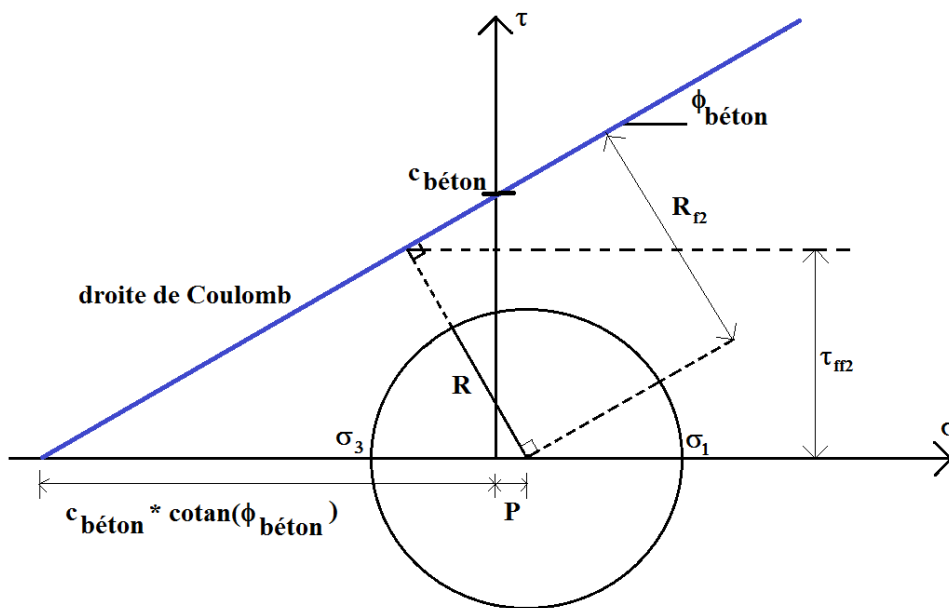


Figure 3.24 : Graphique τ / σ avec mise en évidence d'un second facteur de sécurité FS2'

La comparaison entre le cercle de Mohr et la droite de Mohr-Coulomb permet d'exprimer un autre facteur de sécurité FS'2 défini comme le rapport entre la distance entre le cercle de Mohr et la droite de Mohr-Coulomb R_{f2} et le rayon du cercle de Mohr R :

$$FS'2 = \frac{R_{f2}}{R} \quad (3.58)$$

avec :

$$R_{f2} = [c_{\text{béton}} * \cot an(\phi_{\text{béton}}) + P] * \sin \phi_{\text{béton}} = c_{\text{béton}} * \cos \phi_{\text{béton}} + P * \sin \phi_{\text{béton}} \quad (3.59)$$

Chapitre 4 : Retrait de la partie fracturée

Dans le chapitre précédent, nous avons pu définir le moyen de détecter les fractures du rideau en fonction de l'évolution de l'érosion. Dans ce nouveau chapitre, un modèle de retrait des parties fracturées est présenté.

4.1 Principe

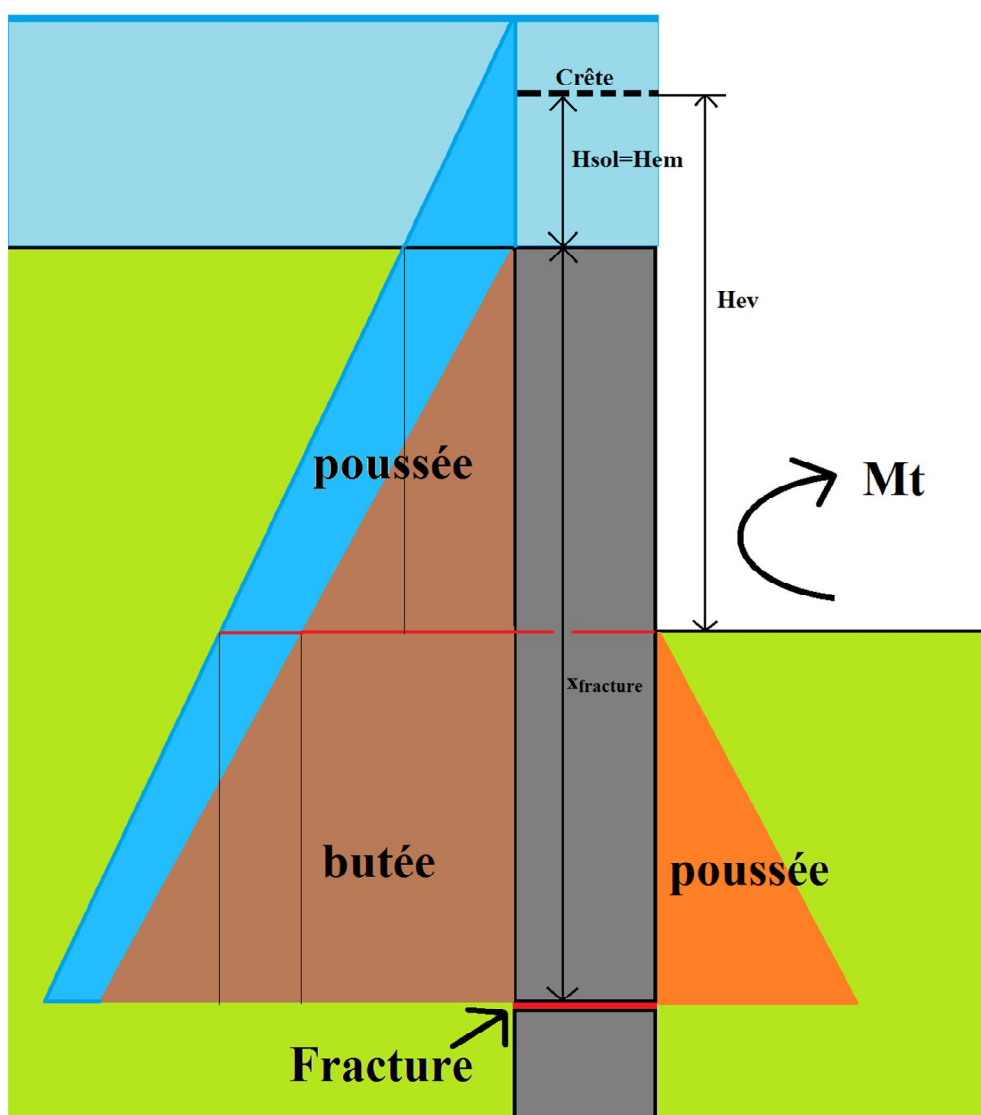


Figure 4.1 : Représentation schématique des contraintes exercées sur la partie fracturée du rideau avec mise en évidence du basculement du rideau au-dessus des terres en aval

Dans le schéma d'évolution mis en place, la partie fracturée du rideau se retire par basculement au-dessus des terres en aval.

Dans cette configuration, les terres en aval du rideau appliquent une poussée sur le rideau qui a tendance à favoriser le renversement.

A l'inverse, les terres et l'eau en amont, plus basses que le point de renversement sont passives et font office de butée stabilisatrice. L'eau et les terres en amont, plus hautes que le niveau des terres à l'aval du rideau, agissent comme des forces de poussée déstabilisatrices. Toutes ces forces sont revues en détail et sont illustrées dans les pages qui suivent.

Le moment de renversement est calculé au niveau du sol en aval. Le retrait de la partie fracturée survient quand la somme des moments en ce point est positive dans le sens horaire.

Les moments qui sont calculés sont des moments par unité de surface. Tous les termes étant à multiplier par la même constante de surface, celle-ci a été simplifiée.

Remarques :

- Le retrait de la partie fracturée n'est à surveiller qu'à partir du moment où l'érosion atteint le sommet de la partie fracturée. Ainsi, durant toute cette procédure : $H_{sol} = H_{em}$
- La poussée et la butée des terres sont ajustées à l'aide de coefficients K_a et K_p . Ces coefficients sont obtenus en utilisant la méthode NAVFAC DM-7 (1971). Le principe de la méthode a déjà été développé dans le chapitre 3 « Le facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion ». En reprenant cette démarche et en l'adaptant aux pentes des talus, nous obtenons :

$$\blacksquare \quad K_{a_{aval}} = 0,23 \quad (4.1)$$

$$\blacksquare \quad K_{a_{amont}} = 0,25 \quad (4.2)$$

$$\blacksquare \quad K_{p_{amont}} = 1,6 \quad (4.3)$$

4.2 Calcul

4.2.1 Action des terres en aval

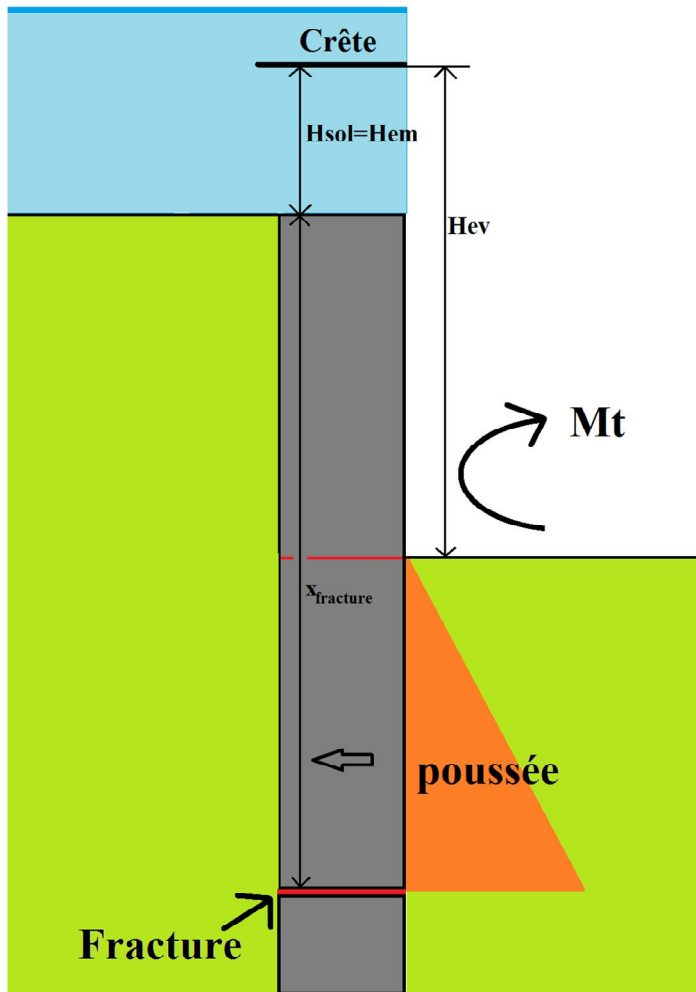


Figure 4.2 : Mise en évidence de l'action des terres en aval sur le basculement de la partie fracturée du rideau

Les terres en aval appliquent une poussée sur le rideau.

Moment déstabilisateur dû à la poussée des terres en aval :

$$M_{sol_triang_poussée} = Ka_{aval} * \gamma_{sol} * \frac{(x_{fracture} + Hev - Hsol)^3}{6} \quad (4.4)$$

4.2.2 Action des terres en amont

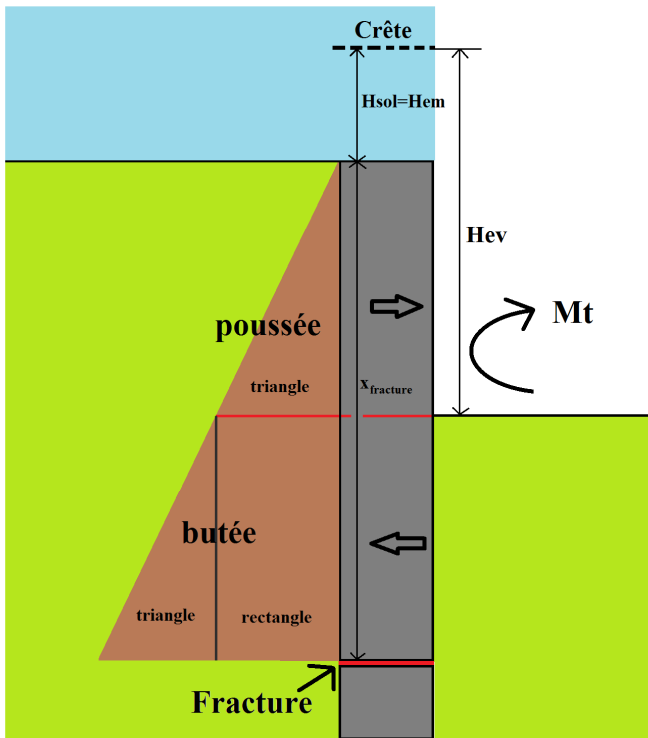


Figure 4.3 : Mise en évidence de l'action des terres en amont sur le basculement de la partie fracturée du rideau

Moment stabilisateur dû à la butée des terres en amont en-deçà du point de renversement :

Composante rectangulaire :

$$M_{sol_rect_butée} = Kp_{amont} * \gamma' * (Hev - Hsol) * \frac{(x_{fracture} + Hsol - Hev)^2}{2} \quad (4.5)$$

Composante triangulaire :

$$M_{sol_triang_butée} = Kp_{amont} * \gamma' * \frac{(x_{fracture} + Hsol - Hev)^3}{3} \quad (4.6)$$

Moment instable dû à la poussée des terres en amont au-dessus du point de renversement :

$$M_{sol_triang_poussée} = Ka_{amont} * \gamma' * sol * \frac{(Hev - Hsol)^3}{6} \quad (4.7)$$

4.2.3 Action de l'eau en amont

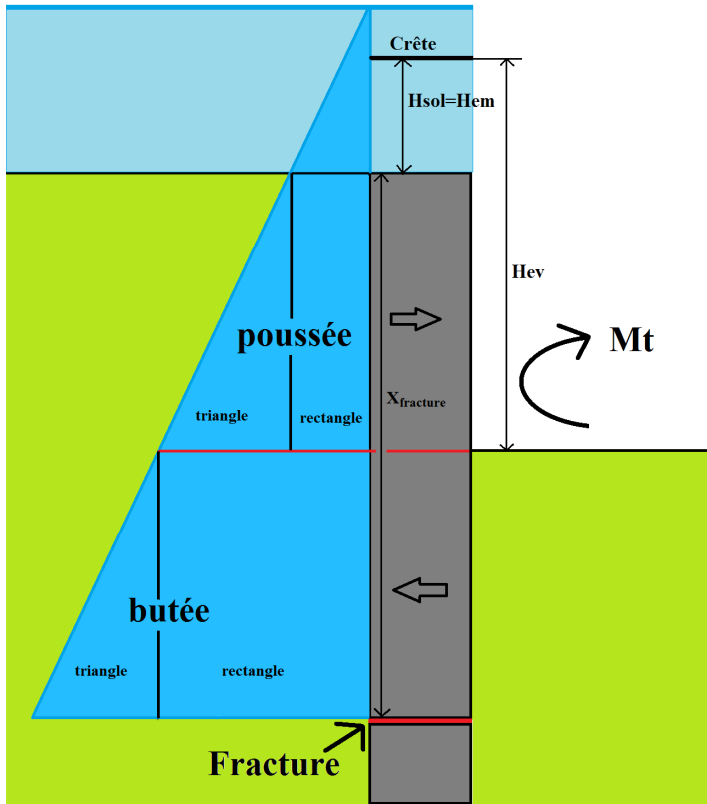


Figure 4.4 : Mise en évidence de l'action de l'eau en amont sur le basculement de la partie fracturée du rideau

Moment stabilisateur dû à la butée de l'eau en amont :

Composante rectangulaire :

$$M_{\text{eau_rect_butée}} = \gamma_{\text{eau}} * (L_{\text{eau}} + H_{\text{ev}} - H_{\text{sol}}) * \frac{(x_{\text{fracture}} + H_{\text{sol}} - H_{\text{ev}})^2}{2} \quad (4.8)$$

Composante triangulaire :

$$M_{\text{eau_triang_butée}} = \gamma_{\text{eau}} * \frac{(x_{\text{fracture}} + H_{\text{sol}} - H_{\text{ev}})^3}{3} \quad (4.9)$$

Moment instable dû à la poussée de l'eau en amont au-dessus de la fracture :

Composante rectangulaire :

$$M_{eau_rect_poussée} = \gamma_{eau} * Lame * \frac{(Hev - Hsol)^2}{2} \quad (4.10)$$

Composante triangulaire :

$$M_{eau_triang_poussée} = \gamma_{eau} * \frac{(Hev - Hsol)^3}{6} \quad (4.11)$$

Chapitre 5 : Procédure et résultats

5.1 Procédure

À l'état initial, les paramètres d'érosion sont fixés comme étant nuls. La première étape consiste à calculer le facteur de sécurité au glissement. Si le facteur de sécurité est inférieur à l'unité, la digue a rompu. La procédure se termine par le calcul du débit de brèche Q_{bmax} . Dans le cas contraire, on calcule le facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion $FS2/FS2'$. Si ce facteur de sécurité est inférieur à 1, pour une profondeur x donnée : le rideau est considéré fracturé à cette profondeur. Tant que cette profondeur est au-dessus de l'encastrement, la procédure continue. Pour le calcul de $FS2/FS2'$, on retire la partie fracturée au rideau, et pour le calcul, l'axe des x débute au sommet du nouveau rideau. Le calcul de $FS1$ dépend quant à lui des profondeurs d'érosion.

À la fin de la procédure, on augmente la profondeur d'érosion de ΔH_{ev} en aval. En amont, la profondeur d'érosion est augmentée de $\Delta H_{em} = \Delta H_{ev}$ si de la terre est située au-dessus du rideau, fracturé ou non. La profondeur de la lame d'eau est augmentée de ΔH_{em} .

Avant que l'érosion n'atteigne le sommet du rideau, une fracture du rideau se produit. Tant que de la terre est située au-dessus d'une structure en béton bitumineux, seul le calcul de $FS1$ et $FS2/FS2'$ nous intéresse. Quand l'érosion atteint le sommet de la structure en béton bitumineux, seuls l'érosion aval et le paramètre H_{ev} sont modifiés. À partir de cet instant, une nouvelle procédure commence : le retrait de la partie fracturée.

Pour chaque nouvelle procédure qui commence, il convient de regarder la valeur de $FS1$, mais aussi si la partie fracturée peut basculer, ou si le rideau sous la coupure se fracture pour cette profondeur d'érosion.

Tant que l'érosion n'a lieu qu'en aval de la structure en béton bitumineux, la hauteur de la lame d'eau est limitée par le sommet du rideau. On considère tout de même une augmentation de la largeur de brèche qui n'est pas limitée par la structure et qui s'opère grâce à la redistribution de l'énergie de creusement du barrage. Ce modèle tient compte des trois dimensions de l'espace.

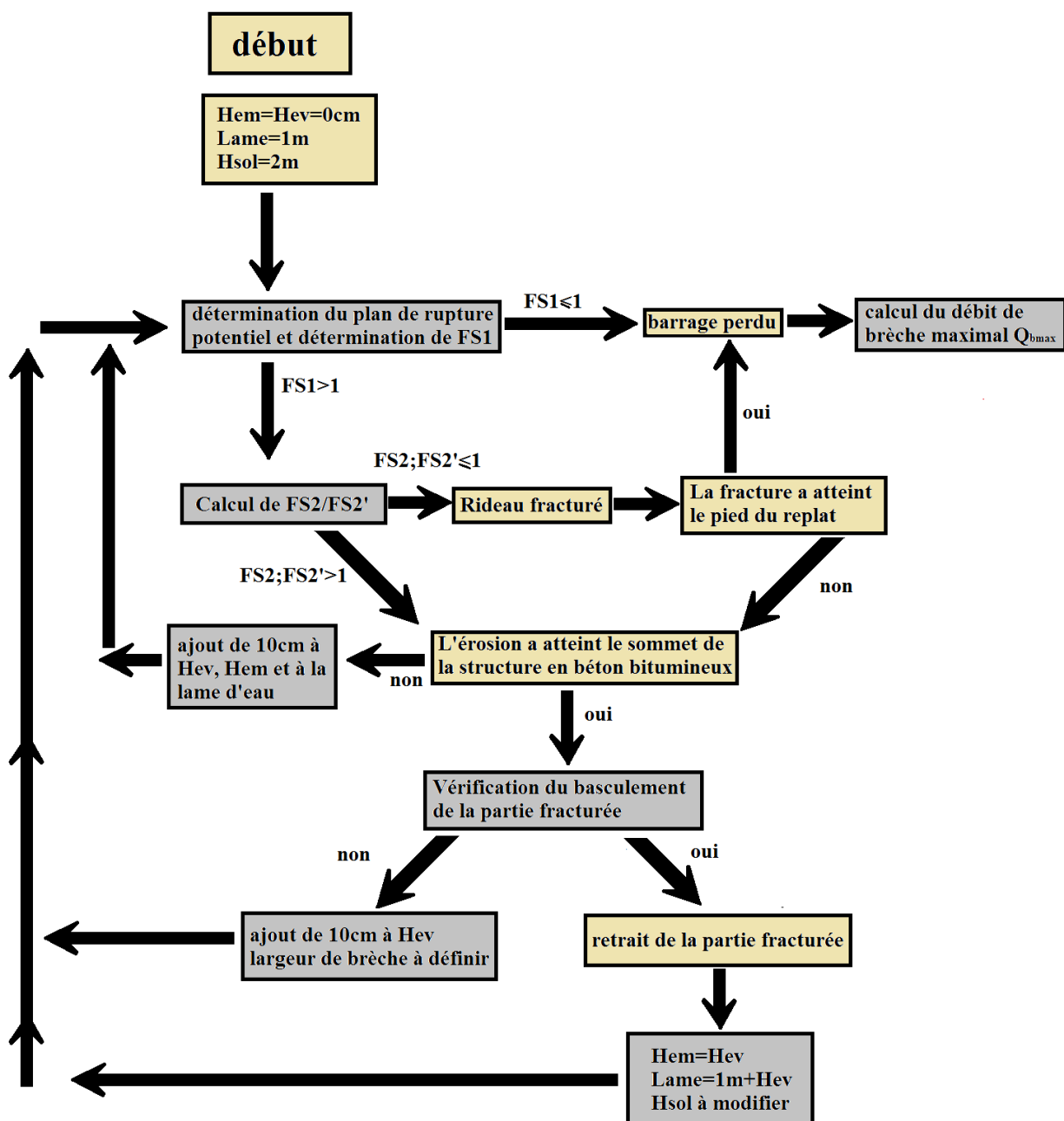


Figure 5.1 : Procédure générale de rupture

5.2 Résultats

La rupture progressive du barrage est explicitée au tableau 5.1.

À l'état initial, avec une lame d'eau de 1m, la stabilité du barrage au glissement est assurée.

L'érosion du barrage débute tout en conservant cette stabilité au glissement. Pour $H_{em}=H_{ev}=1,3m$, une première fracture du rideau survient. Celle-ci a lieu 2,2m en dessous du sommet du rideau. L'érosion creuse le barrage jusqu'à atteindre le sommet du rideau. À présent, l'érosion ne se développe qu'en aval du rideau, déstabilisant la partie fracturée. Une nouvelle fracture du rideau survient avant même que la première partie fracturée n'ait été retirée.

Cette rupture apparaît pour $H_{ev}=2,4m$ et se développe 2,3m en dessous de la première fracture.

Le basculement de la première partie fracturée survient pour $H_{ev}=3,4m$.

La crête est maintenant érodée jusqu'à $H_{em}=H_{ev}=3,4m$.

Le rideau se fracture une troisième fois pour $H_{em}=H_{ev}=3,7m$. Cette fracture se situe 2,3m plus bas que la précédente. L'érosion progresse jusqu'à atteindre le lieu de la première fracture pour $H_{em}=H_{ev}=4,2m$. La deuxième partie fracturée n'étant toujours pas retirée, l'érosion progresse en aval de cette partie. Une quatrième fracture du rideau survient pour $H_{ev}=4,9m$. Cette fracture apparaît 2,4m plus bas que la troisième.

La deuxième partie fracturée se retire pour $H_{ev}=5,5m$.

Le basculement de la partie fracturée entraîne les terres en amont. A présent $H_{em}=H_{ev}=5,5m$.

L'érosion progresse jusqu'à atteindre le lieu de la seconde fracture. La troisième partie fracturée n'ayant toujours pas basculé, l'érosion ne se développe plus qu'en aval de cette partie. Pour $H_{ev}=6,8m$, une cinquième fracture du rideau apparaît au pied du barrage.

Pour $H_{ev}=7,8m$, la troisième partie fracturée se retire. A présent $H_{em}=H_{ev}=7,8m$. L'érosion progresse jusqu'à atteindre $H_{em}=H_{ev}=8,8m$, lieu de la troisième rupture. Seule l'érosion aval se poursuit. Pour $H_{ev}=10,1m$, la quatrième partie fracturée se retire. L'érosion repart avec $H_{em}=H_{ev}=10,1m$. L'érosion finit par atteindre le lieu de la quatrième fracture du rideau $H_{em}=H_{ev}=11,2m$. L'érosion se développe en aval et quand $H_{ev}=11,8m$ la dernière partie du rideau bascule. L'érosion creuse le barrage sur les derniers centimètres.

Tout au long de la procédure, la stabilité au glissement est assurée : $FS_{1min} > 2$

Tableau 5.1 : Suivi de la rupture progressive du barrage par pas d'érosion de 10cm

Hev (m)	Hem (m)	hauteur de la lame d'eau (m)	érosion	état du rideau	stabilité au glissement
0,05	0	1,05	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
0,1	0,1	1,1	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
0,2	0,2	1,2	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
0,3	0,3	1,3	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
0,4	0,4	1,4	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
0,5	0,5	1,5	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
0,6	0,6	1,6	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
0,7	0,7	1,7	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
0,8	0,8	1,8	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
0,9	0,9	1,9	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
1	1	2	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
1,1	1,1	2,1	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
1,2	1,2	2,2	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau intact	stable
1,3	1,3	2,3	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	1 ^{ère} fracture du rideau à x =2,2m	stable
1,4	1,4	2,4	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau fracturé	stable
1,5	1,5	2,5	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau fracturé	stable
1,6	1,6	2,6	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau fracturé	stable
1,7	1,7	2,7	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau fracturé	stable
1,8	1,8	2,8	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau fracturé	stable

Tableau 5.1 : Suivi de la rupture progressive du barrage par pas d'érosion de 10cm (suite)

Hev (m)	Hem (m)	hauteur de la lame d'eau (m)	érosion	état du rideau	stabilité au glissement
1,9	1,9	2,9	l'érosion progresse au-dessus du sommet du barrage et en aval du rideau	rideau fracturé	stable
2	2	3	l'érosion atteint le sommet du rideau	rideau fracturé	stable
2,1	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau fracturé	stable
2,2	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau fracturé	stable
2,3	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau fracturé	stable
2,4	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau fracturé / nouvelle fracture du rideau à x=2,3m	stable
2,5	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
2,6	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
2,7	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
2,8	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
2,9	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
3	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
3,1	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
3,2	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
3,3	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
3,4	2	3	l'érosion se développe en aval du rideau	retrait de la 1ère partie fracturée du rideau	stable
3,4	3,4	4,4	Hem=Hev	nouveau barrage/ rideau fracturé	stable
3,5	3,5	4,5	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 1ère fracture	rideau fracturé	stable
3,6	3,6	4,6	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 1ère fracture	rideau fracturé	stable
3,7	3,7	4,7	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 1ère fracture	rideau fracturé / 3 ^e fracture du rideau pour Hev=2,3m	stable
3,8	3,8	4,8	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 1ère fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable

Tableau 5.1 : Suivi de la rupture progressive du barrage par pas d'érosion de 10cm (suite)

Hev (m)	Hem (m)	hauteur de la lame d'eau (m)	érosion	état du rideau	stabilité au glissement
3,9	3,9	4,9	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 1ère fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
4	4	5	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 1ère fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
4,1	4,1	5,1	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 1ère fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
4,2	4,2	5,2	l'érosion atteint le lieu de la première fracture	rideau avec double fracture	stable
4,3	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
4,4	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
4,5	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
4,6	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
4,7	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
4,8	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
4,9	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture / nouvelle fracture du rideau pour x=2,4m	stable
5	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
5,1	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
5,2	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
5,3	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
5,4	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
5,5	4,2	5,2	l'érosion se développe en aval du rideau	retrait de la 2 ^e partie fracturée du rideau	stable
5,5	5,5	6,5	Hem=Hev	nouveau barrage / rideau avec double fracture	stable
5,6	5,6	6,6	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 2 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable

Tableau 5.1 : Suivi de la rupture progressive du barrage par pas d'érosion de 10cm (suite)

Hev (m)	Hem (m)	hauteur de la lame d'eau (m)	érosion	état du rideau	stabilité au glissement
5,7	5,7	6,7	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 2 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
5,8	5,8	6,8	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 2 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
5,9	5,9	6,9	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 2 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
6	6	7	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 2 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
6,1	6,1	7,1	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 2 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
6,2	6,2	7,2	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 2 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
6,3	6,3	7,3	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 2 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
6,4	6,4	7,4	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 2 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
6,5	6,5	7,5	l'érosion atteint le lieu de la deuxième fracture	rideau avec double fracture	stable
6,6	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
6,7	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
6,8	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture / nouvelle fracture du rideau au pied du barrage	stable
6,9	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
7	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
7,1	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
7,2	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
7,3	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
7,4	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
7,5	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
7,6	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable

Tableau 5.1 : Suivi de la rupture progressive du barrage par pas d'érosion de 10cm (suite)

Hev (m)	Hem (m)	hauteur de la lame d'eau (m)	érosion	état du rideau	stabilité au glissement
7,7	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec triple fracture	stable
7,8	6,5	7,5	l'érosion se développe en aval du rideau	retrait de la 3 ^e partie fracturée du rideau	stable
7,8	7,8	8,8	Hem=Hev	nouveau barrage / rideau avec double fracture	stable
7,9	7,9	8,9	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 3 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
8	8	9	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 3 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
8,1	8,1	9,1	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 3 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
8,2	8,2	9,2	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 3 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
8,3	8,3	9,3	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 3 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
8,4	8,4	9,4	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 3 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
8,5	8,5	9,5	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 3 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
8,6	8,6	9,6	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 3 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
8,7	8,7	9,7	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 3 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
8,8	8,8	9,8	l'érosion atteint le lieu de la troisième fracture	rideau avec double fracture	stable
8,9	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
9	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
9,1	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
9,2	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
9,3	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
9,4	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
9,5	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable

Tableau 5.1 : Suivi de la rupture progressive du barrage par pas d'érosion de 10cm (suite)

Hev (m)	Hem (m)	hauteur de la lame d'eau (m)	érosion	état du rideau	stabilité au glissement
9,6	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
9,7	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
9,8	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
9,9	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
10	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec double fracture	stable
10,1	8,8	9,8	l'érosion se développe en aval du rideau	retrait de la 4 ^e partie fracturée du rideau	stable
10,1	10,1	11,1	Hem=Hev	nouveau barrage / rideau avec simple fracture	stable
10,2	10,2	11,2	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
10,3	10,3	11,3	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
10,4	10,4	11,4	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
10,5	10,5	11,5	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
10,6	10,6	11,6	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
10,7	10,7	11,7	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
10,8	10,8	11,8	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
10,9	10,9	11,9	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
11	11	12	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
11,1	11,1	12,1	l'érosion progresse au-dessus du lieu de la 4 ^e fracture et en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
11,2	11,2	12,2	l'érosion atteint le lieu de la quatrième fracture	rideau avec simple fracture	stable
11,3	11,2	12,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
11,4	11,2	12,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
11,5	11,2	12,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable

Tableau 5.1 : Suivi de la rupture progressive du barrage par pas d'érosion de 10cm (suite)

Hev (m)	Hem (m)	hauteur de la lame d'eau (m)	érosion	état du rideau	stabilité au glissement
11,6	11,2	12,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
11,7	11,2	12,2	l'érosion se développe en aval du rideau	rideau avec simple fracture	stable
11,8	11,2	12,2	l'érosion se développe en aval du rideau	retrait de la 5 ^e partie fracturée du rideau	stable
11,8	11,8	12,8	Hem=Hev	rideau détruit	stable
11,9	11,9	12,9	l'érosion progresse jusqu'au pied du barrage	rideau entièrement retiré	stable
12	12	13	l'érosion progresse jusqu'au pied du barrage	rideau entièrement retiré	stable
12,1	12,1	13,1	l'érosion progresse jusqu'au pied du barrage	rideau entièrement retiré	stable
12,2	12,2	13,2	l'érosion progresse jusqu'au pied du barrage	rideau entièrement retiré	stable
12,3	12,3	13,3	pied du barrage = lieu de la 5 ^e rupture	rideau entièrement retiré	stable

L'érosion du barrage

A ce stade, les étapes de rupture sont toutes connues. Il ne nous reste plus qu'à calculer les temps d'érosion. Cette dernière étape permettra de définir la chronologie des différents événements et le temps de rupture du barrage.

Une première méthode est utilisée. Celle-ci nécessite une subdivision du barrage en sections transversales et l'utilisation du logiciel GSTARS. Cette méthode sera détaillée au chapitre 6. Ce chapitre justifiera l'emploi d'une seconde méthode, simplifiée et sans logiciel, basée sur les lois de transport solide et pour laquelle, le temps d'érosion est défini comme un rapport entre la capacité de l'écoulement à éroder et un volume à éroder. Cette méthode fera l'objet du chapitre 7.

Chapitre 6 : Calcul de l'érosion en utilisant le logiciel GSTARS

6.1 La création des différents fichiers

Ce logiciel simule le transport de sédiments en rivière.

Il est notamment capable de :

- déterminer les variations hydrauliques et sédimentaires dans les directions longitudinale et transversale,
- d'adapter la géométrie des sections transversales,
- d'adapter les paramètres hydrauliques aux conditions aux frontières qui lui sont données,
- de définir les différentes hauteurs d'eau dans les régimes supercritique et sous-critique.

Il nous est possible d'adapter ce logiciel à l'érosion du barrage en découpant ce dernier en un nombre raisonnable de sections. Le découpage est représenté à la figure 6.1.

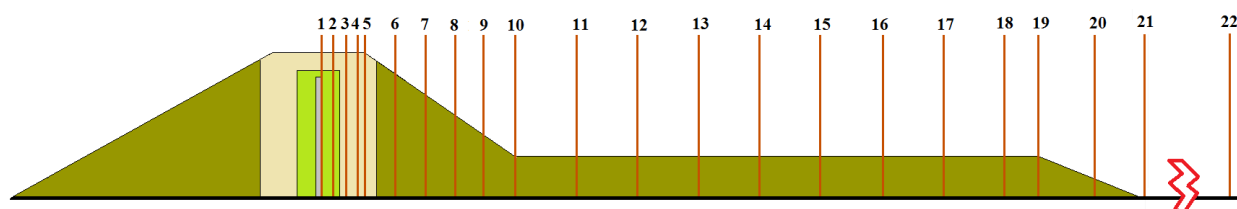


Figure 6.1 : Découpe du barrage en 22 sections

22 sections ont été choisies et réparties selon le schéma suivant :

- 4 sections pour la partie aval de la crête,
- la 5^e section marque la limite entre la crête et le talus aval,
- 4 sections pour le talus aval,
- la 10^e marque la limite entre le talus et le replat,
- 11 sections pour le replat,
- 1 section en aval du barrage.

Le logiciel offre la possibilité de définir des granulométries différentes pour chaque section transversale. Il permet également de diviser le sol à chaque section en couches de granulométries différentes. Mais il impose une contrainte : avoir un nombre identique de couches pour toutes les sections. Les couches de sol peuvent avoir une granulométrie différente d'une section à l'autre. Aussi la modélisation du barrage que nous avons rentrée dans le logiciel est représentée à la figure 6.2 :

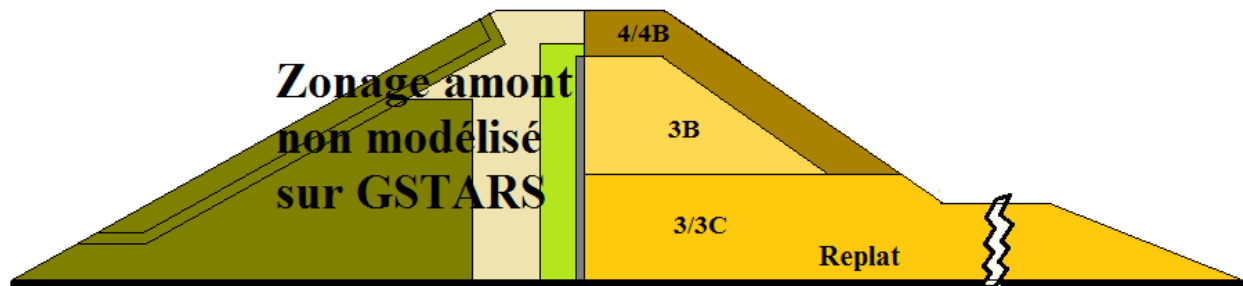


Figure 6.2 : Représentation schématique des couches du barrage telles qu'elles ont été modélisées sur GSTARS

Une première couche d'engrèvements 4/4B a été modélisée. Cette couche est en surface du talus aval et remonte jusqu'au sommet de la crête. Elle repose sur une couche d'éléments plus fins 3B. Le replat et le pied du barrage sont représentés sous forme d'éléments 3/3C, à nouveau plus gros. Afin de respecter le zonage du barrage, cette couche commence 1,2m au-dessus du replat.

8 intervalles granulométriques servent à modéliser les sols. Ils sont donnés dans le tableau 6.1 :

Tableau 6.1 : Modélisations des couches de sol dans GSTARS par intervalles granulométriques

intervalles	taille du plus petit élément en mm	taille du plus gros élément en mm	% en poids		
			couche 4	couche 3/3C	couche 3B
1	0,07	0,5	0,00	0,00	0,07
2	0,5	2	0,04	0,00	0,05
3	2	10	0,03	0,06	0,08
4	10	50	0,15	0,26	0,42
5	50	80	0,10	0,17	0,23
6	80	150	0,15	0,21	0,15
7	150	350	0,15	0,30	0,00
8	350	900	0,38	0,00	0,00
Total			1,00	1,00	1,00

Le logiciel GSTARS est capable de redéfinir à chaque itération sédimentologique une nouvelle géométrie de brèche. La première section transversale, en amont, est une section de contrôle.

À chaque nouvelle géométrie du canal d'écoulement à cette section, le débit liquide de surverse change. Pour chaque pas de temps, nous avons décidé de lui rentrer ce débit de surverse. L'utilisation du fichier GSTARS seul, nécessite donc que le fichier se crée pas à pas selon le modèle suivant :

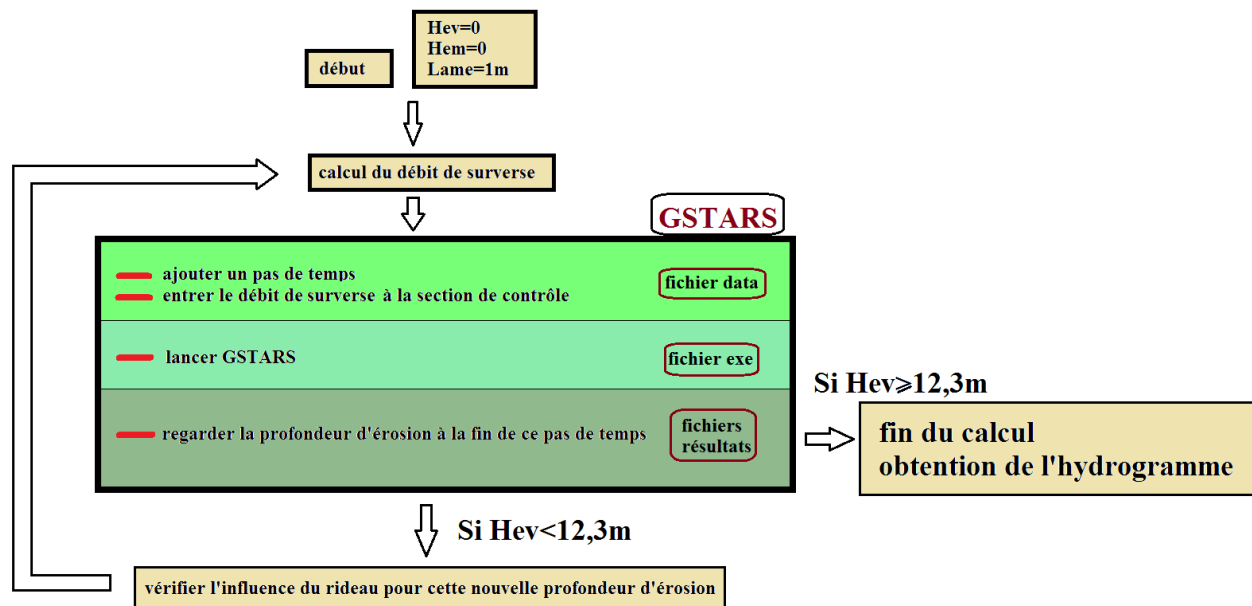


Figure 6.3 : Procédure à suivre pour la création progressive du fichier GSTARS en supposant un réservoir infini

À chaque pas de temps, GSTARS redéfinit les nouvelles géométries de brèche pour toutes les sections. Nous devons être en mesure de lui donner à chaque pas de temps, le débit de surverse correspondant à la géométrie de la brèche au niveau de la section de contrôle.

Choix de la géométrie de la section transversale :

Pour toutes les sections transversales, nous avons décidé de suivre la même géométrie de brèche. Ce choix est uniquement guidé par la nécessité de calculer le débit de surverse à la section de contrôle. L'hypothèse qui a été retenue est un canal d'écoulement rectangulaire de largeur constante.

La largeur du canal est prise égale à 100m.

Calcul du débit liquide de surverse :

On utilise la loi d'évacuation d'un seuil épais rectangulaire avec des pentes verticales:

$$Q_b = c_v k_s (1,7 b_b (h - h_b)^{1,5}) \quad (6.1)$$

avec :

- c_v : une correction de la vitesse d'approche,
- k_s : une correction de submergence possible,
- b_b : la largeur instantanée de la base de brèche en m,
- h : la hauteur d'eau en amont en m,
- h_b : la hauteur du fonds de la brèche en m.

Les corrections de la vitesse d'approche et de la submergence sont négligées : $c_v = k_s = 1$

$$\text{Ainsi } Q_b = 1,7 b_b (h - h_b)^{1,5} \quad (6.2)$$

Réservoir trapézoïdal :

Jusqu'à présent tous les calculs ont été réalisés en considérant un réservoir infini. La hauteur d'eau dans le réservoir était constante.

Afin de tenir compte des données hydrauliques en amont du barrage, on considère à présent une loi volume évacuation pour l'étendue d'eau amont plus représentative de la situation du barrage de Nemiscau-1.

La profondeur de l'étendue est prise égale à la hauteur d'eau au niveau du barrage, sa longueur est prise égale à la largeur constante de brèche, soit 100m. Une largeur de 2 kilomètres lui est donnée. Les pentes de l'étendue sont prises égales à celles du talus amont du barrage.

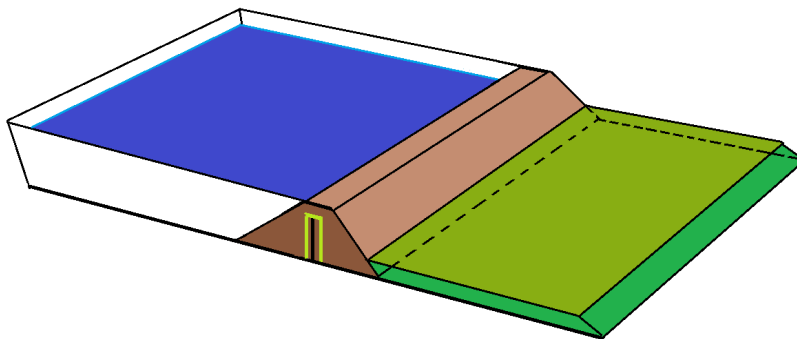


Figure 6.4 : Représentation 3D du barrage avec réservoir trapézoïdal

La figure 6.4 est une représentation 3D du barrage et de son réservoir trapézoïdal amont. Le choix d'un réservoir trapézoïdal modifie le débit de surverse à la section de contrôle, la procédure est modifiée.

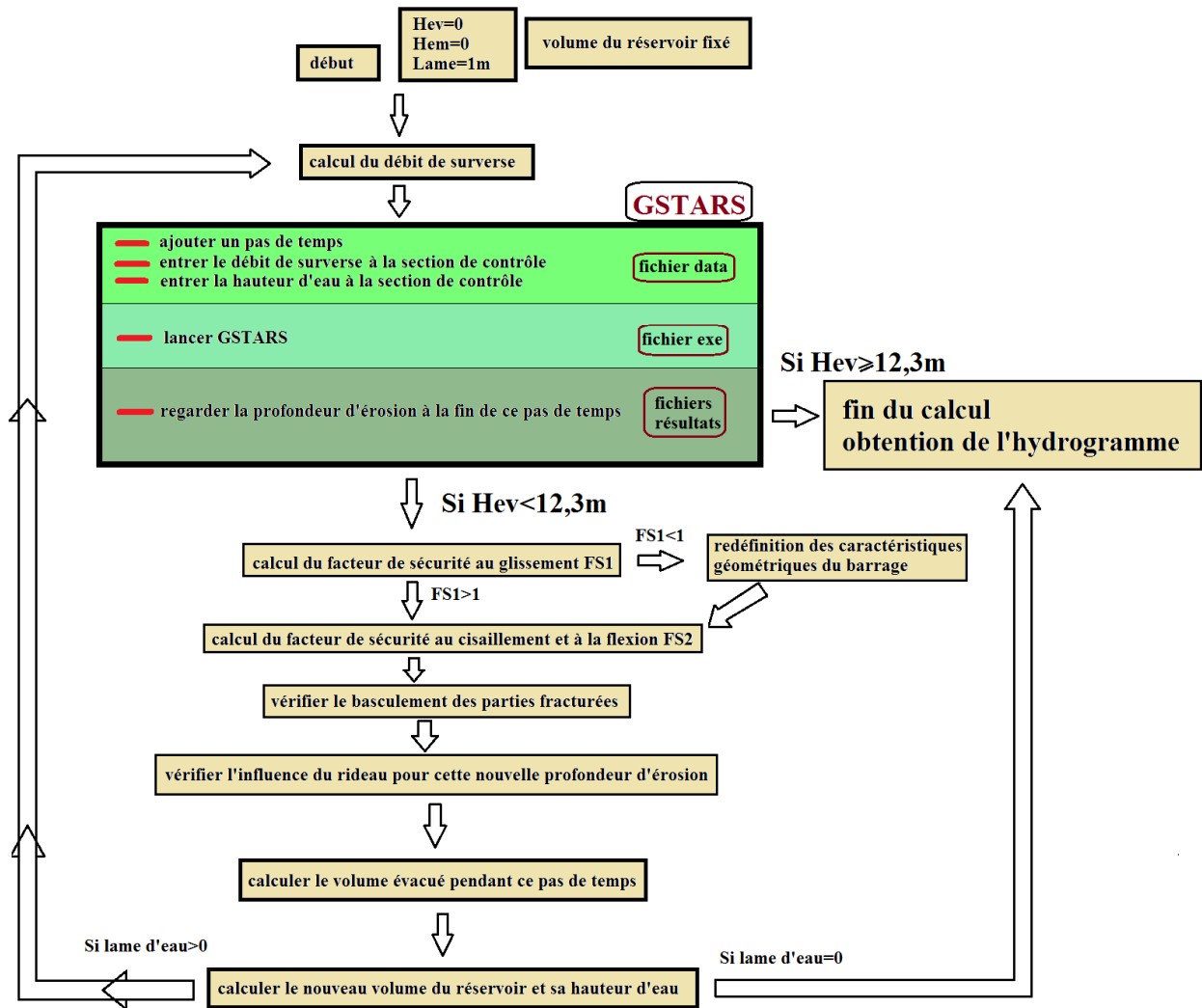


Figure 6.5 : Procédure à suivre pour la création progressive du fichier GSTARS en supposant un réservoir trapézoïdal

La modification de la procédure est détaillée à la figure 6.5. À l'état initial, la hauteur d'eau dans le réservoir est de 13,3 m. De la sorte la lame d'eau déversante est prise égale à 1 m.

6.2 Résultats obtenus avec GSTARS

Le débit de surverse, calculé à la section de contrôle par la loi de Meyer-Peter Müller est représenté à la figure 6.6 (la loi de Meyer-Peter est détaillée au chapitre suivant) :

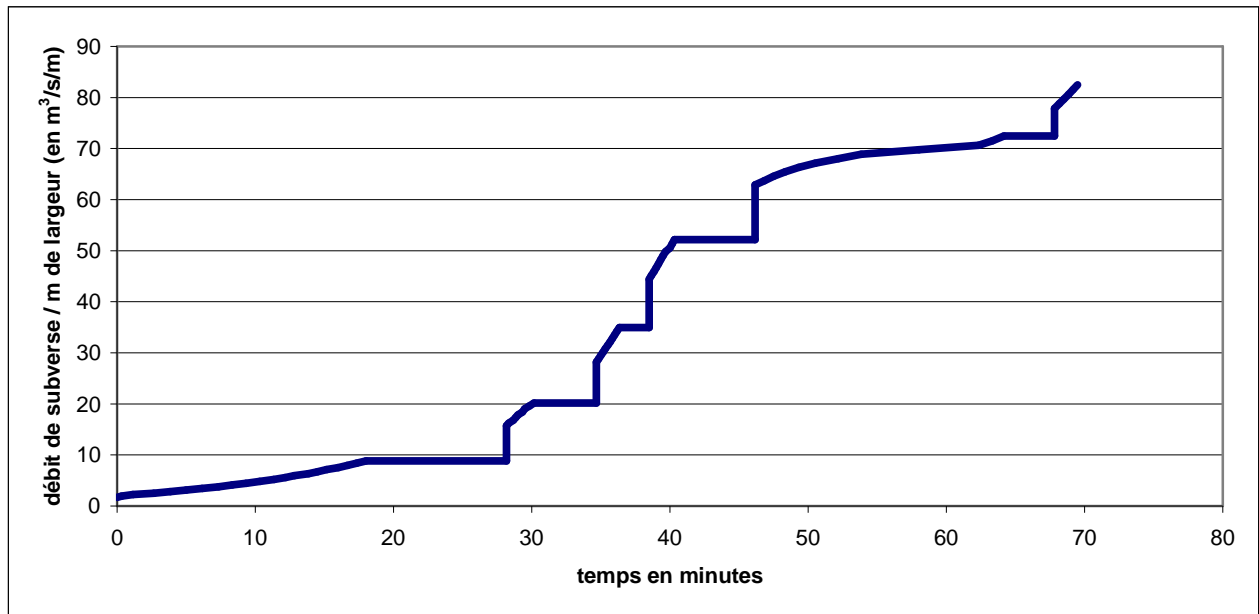


Figure 6.6 : Hydrogramme obtenu en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir infini

La rupture du barrage s'effectue en un temps total de 70 minutes soit 1h10min.

Les 5 paliers que l'on peut observer sont représentatifs de l'érosion qui se développe uniquement en aval du rideau. À chaque départ de palier, le sommet du rideau est atteint par l'érosion. La fin du palier est marquée par le basculement de la partie fracturée qui est accompagné d'une augmentation brusque du débit de surverse.

Chronologie de la rupture :

1. Le premier palier commence au bout de 18min.
2. La première partie fracturée se retire au bout de 28min.
3. Le deuxième palier commence au bout de 30,2min.
4. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 34,7min.

5. Le troisième palier commence au bout de 36,3min.
 6. La troisième partie fracturée se retire au bout de 38,5min.
 7. Le quatrième palier commence au bout de 40,3min.
 8. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 46,2min.
 9. Le cinquième palier commence au bout de 64,2min.
 10. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 67,8min.
- Jusqu'au premier basculement de la partie fracturée du rideau au bout de 28minutes, le débit liquide par mètre de largeur n'excède pas $8,83\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$.

L'érosion du talus aval est représentée sur le profil aval à la figure 6.7.

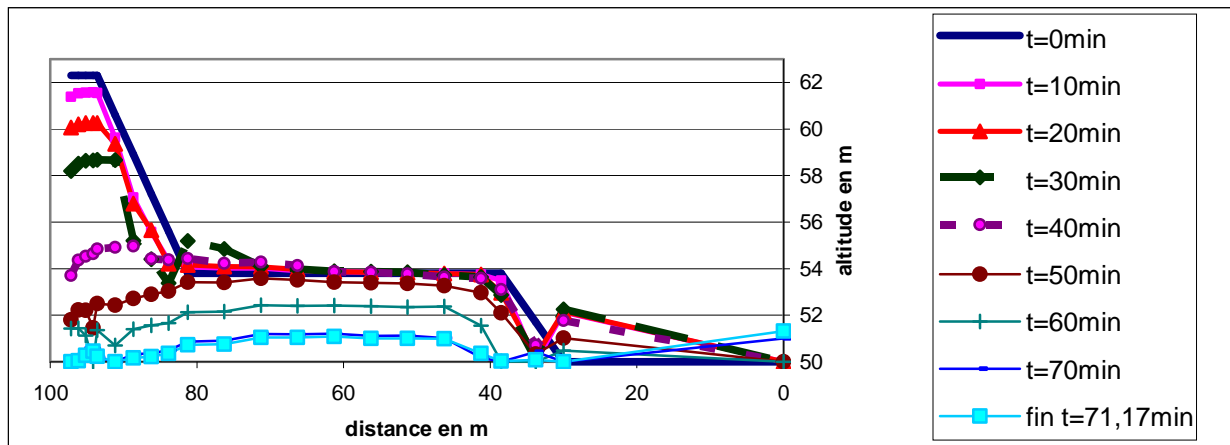


Figure 6.7 : Profil aval obtenu avec la loi de Meyer Peter en considérant un réservoir infini

Influence du rideau :

Il nous est possible de comparer l'hydrogramme obtenu avec celui de la norme en considérant une rupture totale du barrage en 30 minutes, à condition toutefois de transformer le débit obtenu par la norme en un débit par unité de largeur.

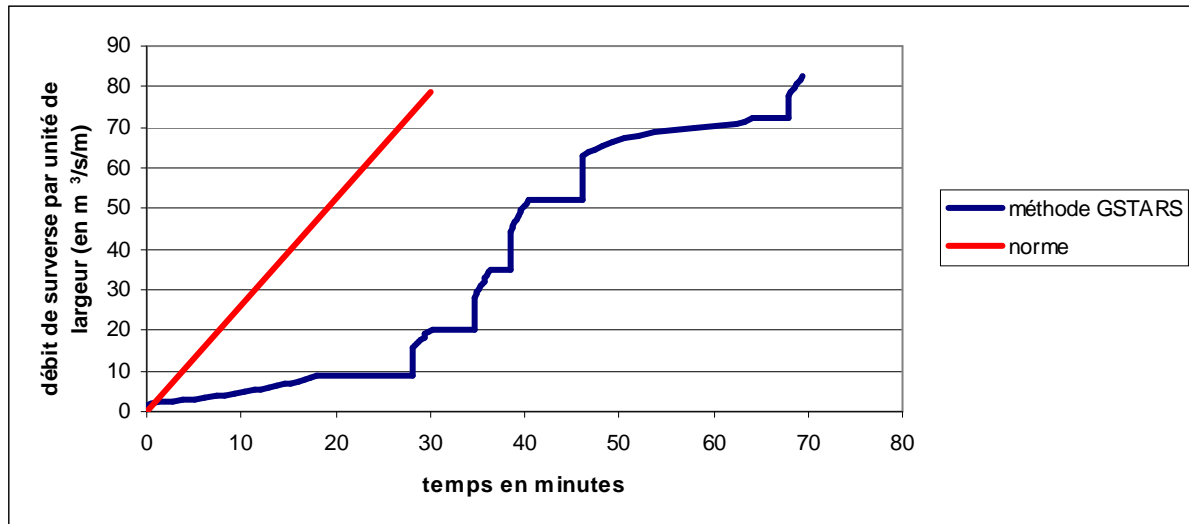


Figure 6.8 : Comparaison entre la norme et l'hydrogramme obtenu en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir infini

Les résultats obtenus ainsi tendent à montrer que la norme conçoit le barrage comme plus vulnérable à la submersion qu'il ne l'est en réalité, tout du moins avec notre méthode. Les hypothèses qui nous ont conduit à ces résultats amènent toutefois à davantage de prudence. Jamais la norme n'a supposé une augmentation linéaire du débit de surverse et encore moins une linéarité pour le débit de surverse par unité de largeur. Aussi la comparaison faite à la figure 6.8 doit faire l'objet de réserves.

La comparaison des deux fichiers montre cependant que l'ordre de grandeur des 30 minutes de la norme est une solution réaliste et sécuritaire ; avec notre modèle, le talus aval s'érode en moins de 40 minutes et au bout de 48 minutes le débit maximal de surverse est quasi atteint. Le temps de 30 minutes de la norme québécoise pour atteindre le débit maximal de rupture est donc acceptable. Toutefois la façon dont ce temps est atteint, c'est-à-dire l'enchaînement des étapes de rupture pour ce barrage de Nemiscau-1 n'est pas reflétée par cette norme.

L'intérêt de notre modèle est donc de proposer un hydrogramme par paliers. Chaque palier traduit un moment de stabilité du débit qui n'est pas négligeable quand il s'agit de passer aux cartes d'inondation. Chaque palier reflète une sécurité supplémentaire pour les populations en aval.

Afin de mettre en évidence l'influence du rideau dans notre modèle, nous avons créé un nouveau fichier GSTARS qui modélise l'érosion en aval du barrage sans la présence du rideau.

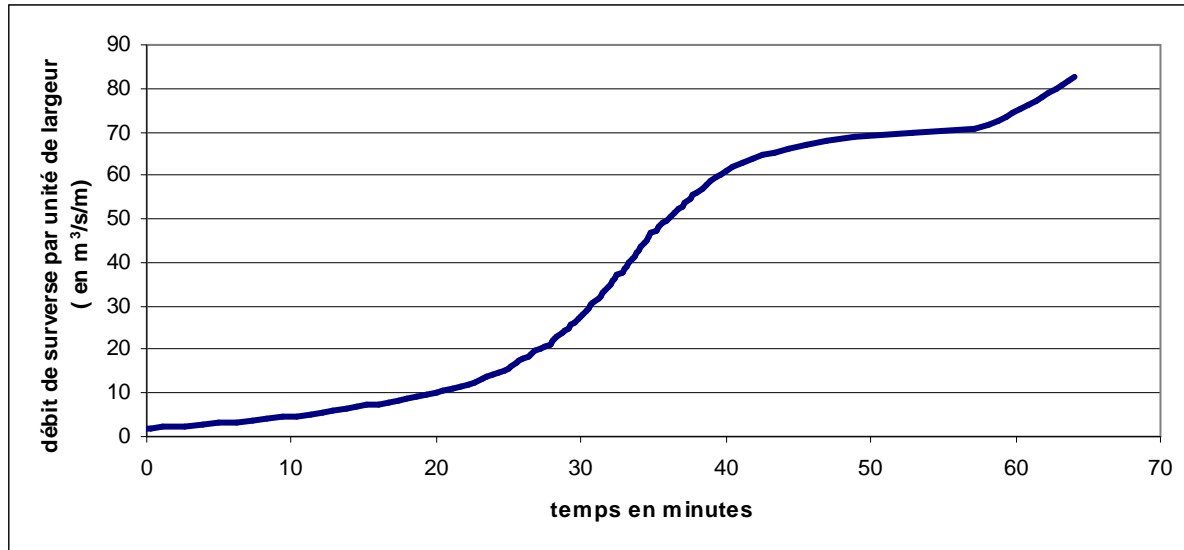


Figure 6.9 : Hydrogramme obtenu en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir infini, en absence de rideau

La figure 6.9 montre très clairement que la première couche d'enrochements en surface du parement aval freine l'érosion du barrage et ralentit l'augmentation du débit de surverse.

Au bout de 20 minutes, à peine $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ franchissent la crête.

Une fois cette couche érodée, l'érosion creuse le barrage dans la couche de sol 3B. Composée d'éléments plus fins, cette couche s'érode rapidement. La troisième couche, composée d'éléments plus gros, s'érode à nouveau plus lentement.

Ces résultats sont confirmés par le profil de la figure 6.10. Après l'érosion des gros éléments du parement aval, il suffit de 10 minutes, de la 30^e à la 40^e minute, pour éroder le talus aval dans sa totalité.

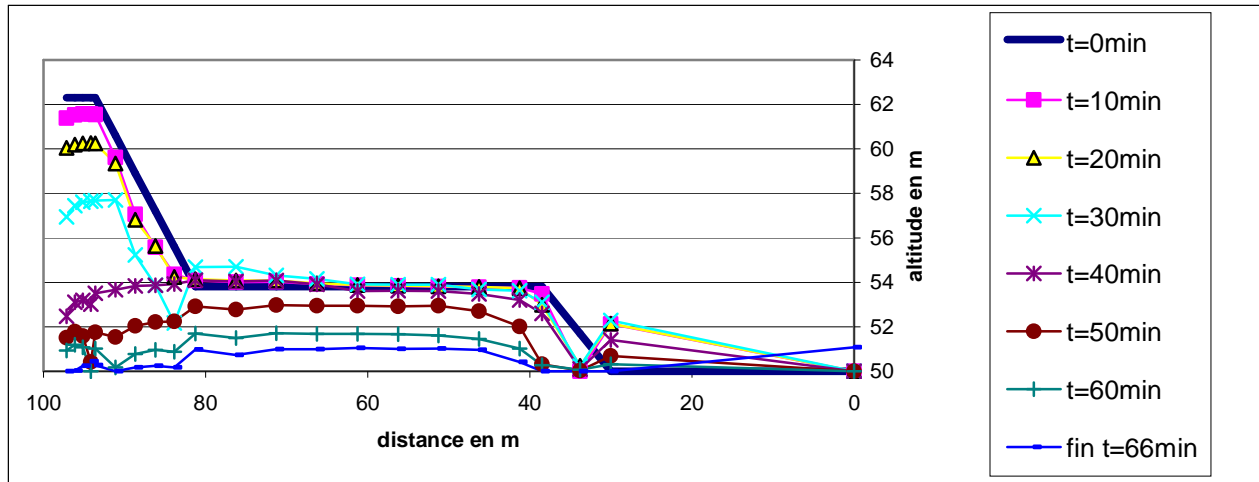


Figure 6.10 : Profil aval obtenu avec la loi de Meyer Peter en considérant un réservoir infini et en absence de rideau

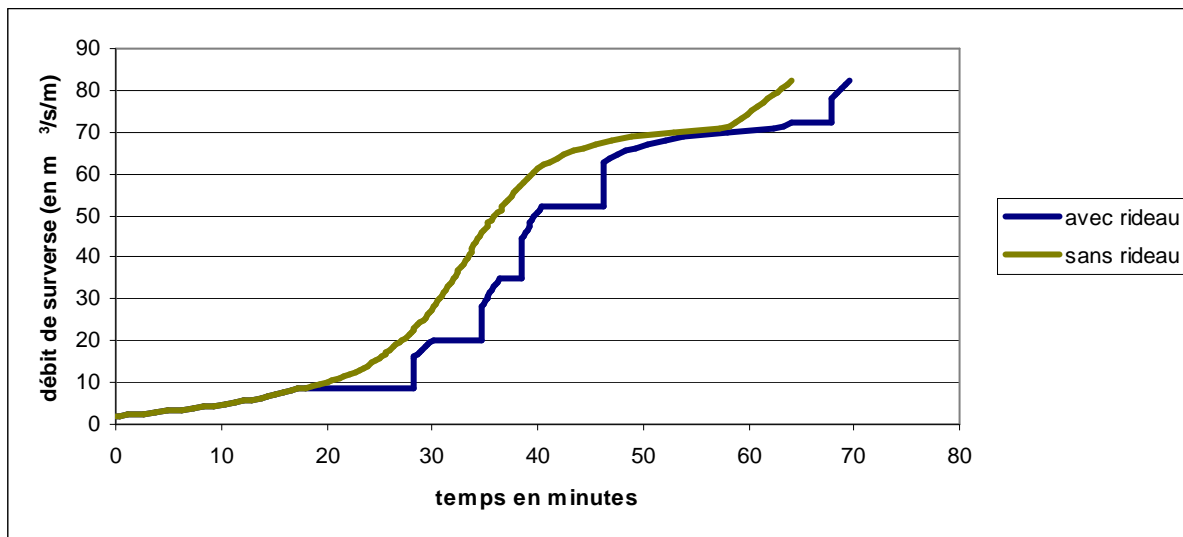


Figure 6.11 : Comparaison des hydrogrammes obtenus en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir infini avec et sans rideau

La comparaison des deux fichiers GSTARS créés met en avant le rôle du rideau. (cf. figure 6.11)
 Le rideau ralentit fortement la progression du débit de surverse. Le débit maximal est presque atteint dans les deux cas au bout d'une heure. Seulement les paliers observés grâce au rideau, sont le signe d'une sécurité accrue de façon non négligeable :

- au bout de 28minutes le rideau permet la réduction de moitié du débit de surverse. ($10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ au lieu de $20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$),
- au bout de 38 minutes le débit de surverse n'est que de $35 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ au lieu de $60 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sans le rideau.

Ces deux points remarquables pris aléatoirement dans l'hydrogramme reflètent l'influence du rideau. Cette démarche a toutefois ses limites : la composition granulométrique des couches est tributaire de la présence du rideau comme élément d'étanchéité ; aussi le second fichier que nous avons créé n'est pas une alternative de construction, il n'est qu'un révélateur du rôle sécuritaire du rideau.

Loi volume élévation pour le réservoir :

Un troisième fichier a été créé tenant compte des caractéristiques de l'écoulement en amont du barrage.

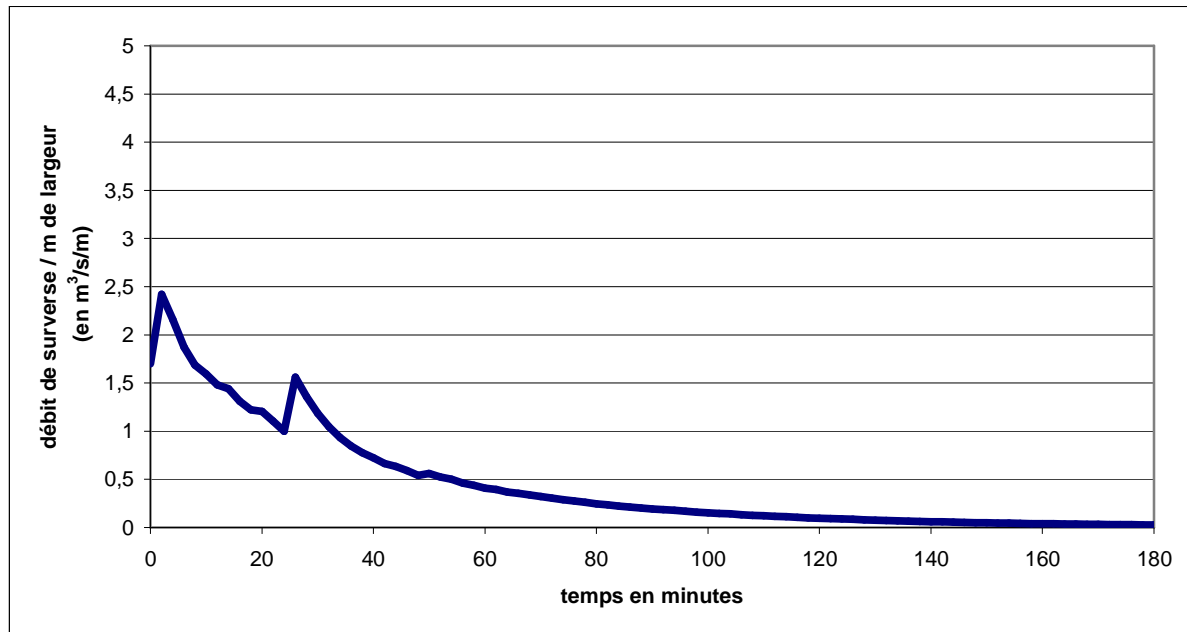


Figure 6.12 : Hydrogramme obtenu en utilisant le logiciel GSTARS, par application de la formule de Meyer-Peter Müller, en considérant un réservoir trapézoïdal

Les premiers instants de la rupture sont caractérisés par une augmentation du débit de rupture, mais très vite la vitesse d'évacuation de l'eau prend le pas sur la vitesse d'érosion : la hauteur d'eau du réservoir descend plus vite que l'érosion ne creuse le barrage. En conséquence, la lame d'eau s'affine de plus en plus. La situation se stabilise quand le niveau du réservoir atteint la profondeur d'érosion et que l'eau ne déborde plus au-delà de la crête. L'érosion s'arrête au bout de 3 heures, avant même que l'érosion n'atteigne le sommet du rideau.

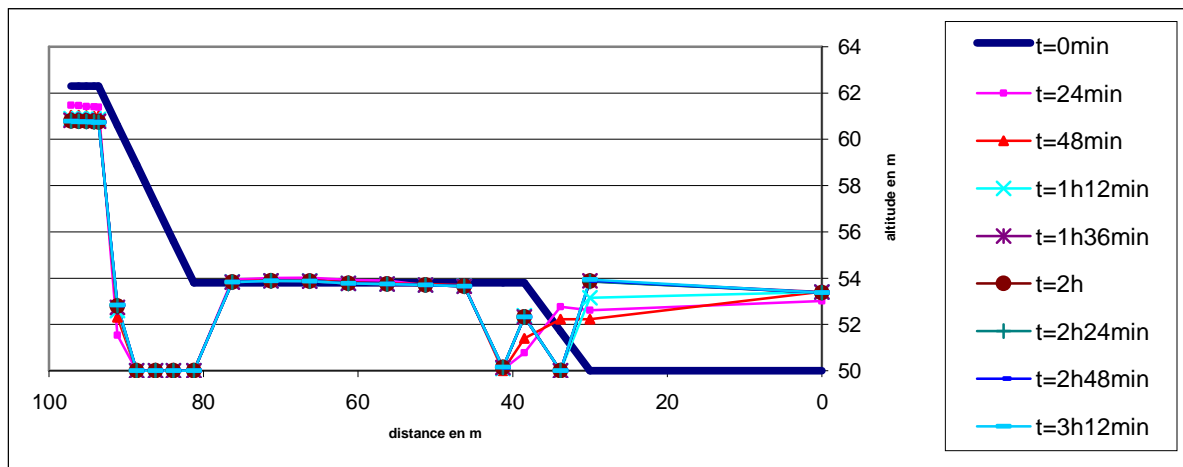


Figure 6.13 : Profil aval obtenu avec la loi de Meyer Peter en considérant un réservoir trapézoïdal

Les éléments en surface du talus aval s'érodent rapidement. Au bout de 24 minutes la pente aval du barrage est quasiment à la verticale. Seulement, les éléments en-deçà de la crête s'érodent très peu. Cette résistance à l'érosion empêche la progression du débit de surverse. En conséquence, la submersion n'entraîne pas la disparition du barrage. La situation se stabilise et l'érosion cesse.

Conclusion générale de ce chapitre :

Dans le cas d'un réservoir infini, le débit maximal est quasiment atteint en 45 minutes. Le modèle conclut à une érosion du talus en moins de 40 minutes. Les résultats tendent donc à confirmer que les 30 minutes de la norme restent une solution fiable.

L'étude que nous faisons a pour but de questionner cette norme. Il nous faut bien reconnaître que notre effort d'analyse, aussi poussé qu'il puisse l'être, n'a pas permis de fragiliser l'usage de cette norme basée sur des considérations statistiques. Les ordres de grandeur des temps, communs à l'hydrogramme normatif et à celui obtenu par GSTARS, nous confortent même dans le choix d'un modèle simplifié. Notre modèle à deux dimensions, c'est-à-dire à largeur de brèche constante, semble se justifier en comparaison d'un modèle 3D se basant sur GSTARS. Pour autant, ce modèle n'en est pas moins complexe, l'usage de GSTARS, le rend totalement impropre à un usage régulier et à portée universelle.

La suite de notre étude a donc pour but de proposer un modèle cohérent simplifié, en se passant du logiciel GSTARS, et qui conduirait à des résultats similaires. À ce stade de notre étude, il n'est plus question de questionner les 30 minutes de la norme qui nous paraissent fiables. L'objectif est de développer un modèle suffisamment simple et fidèle à la réalité qui puisse être une alternative au modèle normatif, en proposant un hydrogramme par paliers, plus fidèle aux étapes de la rupture d'un barrage à noyau en béton.

Chapitre 7 : Erosion par méthode manuelle

7.1 Introduction

Toutes les étapes des chapitres 2 à 5 ont été réalisées en faisant progresser l'érosion par pas de 10cm.

La résistance au glissement du barrage et l'état du rideau sont connus pour tous les pas d'érosion. La seule inconnue est le temps que prend chaque pas d'érosion.

Les lois de transport de sédiments, dans la limite de leur application, fournissent un débit solide à l'endroit où on les applique. Il nous est possible de déterminer ce débit solide quelle que soit la profondeur d'érosion du barrage.

Aussi une méthode simple consiste à calculer ce débit solide tous les 10cm d'érosion et déterminer un temps d'érosion en divisant le volume à éroder par ce débit solide.

Cette méthode est testée en utilisant les lois de transport de sédiments suivantes :

- loi de Meyer Peter et Müller (1948),
- Formule de Parker (1990),
- Formule d'Engelund et Hansen (1972),
- Formule d'Ackers et White (1973),
- Formule de Rickenmann (1991),
- Formules de Yang.

Hypothèse :

Cette méthode suppose que tout le débit solide qu'on applique peut servir à éroder le barrage. De la sorte, on néglige en aval du barrage les sédiments transportés d'amont en aval. La capacité maximale d'érosion ne pourrait être appliquée en réalité qu'en amont du barrage. La méthode que l'on utilise devrait donc sous-estimer les temps d'érosion.

7.2 Calcul du débit liquide de surverse

Ce débit liquide de surverse est obtenu en utilisant la loi d'évacuation d'un seuil épais trapézoïdal :

$$Q_b = c_v k_s \left(1,7b_b (h - h_b)^{1,5} + 1,2z(h - h_b)^{2,5} \right) \quad (7.1)$$

avec :

- c_v : une correction de la vitesse d'approche,
- k_s : une correction de submergence possible,
- b_b : la largeur instantanée de la base de brèche en m,
- h : la hauteur d'eau en amont en m,
- h_b : la hauteur du fonds de la brèche en m,
- z : la pente des parois de brèche en m/m.

Les corrections de la vitesse d'approche et de la submergence sont négligées :

$$c_v = k_s = 1$$

$$\text{Ainsi } Q_b = 1,7b_b (h - h_b)^{1,5} + 1,2z(h - h_b)^{2,5} \quad (7.2)$$

7.3 Les lois de transport de sédiments

7.3.1 Meyer Peter et Müller (1948)

L'écoulement est supposé permanent et uniforme et la turbulence doit être complètement développée $Re > 70$.

Le diamètre moyen des particules solides d_{50} doit varier entre 0,4 mm et 29 mm

Le transport solide q_s en mètres cubes par seconde par mètre de largeur suit la relation suivante :

$$q_s = \frac{8}{\sqrt{\rho_{eau}}} (\tau_* - \tau_c)^{3/2} \quad (7.3)$$

avec :

- ρ_{eau} : la masse volumique de l'eau (kg/m^3),
- τ_* : la contrainte de cisaillement total sur le grain (N/m^2),
- τ_c : la contrainte de cisaillement critique (N/m^2).

La contrainte de cisaillement critique est définie comme suit :

$$\tau_c = 0,047(s-1)\rho_{\text{eau}} * g * d_{50} \quad (7.4)$$

avec :

- s : la densité relative du sol (-),
- g : l'accélération gravitationnelle (m/s^2).

La contrainte de cisaillement totale est donnée par la relation 6.5 :

$$\tau_* = u \times \tau \quad (7.5)$$

avec :

- τ : la contrainte de cisaillement effective (N/m^2),
- u : un paramètre défini à la formule 6.7.

La contrainte de cisaillement effective est égale à :

$$\tau = \rho_{\text{eau}} * g * h_{\text{eau}} * S \quad (7.6)$$

avec :

- S : la pente du lit (m/m),
- h_{eau} : la profondeur moyenne de l'écoulement (m).

Le paramètre u suit la relation suivante :

$$u = \left(\frac{C}{C'} \right)^{3/2} \quad (7.7)$$

avec :

- C : le coefficient de Chézy représentatif de l'écoulement
- C' : le coefficient de Chézy associé aux grains.

Les coefficients de Chézy se calculent par les relations suivantes :

$$C = \frac{V}{\sqrt{h_{\text{eau}} S}} \quad (7.8)$$

$$C' = 18 \log \left(\frac{12 h_{\text{moy}}}{K'_s} \right) \text{ avec } K'_s = d_{50} \quad (7.9)$$

Correction pour les pentes dépassant 3° :

La contrainte de cisaillement critique τ_c est remplacée par une contrainte de cisaillement critique corrigée τ_{cc} , proposée par Smart en 1984.

$$\tau_{cc} = \tau_c \cos \alpha \left(\frac{1 - \tan \alpha}{\tan \beta} \right) \quad (7.10)$$

avec :

- α : la pente du lit en degrés,
- β : l'angle de repos du sol en degrés.

7.3.2 Formule de Parker (1990)

Parker propose une fonction de transport de sédiment W_i^* , adimensionnelle et définie comme suit :

$$W_i^* = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \frac{q_{bi}}{p_i * D * S \sqrt{g * D * S}} \quad (7.11)$$

avec :

- q_{bi} : le transport solide par unité de largeur pour la fraction d_i ($m^3/s/m$),
- D : la profondeur d'eau (m),
- S : la pente du lit (m/m),
- p_i : la fraction massique d'éléments d_i .

Parker associe la fonction adimensionnelle W_i^* à une contrainte de cisaillement adimensionnelle ϕ_i :

$$\phi_i = \frac{DS}{d_i \tau_{ri}^*} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)^{-1} \quad (7.12)$$

où τ_{ri}^* est défini par rapport à d_{50} :

$$\tau_{ri}^* = 0,875 \frac{d_{50}}{d_i} \quad (7.13)$$

Le paramètre d_{50} suffit à caractériser le transport sédimentaire :

$$W^* = \begin{cases} 0,0025\phi_{50}^{14,2} & \text{si } \phi_{50} < 1,0 \\ 0,0025 \exp\left(14,2(\phi_{50} - 1) - 9,28(\phi_{50} - 1)^2\right) & \text{si } 1,0 \leq \phi_{50} \leq 1,59 \\ 13,685 \left(1 - \frac{0,853}{\phi_{50}}\right)^{4,5} & \text{si } \phi_{50} > 1,59 \end{cases} \quad (7.14)$$

7.3.3 Formule d'Engelund et Hansen (1972)

Le transport solide massique q_t par unité de largeur est donné par la relation suivante :

$$q_t = \phi \gamma_s \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g d^3 \quad (7.15)$$

$$\text{avec } f' \phi = 0,1\theta^{5/2} \quad (7.16)$$

$$\text{où } f' = \frac{2gSD}{V^2} \quad (7.17)$$

$$\text{et } \theta = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (7.18)$$

avec :

- g : l'accélération gravitationnelle (m/s^2),
- S : la pente d'énergie (m/m),
- V : la vitesse moyenne de l'écoulement (m/s),
- d : le diamètre moyen des particules (m),
- D : la profondeur d'eau moyenne (m),
- τ : la contrainte de cisaillement (N/m^2).

7.3.4 Formule d'Ackers et White (1973)

Ackers et White définissent un paramètre/nombre de mobilité F_{gr} :

$$F_{gr} = U^{*n} \left[g d \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \right]^{-1/2} \left(\frac{V}{\sqrt{32} \log \frac{\alpha D}{d}} \right)^{1-n} \quad (7.19)$$

avec :

- V^* : la vitesse de cisaillement (m/s),
- n : un exposant qui dépend de la taille des particules,
- $\alpha = 10$, en régime turbulent,
- d : la taille des particules (m),
- D : la profondeur d'eau (m).

Ils définissent un diamètre du grain adimensionnel :

$$d_{gr} = d \left[\frac{g}{\nu^2} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \right]^{1/3} \quad (7.20)$$

avec :

- ν : la viscosité cinématique de l'eau (m²/s)
- g : l'accélération gravitationnelle (m/s²).

Le transport solide est donné par une fonction adimensionnelle :

$$G_{gr} = \frac{XD}{d \frac{\gamma_s}{\gamma}} \left(\frac{U^*}{V} \right)^n \quad (7.21)$$

avec X , la fraction massique de sédiments par unité massique d'eau.

Cette fonction peut également s'exprimer de la façon suivante :

$$G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m \quad (7.22)$$

Ackers et White ont déterminé les paramètres A , C et m en laboratoire.

Leurs essais ont été effectués pour des particules de diamètre supérieur à 0,04 mm et un nombre de Froude inférieur à 0,8.

Il s'est avéré que leur formule surestimait le transport sédimentaire des petites particules (diamètre inférieur à 0,2mm). En 1990, ils ont corrigé leur formule en révisant leurs coefficients.

Tableau 7.1 : Coefficients des formules d'Ackers et White

	1973	1990
$1 < d_{gr} \leq 60$	$A = \frac{0,23}{\sqrt{d_{gr}}} + 0,14$ $\log C = -3,53 + 2,86 \log(d_{gr}) - \log(d_{gr}^2)$ $m = \frac{9,66}{d_{gr}} + 1,34$ $n = 1,00 - 0,56 \log(d_{gr})$	$A = \frac{0,23}{\sqrt{d_{gr}}} + 0,14$ $\log C = -3,46 + 2,79 \log(d_{gr}) - 0,98 \log(d_{gr}^2)$ $m = \frac{6,83}{d_{gr}} + 1,67$ $n = 1,00 - 0,56 \log(d_{gr})$
$d_{gr} > 60$	$A = 0,17$ $C = 0,025$ $m = 1,50$ $n = 1$	$A = 0,17$ $C = 0,025$ $m = 1,78$ $n = 1$

7.3.5 Formule de Rickenmann (1991)

Grâce à ses propres expériences et en se servant des travaux de Smart et Jaeggi, Rickenmann aboutit à la formule suivante :

$$q_s^* = 12,6 \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} \frac{S^2}{(s-1)^{1,6}} (q - q_{cr}) \quad (7.23)$$

avec :

- S : la pente du lit (m/m),
- s : la densité relative des particules solides (-),
- d_{90} : le diamètre de l'ouverture à 90% de passant (m),
- d_{30} : le diamètre de l'ouverture à 30% de passant (m),
- q : le débit liquide par unité de largeur ($m^3/s/m$),
- q_{cr} : défini par la formule 6.24.

$$q_{cr} = 0,65 (s-1)^{1,67} \sqrt{g} d_{50}^{1,5} S^{-1,12} \quad (7.24)$$

7.3.6 Formules de Yang

Pour le sable (1973) :

La formule ci-dessous est valable pour des particules de diamètre inférieur à 2mm.

$$\begin{aligned} \log(C_{ts}) = & 5,435 - 0,286 \log\left(\frac{wd_{50}}{\nu}\right) - 0,457 \log\left(\frac{U^*}{w}\right) \\ & + \left[1,799 - 0,409 \log\left(\frac{wd}{\nu}\right) - 0,314 \log\left(\frac{U^*}{w}\right) \right] \log\left(\frac{VS}{w} - \frac{V_{cr}S}{w}\right) \end{aligned} \quad (7.25)$$

avec :

- C_{ts} : la concentration massique en sable (ppm),
- w : la vitesse de chute des particules solide (m/s)
- d_{50} : le diamètre moyen des particules solides (m),
- ν : la viscosité cinématique de l'eau (m²/s),
- U^* : la vitesse de cisaillement (m/s),
- VS : la puissance unitaire de l'écoulement,
- V : la vitesse moyenne de l'écoulement (m/s),
- S : la pente d'énergie (m/m),
- V_{cr} : la vitesse critique moyenne de l'écoulement définie par la formule 6.26 :

$$\frac{V_{cr}}{w} = \begin{cases} \frac{2,5}{\log\frac{U^* d_{50}}{\nu} - 0,06} + 0,66 & \text{si } 1,2 < \frac{U^* d_{50}}{\nu} < 70 \\ 2,05 & \text{si } 70 \leq \frac{Ud}{\nu} \end{cases} \quad (7.26)$$

La vitesse de cisaillement U^* au sein de la couche critique de l'écoulement est définie par la relation suivante :

$$U^* = \sqrt{gh_{eau}S} \quad (7.27)$$

Pour le gravier (1984) :

$$\begin{aligned} \log(C_{ig}) = & 5,165 - 0,153 \log\left(\frac{wd_{50}}{\nu}\right) - 0,297 \log\left(\frac{U^*}{w}\right) \\ & + \left[1,780 - 0,360 \log\left(\frac{wd}{\nu}\right) - 0,480 \log\left(\frac{U^*}{w}\right) \right] \log\left(\frac{VS}{w}\right) \end{aligned} \quad (7.28)$$

7.4 Adaptation des formules à l'étude de l'érosion du barrage de Nemiscau-1

7.4.1 Principe

On suppose une érosion initiale du talus aval. L'érosion du replat ne commence qu'une fois le talus totalement érodé.

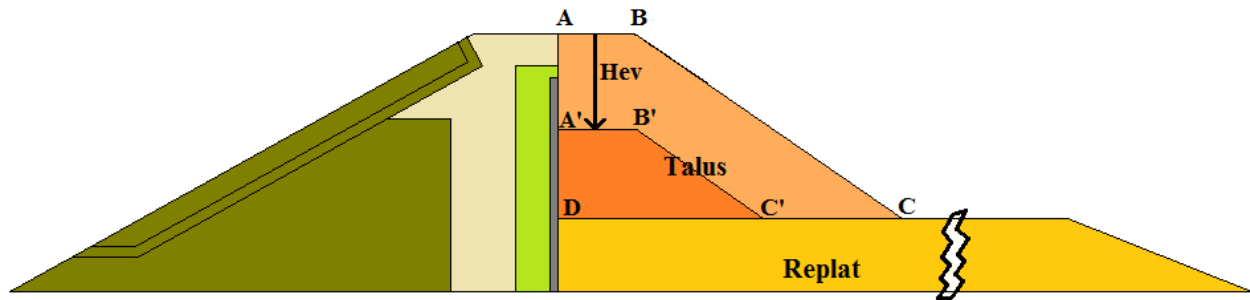


Figure 7.1 : Représentation schématique de l'érosion du talus aval

Une érosion profonde de « Hev », transforme le trapèze ABCD en un nouveau trapèze A'B'C'D.

Une fois le talus aval érodé, l'érosion du replat débute.

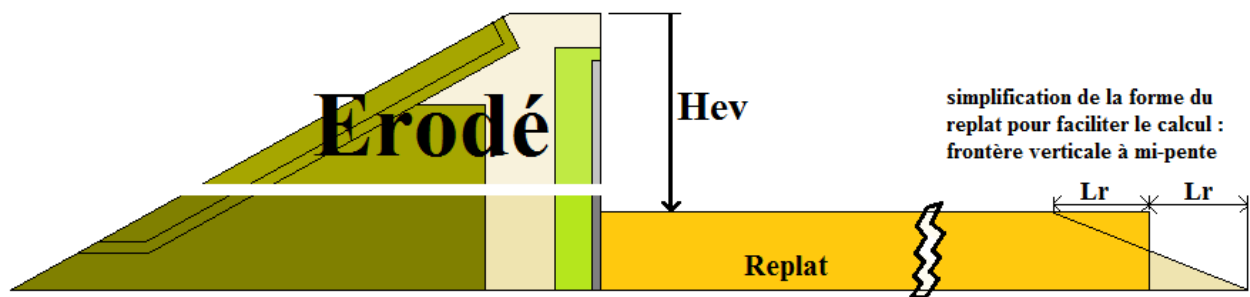


Figure 7.2 : Représentation schématique de l'érosion du replat avec mise en évidence des simplifications effectuées

Le replat se termine par une pente qui est simplifiée pour le calcul des volumes et qui permet de donner une pente presque horizontale, unique au replat.

7.4.2 Calculs des paramètres

7.4.2.1 n de Manning

Trois formules sont utilisées :

- la formule de Meyer-Peter et Müller qui utilise le diamètre d_{90} en unité métrique :

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} \quad (7.29)$$

- la formule de Strickler (1923) basé sur le diamètre d_{50} en unité métrique :

$$n = \frac{d_{50}^{1/6}}{21,1} \quad (7.30)$$

- la formule de Lane et Carlson qui s'appuie sur le diamètre d_{75} donné en pieds :

$$n = \frac{d_{75}^{1/6}}{39} \quad (7.31)$$

Les granulométries sont résumées dans le tableau suivant. Une moyenne a été faite à partir des fuseaux granulométriques fournis par Hydro Quèbec :

Tableau 7.2 : Granulométries utilisées pour le calcul du n de Manning

	[mm]	[m]	[pied]
d_{50}	20,0	0,02	0,0656
d_{75}	40,0	0,04	0,1312
d_{90}	46,0	0,046	0,1509

L'application numérique donne les résultats suivants :

- $n = 0,025$ avec la formule de Meyer Peter et Müller,
- $n = 0,023$ avec la formule de Strickler,
- $n = 0,018$ avec la formule de Lane et Carlson.
-

7.4.2.2 Vitesses d'écoulement

Le débit sur le talus aval peut être calculé par la formule suivante :

$$Q_b = \frac{A * R_h^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (7.32)$$

avec :

- Q_b : le débit de brèche (m^3/s),
- A : l'aire d'écoulement (m^2),
- R_h : le rayon hydraulique (m),
- S : la pente du lit (m/m),
- n : le coefficient de rugosité de Manning.

La brèche est supposée rectangulaire de largeur b_b et de hauteur h_b .

Ainsi $A = b_b * R_h$. En combinant les formules, on obtient :

$$Q_b = \frac{b_b R_h^{5/3} S^{1/2}}{n} \quad (7.33)$$

Par conservation du débit de crête qui est connu, le rayon hydraulique peut être calculé :

$$R_h = \left(\frac{Q_b n}{b_b S^{1/2}} \right)^{3/5} \quad (7.34)$$

Connaissant R_h , l'aire d'écoulement A peut être évaluée. La vitesse d'écoulement correspond au rapport entre le débit de brèche et l'aire d'écoulement :

$$V = \frac{Q_b}{A} \quad (7.35)$$

La pente du talus S est égale à 0,6897m/m, celle du replat est prise égale à 0,06m/m.

Toutes ces données permettent de construire l'hydrogramme de rupture du barrage.

7.5 Les Résultats

7.5.1 Meyer Peter et Müller (1948)

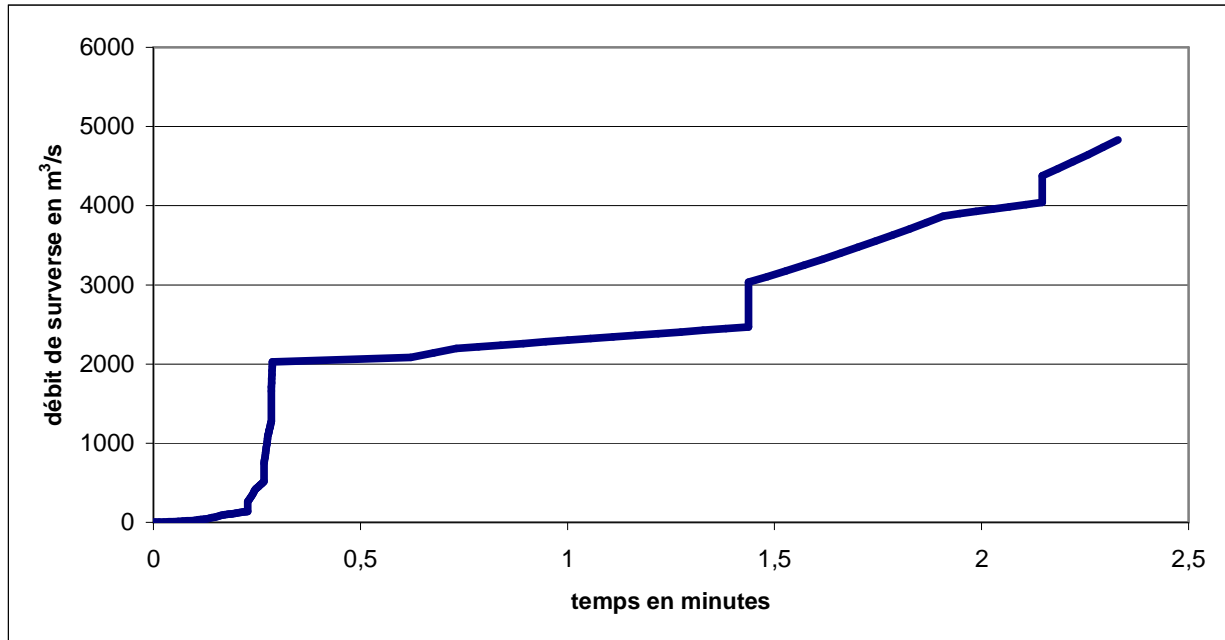


Figure 7.3 : Hydrogramme obtenu par la méthode de Meyer-Petre Müller

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 0,123 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 0,183 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 0,228 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 0,235 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 0,257 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 0,267 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 0,278 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 0,285 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 0,287 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 1,437 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 2,147 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 2,329 min.

7.5.2 Formule de Parker

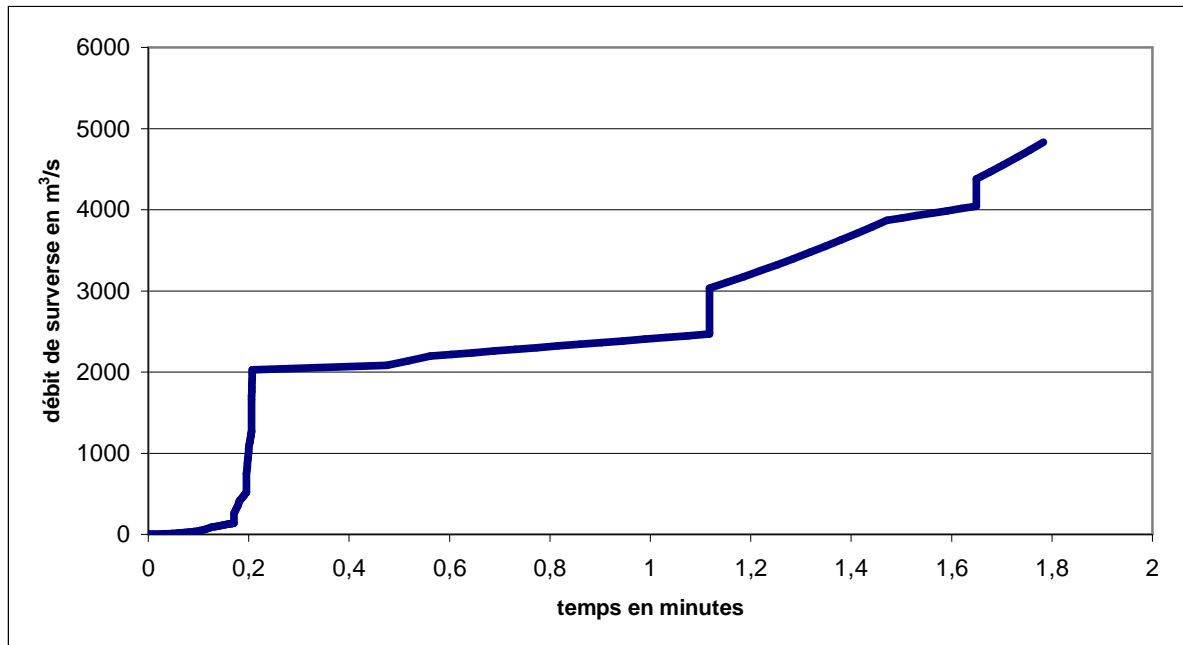


Figure 7.4 : Hydrogramme obtenu par la méthode de Parker

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 0,097 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 0,140 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 0,171 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 0,175 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 0,189 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 0,195 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 0,202 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 0,206 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 0,207 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 1,118 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 1,649 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 1,783 min.

7.5.3 Formule d'Engelund et Hansen (1972)

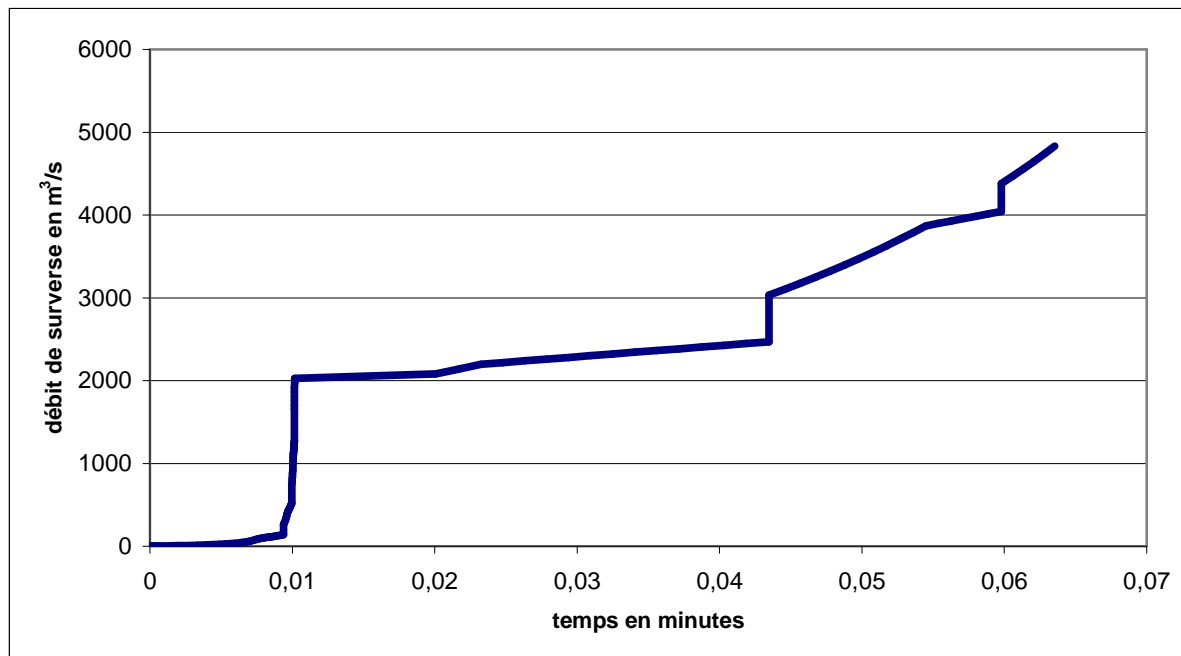


Figure 7.5 : Hydrogramme obtenu par la méthode d'Engelund et Hansen

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 0,0062 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 0,0081 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 0,0094 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 0,0095 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 0,0098 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 0,00997 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 0,01008 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 0,01014 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 0,01016 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 0,0435 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 0,0598 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 0,0635 min.

7.5.4 Formule d'Ackers et White (1973)

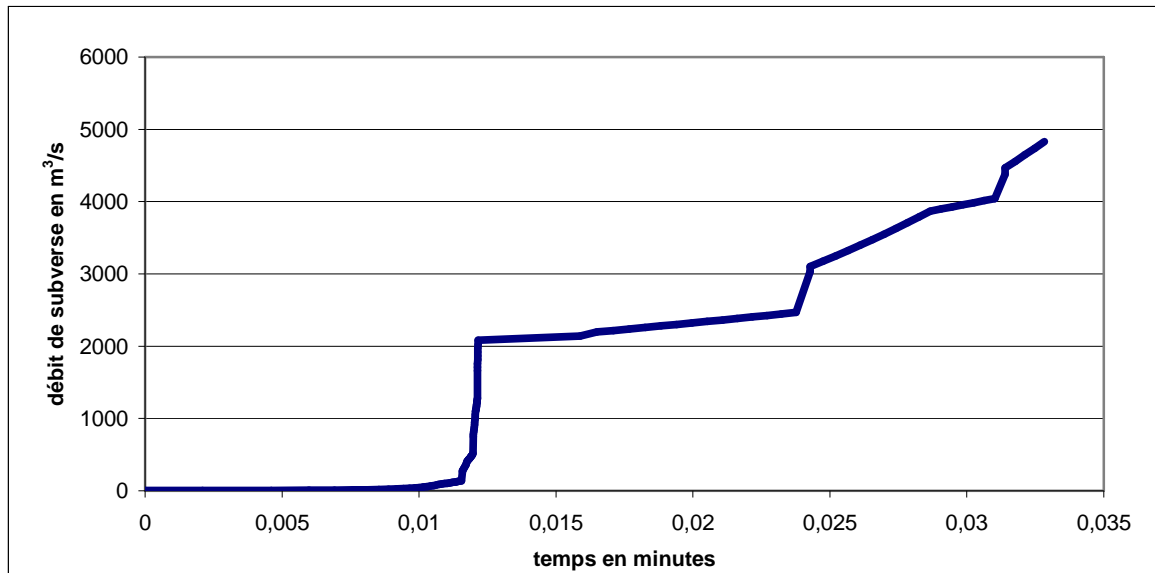


Figure 7.6 : Hydrogramme obtenu par la méthode d'Ackers et White

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 0,010 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 0,0111 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 0,0116 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 0,0117 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 0,0119 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 0,0120 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 0,0121 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 0,0121 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 0,0122 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 0,0243 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 0,0314 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 0,0332 min.

7.5.5 Formule de Rickenmann

La formule de Rickenmann a tendance à surestimer le débit solide : tout le barrage serait rompu avec cette formule en moins d'une minute.

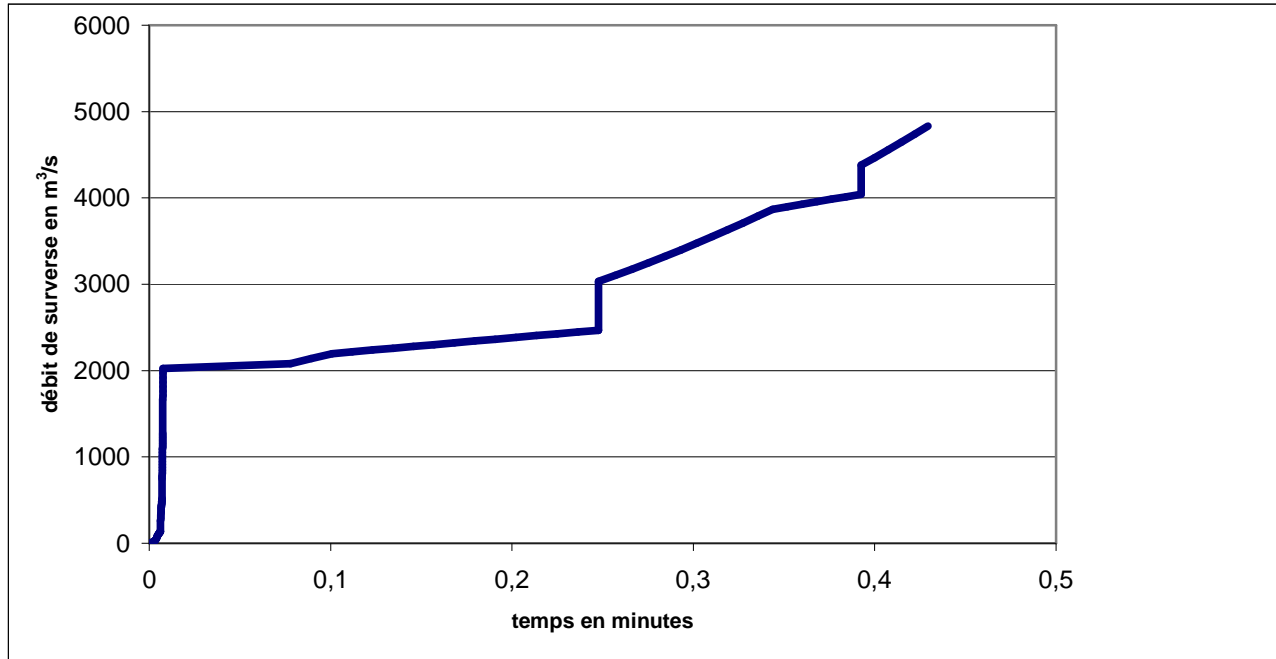


Figure 7.7 : Hydrogramme obtenu par la méthode de Rickenmann

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 0,0035 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 0,0051 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 0,0062 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 0,0064 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 0,0069 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 0,0071 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 0,0074 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 0,0075 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 0,0126 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 0,2478 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 0,392 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 0,429 min.

7.5.6 Formules de Yang

Yang Gravier :

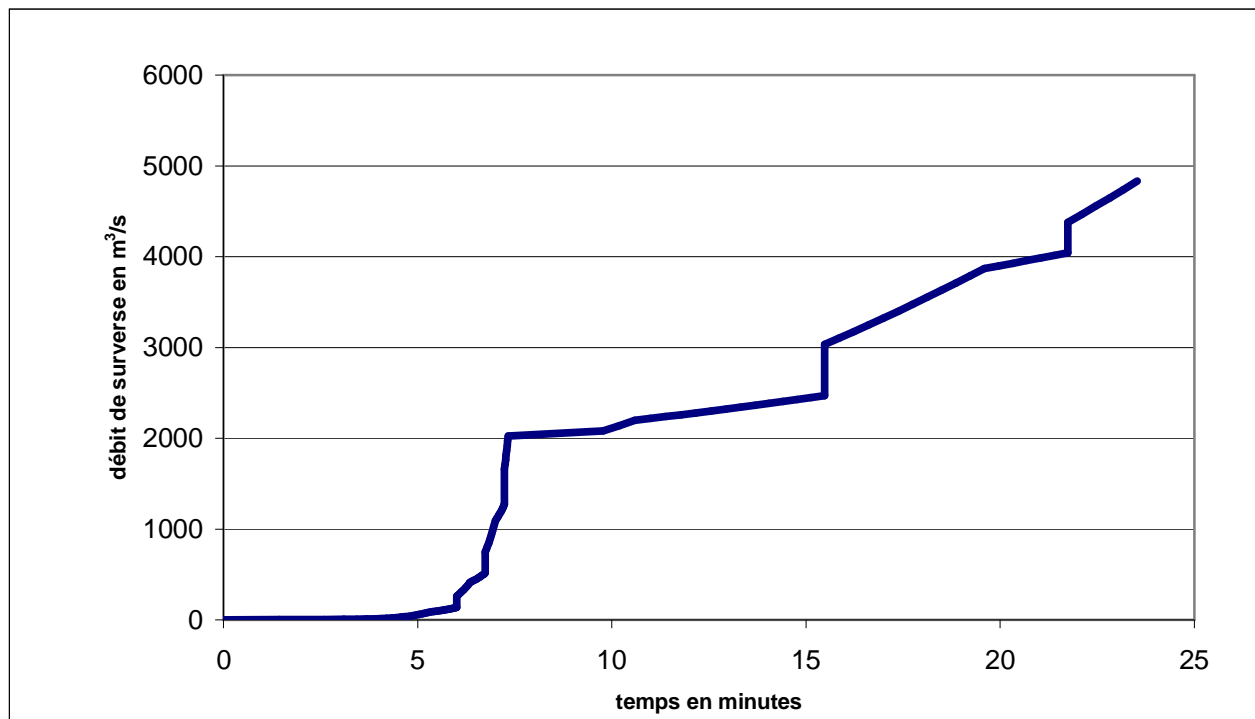


Figure 7.8 : Hydrogramme obtenu par la méthode de Yang

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 4,77 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 5,59 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 6,01 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 6,14 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 6,59 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 6,74 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 7,07 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 7,23 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 7,33 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 15,48 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 21,74 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 23,53 min.

7.6 Analyse des résultats

On a supposé une érosion qui s'effectue par tranche de 10cm, et qui affecte d'abord le talus aval puis le replat. Les résultats montrent une érosion rapide du talus avec une augmentation progressive du débit solide à mesure que l'épaisseur de la lame d'eau déversante s'accroît puis une fois le talus aval érodé la faible pente du replat diminue instantanément la capacité de transport solide et donc la capacité à éroder.

Les résultats montrent tous une érosion rapide du barrage qui est perdu dans le meilleur des cas en quelques dizaines de minutes. Les lois de Rickenmann, Acker's et White, Meyer-Peter Müller, Parker, et Engelund conduisent à une rupture du barrage en moins de 3 minutes. Seule la loi de Yang donne un temps proche de 24 minutes.

Le talus aval est érodé rapidement en moins de 20 secondes avec les lois de Rickenmann, Acker's et White, Meyer-Peter Müller, Parker, et Engelund et en moins de 8 minutes avec la loi de Yang Gravier.

7.7 Adaptation des hydrogrammes et influence du rideau

La sensibilité des résultats au choix de la loi de transport de sédiments n'a pas permis de dégager une chronologie certaine des étapes de la rupture du barrage de Nemiscau-1. Les résultats obtenus n'ont pas répondu à nos attentes. La rupture trop rapide du barrage ne permet pas d'évaluer raisonnablement l'influence du rideau et le gain éventuel de sécurité qu'il pourrait apporter.

Le modèle simplifié a donc ses limites. Le débit solide calculé correspond à la capacité maximale de transport solide. Or la capacité maximale ne s'applique réellement qu'au départ amont de l'érosion. Les terres transportées par l'eau diminuent la capacité d'érosion au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'amont. Cette hypothèse de travail ne permet donc pas de simuler fidèlement l'érosion du barrage.

Toutefois, l'analyse avec GSTARS, nous a permis de valider la fiabilité des 30 minutes de la norme. Aussi, il est raisonnable d'adapter les hydrogrammes obtenus manuellement à la norme en les transposant sur cette échelle de temps de 30 minutes. Cela permettrait de combiner les 30 minutes de la norme qui ont été validées par un modèle basé sur le logiciel GSTARS, tout en mettant en évidence le caractère hybride de l'ouvrage et l'apport sécuritaire du rideau.

7.7.1 Meyer Peter et Müller (1948)

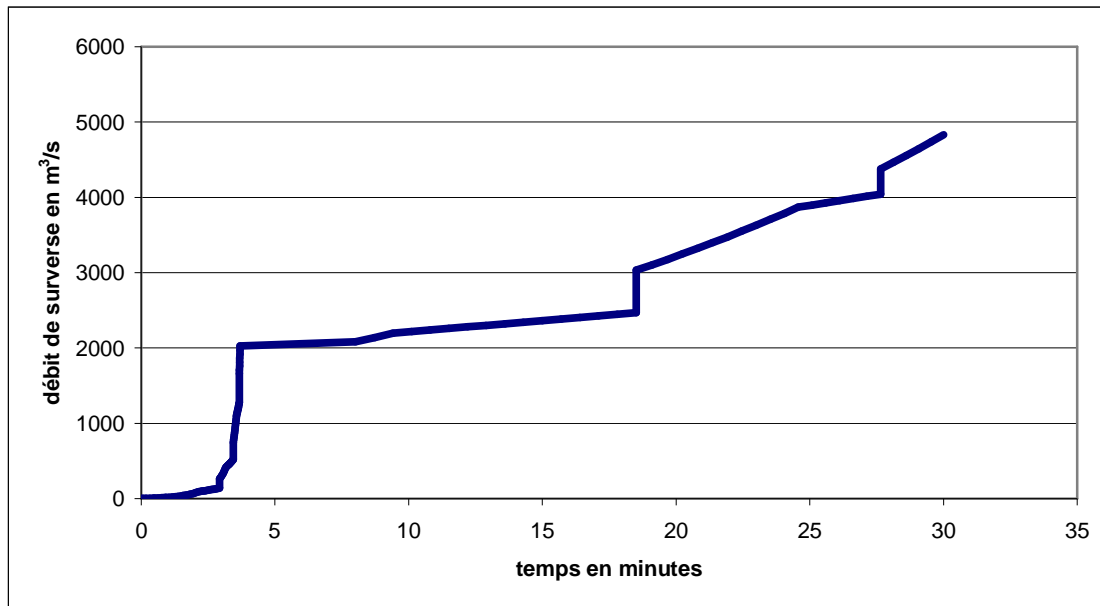


Figure 7.9 : Hydrogramme obtenu par la méthode de Meyer-Peter et Müller en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 1,579 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 2,352 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 2,933 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 3,025 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 3,314 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 3,437 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 3,585 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 3,665 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 3,698 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 18,516 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 27,653 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 30 min.

7.7.2 Formule de Parker

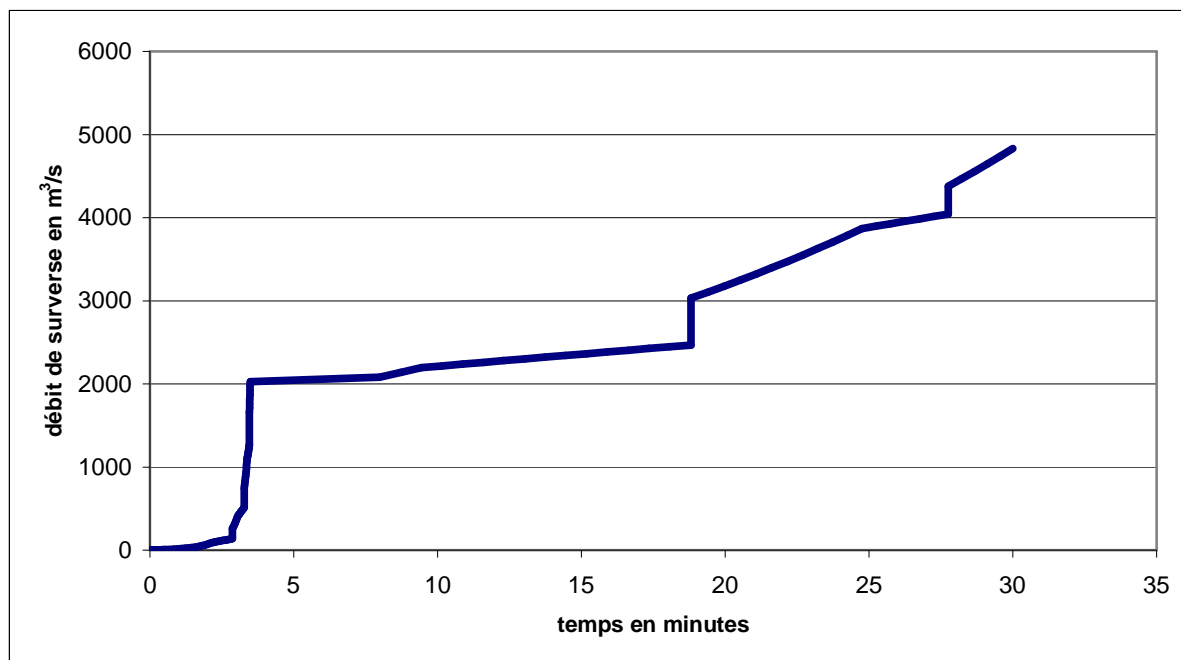


Figure 7.10 : Hydrogramme obtenu par la méthode de Parker en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 1,638 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 2,348 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 2,872 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 2,948 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 3,183 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 3,283 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 3,398 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 3,460 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 3,485 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 18,810 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 27,753 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 30 min.

7.7.3 Formule d'Engelund et Hansen (1972)

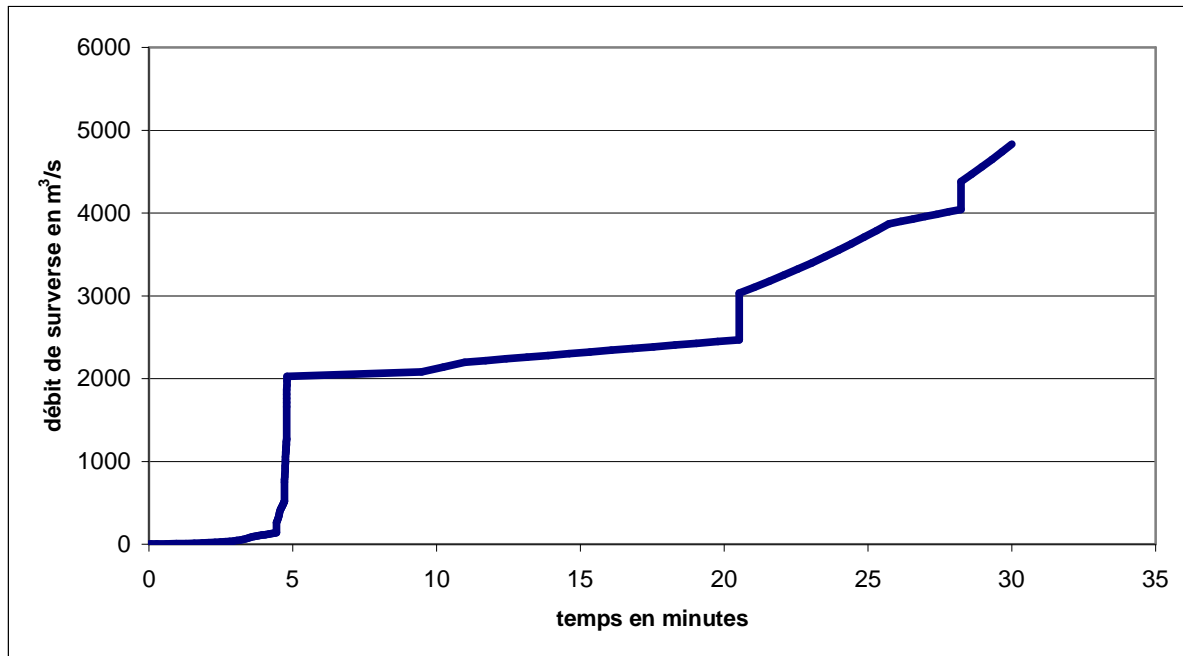


Figure 6.11 : Hydrogramme obtenu par la méthode d'Engelund et Hansen en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 2,940 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 3,825 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 4,433 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 4,49 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 4,64 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 4,71 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 4,76 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 4,79 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 4,80 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 20,52 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 28,23 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 30 min.

7.7.4 Formule d'Ackers et White (1973)

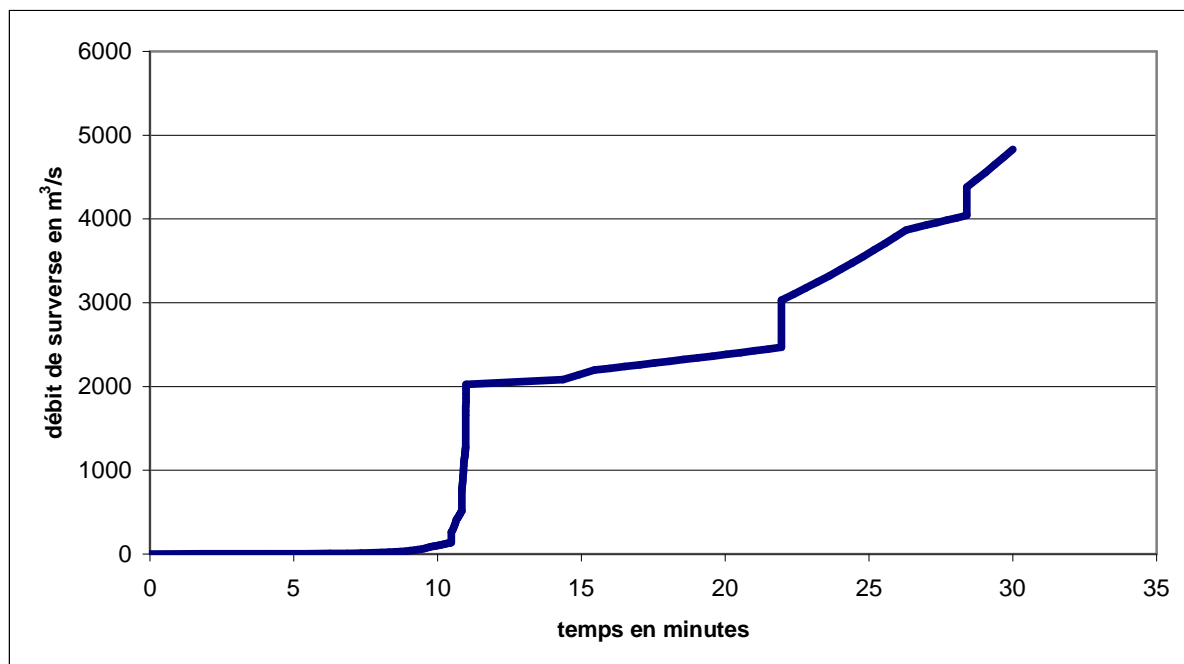


Figure 7.12 : Hydrogramme obtenu par la méthode d'Ackers et White en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 9,056 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 10,02 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 10,48 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 10,55 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 10,77 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 10,84 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 10,93 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 10,97 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 10,99 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 21,95 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 28,40 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 30 min.

7.7.5 Formule de Rickenmann

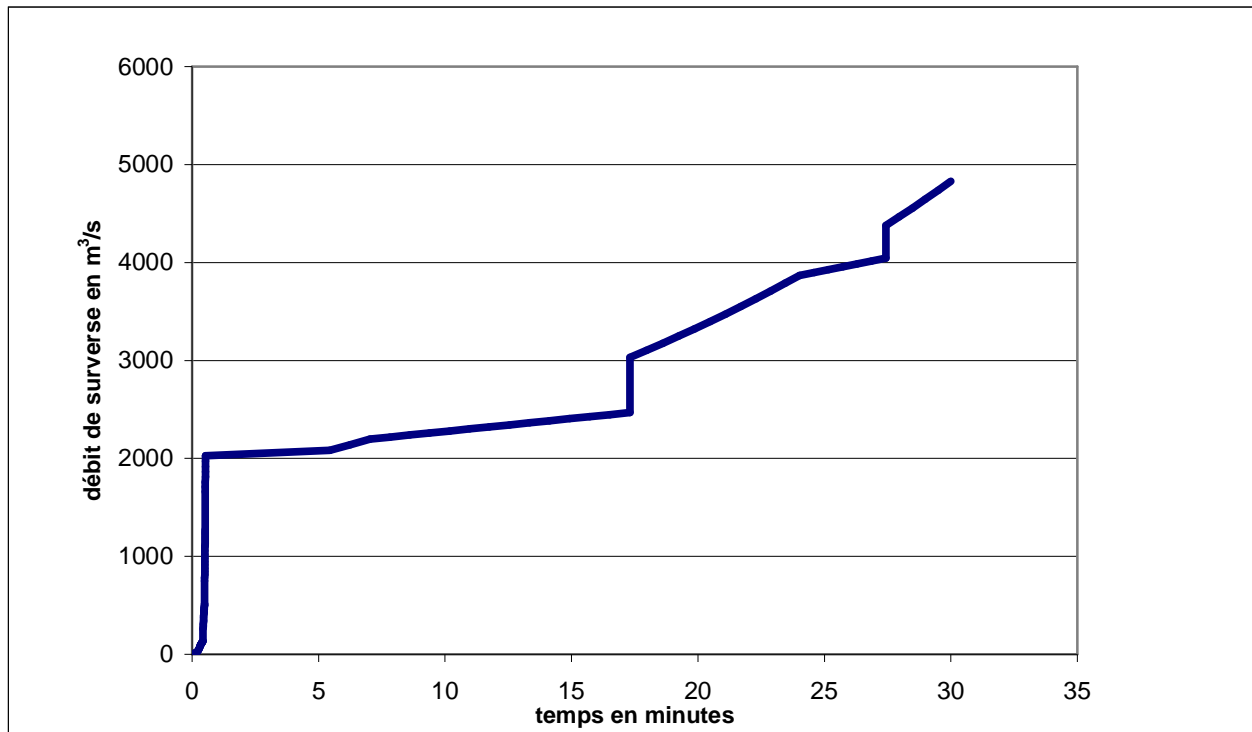


Figure 7.13 : Hydrogramme obtenu par la méthode de Rickenmann en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 0,244 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 0,353 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 0,434 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 0,445 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 0,481 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 0,496 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 0,514 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 0,523 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 0,526 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 17,318 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 27,428min.
12. Le barrage est perdu au bout de 30 min.

7.7.6 Formule de Yang

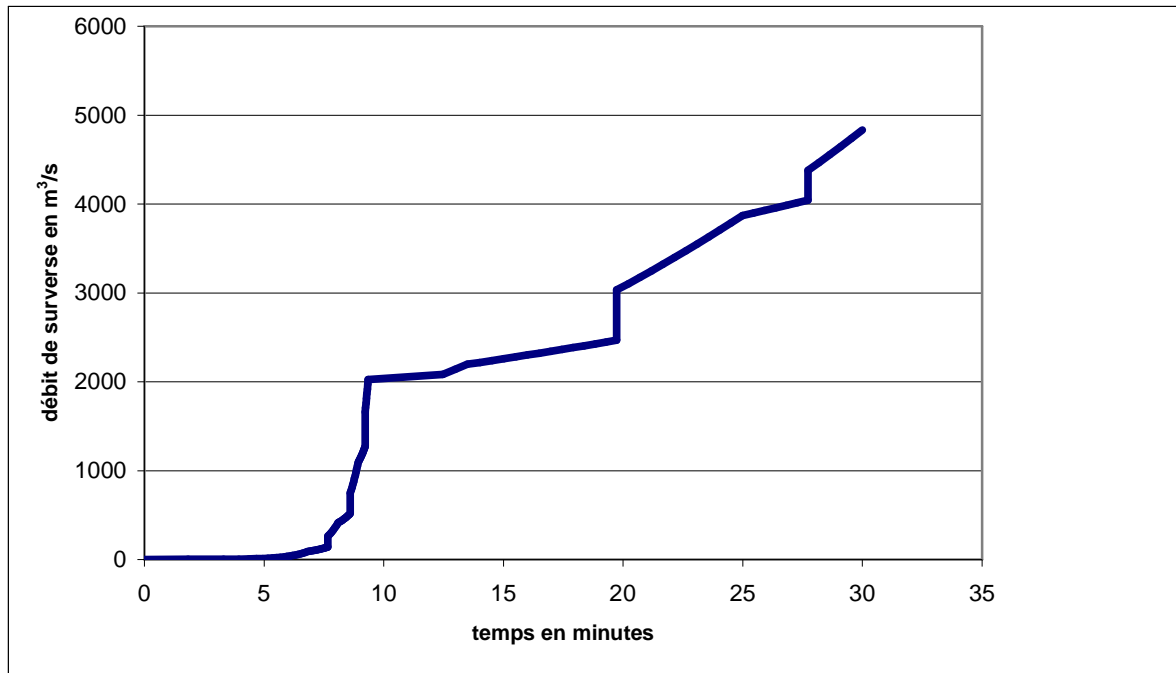


Figure 7.14 : Hydrogramme obtenu par la méthode de Yang en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes

Chronologie de la rupture :

1. La première rupture du rideau survient au bout de 6,088 min.
2. La deuxième rupture survient au bout de 7,121 min.
3. La première partie fracturée se retire au bout de 7,66 min.
4. La troisième rupture survient au bout de 7,83 min.
5. La quatrième rupture survient au bout de 8,14 min.
6. La deuxième partie fracturée se retire au bout de 8,60 min.
7. La cinquième rupture survient au bout de 9,01 min.
8. La troisième partie fracturée se retire au bout de 9,22 min.
9. Le talus aval est entièrement érodé au bout de 9,344 min.
10. La quatrième partie fracturée se retire au bout de 19,73 min.
11. La cinquième partie fracturée se retire au bout de 27,72 min.
12. Le barrage est perdu au bout de 30 min.

7.7.7 Comparaison à la norme

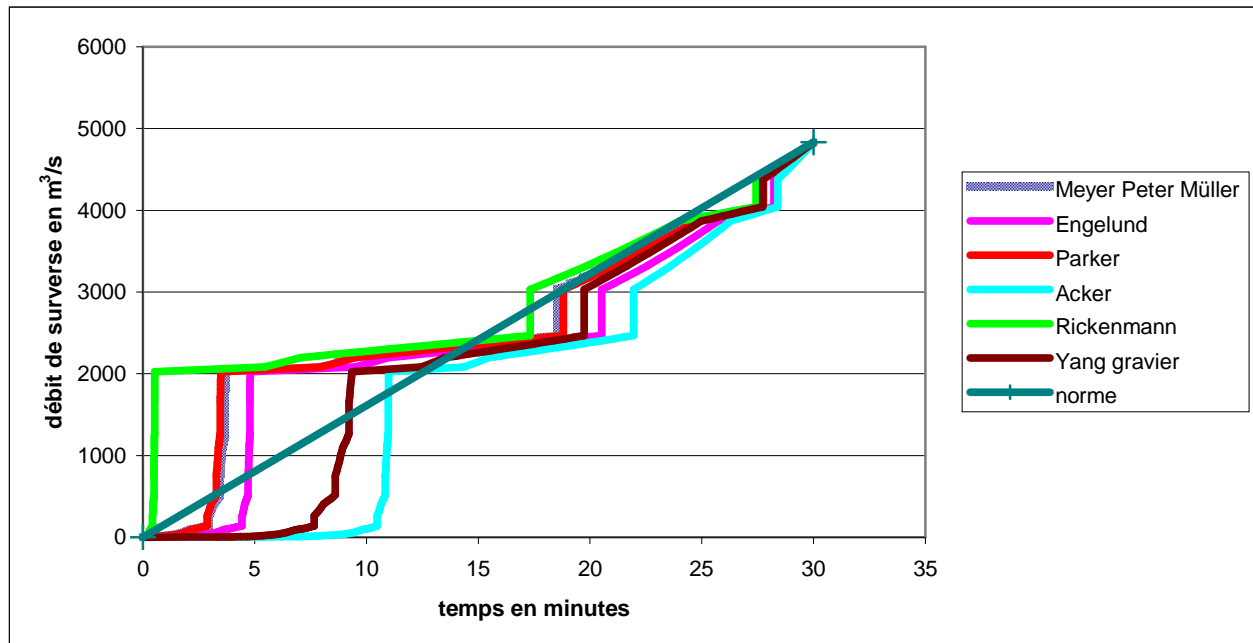


Figure 7.14 : Comparaison de la norme aux hydrogrammes du modèle obtenus en supposant une érosion totale du barrage en 30 minutes

Le modèle que nous proposons est un modèle critique dans le sens où nous supposons la rupture totale du barrage, c'est-à-dire à la fois l'érosion du talus et l'érosion du replat, en 30 minutes. Soumis à une forte pente, le talus s'érode plus rapidement que le replat ce qui influence fortement l'hydrogramme du modèle. Les premiers instants de la rupture sont marqués par une forte augmentation du débit de surverse qui atteint $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ dès les premières minutes. Au début de la rupture, notre modèle est donc plus critique que la norme, mais par la suite, la résistance du rideau à la rupture et au basculement, ralentit le débit de surverse et offre une sécurité pour les populations en aval. Au final, notre modèle ne semble pas différer fondamentalement de la norme mais en reflétant le caractère hybride de l'ouvrage et la résistance du rideau aux contraintes qui lui sont exercées, il propose une simulation plus détaillée des étapes de la rupture du barrage. Il apparaît comme une alternative crédible à la norme.

Conclusion

Intérêt de l'étude du barrage de Nemiscau-1

Le but de cette étude du barrage de Nemiscau-1 était de créer un modèle de rupture par submersion de barrages en remblai comportant un noyau en béton bitumineux. C'est un but que nous avons atteint. Nous avons envisagé la rupture du barrage dans un scénario de submersion de la crête, supposé une possible rupture du barrage par glissement d'amont en aval, présumé un rideau qui se fracture et privilégié une érosion en surface à une érosion en profondeur dans un sol non saturé en aval.

Nous avons procédé par étapes.

- Nous avons tout d'abord défini la résistance du barrage au glissement à l'aide d'un premier facteur de sécurité et en se basant sur la technique du « Multiple Wedge Analyses » de 1995.
- Nous avons ensuite défini un second facteur de sécurité, qui nous a permis d'évaluer la résistance structurale du rideau pendant l'évolution de son enrobage.
- Ces deux premiers schémas ont été abordés en introduisant d'office des variables quantifiant l'érosion du barrage.
- Le rideau se fracturant comme nous l'avons supposé, il a fallu créer un schéma de retrait de la partie fracturée. Nous avons pour cela élaboré une procédure de basculement des parties fracturées au-dessus des terres en aval.
- Puis il a fallu prévoir le déroulement chronologique de l'érosion en surface du barrage. L'utilisation du logiciel GSTARS, qui offre le choix dans l'utilisation des lois de transport de sédiments, s'est imposée au premier abord. Afin de ne pas délaier l'idée de départ,

qui était d'arriver à un modèle simple, nous avons considéré un modèle en deux dimensions. La largeur de brèche a été fixée comme une constante, ce qui nous simplifiait le calcul du débit de surverse à chaque pas de temps. Enfin, dans un souci de sécurité, nous avons choisi la loi de transport de sédiments qui nous plaçait dans la situation la plus critique avec les temps d'érosion les plus faibles. La comparaison de cet hydrogramme à celui de la norme a surtout confirmé qu'une rupture de barrage en remblai en 30 minutes comme le prévoit la norme est une solution acceptable. De ce fait, l'utilisation systématique du logiciel GSTARS n'apparaît plus comme un recours nécessaire car trop complexe et peu répandu dans le domaine. Pour gagner en universalité, un nouveau modèle simplifié, facilement réutilisable sur d'autres ouvrages, devait être élaboré. La démarche que nous avons entreprise alors remplissait parfaitement cette exigence de simplicité.

- Nous avons défini le temps d'érosion comme le rapport d'un volume à éroder sur un débit solide. Le débit solide a nécessité le calcul de paramètres hydrauliques et l'utilisation de lois de transport de sédiments. Cette démarche n'a pas répondu à nos attentes. Le plus souvent, deux minutes ont suffi au barrage pour s'effacer. Cette surestimation de la vitesse d'érosion résulte de l'hypothèse faite au préalable : une absence de prise en compte du transport des sédiments d'amont en aval.
- La rupture complète du barrage en 30 minutes prévue par la norme ayant été validée, les hydrogrammes obtenus par le modèle simplifié ont été ramenés à cette échelle de temps. De la sorte, l'hydrogramme final combine la fiabilité de l'approche statistique de la norme et le caractère hybride de l'ouvrage en faisant ressortir le rôle sécuritaire du rideau.

Les conclusions qui ressortent de cette étude sont les suivantes :

- Dans toutes les étapes de sa rupture par submersion, le barrage de Nemiscau-1 résiste au glissement avec une marge de sécurité importante : le facteur de sécurité au glissement n'est jamais proche de l'unité.

- La rupture du barrage se fait par son érosion et par l'enchaînement de fractures du rideau en béton bitumineux au fur et à mesure que le barrage s'érode.
- Le rideau central en béton bitumineux joue un rôle sécuritaire. Tant qu'il résiste au basculement, il limite le débit de brèche.

Apports et aptitudes du modèle

Le modèle que nous proposons permet de décrire en détail toutes les étapes de la rupture.

- Il permet de suivre l'évolution des facteurs de sécurité en fonction des profondeurs d'érosion. À chaque stade de l'évolution de la rupture du barrage, nous sommes en mesure de déterminer le plan de rupture potentiel et d'y associer un facteur de sécurité au glissement.
- De même l'évolution de la rupture modifie les contraintes qui s'appliquent sur le rideau en béton bitumineux. Nous sommes capables de calculer ces contraintes et de calculer un facteur de sécurité structural qui traduit la résistance du rideau au cisaillement et à la flexion.
- Quand l'érosion se développe en contrebas du rideau, nous sommes en mesure de déterminer la profondeur d'érosion pour laquelle la partie fracturée du rideau bascule.

Perspectives futures :

Au Québec, le noyau en béton bitumineux est un virage récent dans la construction de barrages. Le barrage de Nemiscau-1 n'est que le premier barrage de ce type. Le modèle que nous présentons permet, à coup sûr, de mieux appréhender ce virage en évaluant sa résistance à la

submersion. Plus généralement, il permet de mieux cerner le comportement de ces ouvrages à noyau bitumineux.

Basé sur les caractéristiques propres du barrage de Nemiscau-1, le modèle rend compte plus fidèlement de sa rupture par submersion. En comparaison à un modèle normatif, général pour tous les barrages en remblai, l'étude que nous présentons a donc des arguments à faire valoir. Elle peut s'adapter aux variantes constructives d'autres ouvrages : elle s'exporte facilement à d'autres types de barrages hybrides, qu'ils présentent un noyau en béton bitumineux incliné ou même un masque amont en béton ; pour preuve, une étude similaire à la nôtre a été faite en parallèle sur le barrage de Touloustouc par M. François Chiganne dans son mémoire intitulé : Prévission de l'hydrogramme de rupture par submersion d'un barrage en enrochement avec masque amont de béton.

Ce modèle permet de quantifier de façon plus précise le risque induit par l'ouvrage. Il permet de définir de façon plus précise l'initialisation de la crue de rupture, permet de détecter les ouvrages où le débit de pointe apparaîtrait rapidement et facilite la correction de la situation en quantifiant l'apport sécuritaire que fournissent des modifications structurelles de l'ouvrage.

BIBLIOGRAPHIE

- Design and Construction of Nemiscau -1 Dam. (2010). *Canadian Dam Association*, 21.
- Ackers, P., & White, W. (1973). Sediment transport: new approach and analysis. *Journal of the Hydraulics Division*, 99(11), 2041-2060.
- Bazergui, A., Bui-Quoc, T., Biron, A., McIntyre, G., & Laberge, C. (2002). *Résistance des matériaux* (3^e ed.). Montréal: Presses internationales Polytechnique.
- Commission internationale des grands barrages. (1982). *Bituminous cores for earth and rockfill dams*.
- Commission internationale des grands barrages. Comité des matériaux pour barrages en remblai. (1992). *Bituminous cores for fill dams : state of the art*
- Costa, J. (1988). Floods from dam failures. *Flood geomorphology*, 439–463.
- Costa, J. E., & Schuster, R. L. (1988). The Formation and Failure of Natural Dams. *Geological Society of America Bulletin*, 100, 1054-1068.
- Cristofano, E. A. (1965). *Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams*. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, United States.
- Dufresne, M. (2005). *Etude expérimentale du transport de particules solides par charriage à forte pente*. unpublished Master's thesis, ULP/ENGEES (in French), 91.
- Engelund, F., & Hansen, E. (1967). A monograph on sediment transport in alluvial streams. *MONOGR, DENMARK TECH UNIV, HYDRAUL LAB, 62 P, 1967. 30 FIG, 3 TAB, 31 REF.*
- Evans, S. G. (1986). The Maximum Discharge of Outburst Floods caused by the Breaching of Man-Made and Natural Dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(3), 385-387.
- Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 1000-1024.
- Fread, D. (1977). *The Development and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model*. Paper presented at the Dam Break Flood Routing Model Workshop, Bethesda, Maryland.
- Fread, D. (1984). DAMBRK : The NWS dam-break flood forecasting model. *Office of Hydrology, National Weather Service, Silver Spring, Maryland, United States*.
- Fread, D. L. (1985). A Breach Erosion Model for Earthen Dams. *General Series, Utah, Water Research Laboratory*, 85(3), 281-310.

Fread, D. L. (1988). BREACH : An Erosion Model for Earthen Dam Failures. *National Weather Service, National Oceanic and Atmospheric Administration, Silver Spring, Maryland, United States*.

Fuamba, M., Marche, C., & Pelletier, C. (2002). Description du processus de formation de la brèche lors de la rupture d'une digue submergée. *Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, 5, 1–9.

Fuamba, M., Marche, C., & Pelletier, C. (2002). *Description du processus de formation de la brèche lors de la rupture d'une digue submergée*. Paper presented at the Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering.

Fuamba, M., Marche, C., & Pelletier, G. (2002). *Description du processus de formation de la brèche lors de la rupture d'une digue submergée*. Paper presented at the Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering.

Harris, D. L., & Wagner, D. A. (1967). *Outflow From Breached Earth Dams*. University of Utah, Salt Lake City, Utah, United States.

Hydro-Québec. Projet de l'Eastmain-1-A–Sarcelle–Rupert
<http://www.hydroquebec.com/rupture/fr/batir/fiche-barrage-nemiscau1.html>.

Le Delliou, P. (2003). *Les Barrages : Conception et Maintenance*. Lyon, France: Presses universitaires de Lyon.

Macchione, F., & Sirangelo, B. (1988). *Study of earth dam erosion due to overtopping*.

MacDonald, T. C., & Langridge-Monopolis, J. (1984). Breaching Characteristics of Dam Failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(5), 567-586.

Marche, C. (2008). *Barrages, Crues de Rupture et Protection Civile* (2^e ed.). Montréal: Presses internationales Polytechnique.

Marche, C., Mahdi, T., & Quach, T. (2006). *Erode : Une méthode fiable pour établir l'hydrogramme de rupture potentielle par surverse de chaque digue en terre*. Paper presented at the 22^{ème} Congrès des Grands Barrages.

Masson, L. (2009). *Evaluation du gain de sécurité relié au rehaussement d'une digue munie d'un élément d'étanchéité rigide*.

Meyer-Peter, P. E., & Müller, R. (1948). *Formulas for Bed-Load Transport*. Paper presented at the 3rd International Association for Hydraulic Research, Stockholm.

Morris, M., Hanson, G., & Vaskinn, K. (2006). *Recent advances in predicting breach formation through embankment dams*. Paper presented at the 22^{ème} Congrès des Grands Barrages.

Naval Facilities Engineering Command. (1986). Foundations and earth structures, design manual 7.2. NAVFAC DM-7.2., *Naval Facilities Engineering Command, Dept. of the Navy, Washington, DC.*

Naval Facilities Engineering Command. (1986). Soil Mechanics, Foundations and earth Structures. *DM-7.02, Alexandria.*

Parker, G. (1990). Surface-based bedload transport relation for gravel rivers. *Journal of Hydraulic Research*, 28(4), 417-436.

Rickenmann, D. (1991). Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes. *Journal of hydraulic engineering*, 117, 1419.

Rickenmann, D. (2001). Comparison of bed load transport in torrents and gravel bed streams. *Water resources research*, 37(12), 3295-3305.

Sénat. (2010). Xynthia : les leçons d'une catastrophe (rapport d'étape)
<http://www.senat.fr/rap/r09-554/r09-5547.html>.

Shields, A. (1936). Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. *Mitteil. Preuss. Versuchsanst. Wasserbau Schiffbau*, 26(26), 1936.

Simoës, F. J. M., & Yang, C. T. (2008). GSTARS computer models and their applications, Part II: Applications. *International Journal of Sediment Research*, 23(4), 299-315.

Singh, V., & Scarlatos, P. (1985). Breach Erosion of Earthfill Dams and Flood Routing : BEED model. *Army Research Office, Battelle, North Carolina, United States.*

Singh, V. P., & Quiroga, C. (1988). Dimensionless Analytical Solutions for Dam-Breach Erosion. *Journal of Hydraulic Research*, 26(2), 179-197.

Singh, V. P., & Scarlatos, P. D. (1988). Analysis of gradual Earth-Dam Failure. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(1), 21-42.

Smart, G., Jaeggi, M., für Wasserbau, E., & und Glaziologie, H. (1983). *Sedimenttransport in steilen Gerinnen: Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETHZ.*

Smart, G. M. (1984). Sediment Transport Formula for Steep Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(3), 267-276.

Tingsanchali, T., & Chinnarasri, C. (2001). Numerical modelling of dam failure due to flow overtopping. *Hydrological Sciences Journal*, 46(1), 113-130.

U.S. Army Corps of Engineers. (1995). *Gravity Dam Design*. Honolulu: University Press of the Pacific.

Yang, C., & Simões, F. (2002). User's manual for GSTARS 3.0 (Generalized Sediment Transport model for Alluvial River Simulation version 3.0). *US Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Denver, Colorado, USA*.

Yang, C. T. (1976). Minimum Unit Stream Power and Fluvial Hydraulics. *Journal of the Hydraulics Division*, 102(HY7), 919-934.

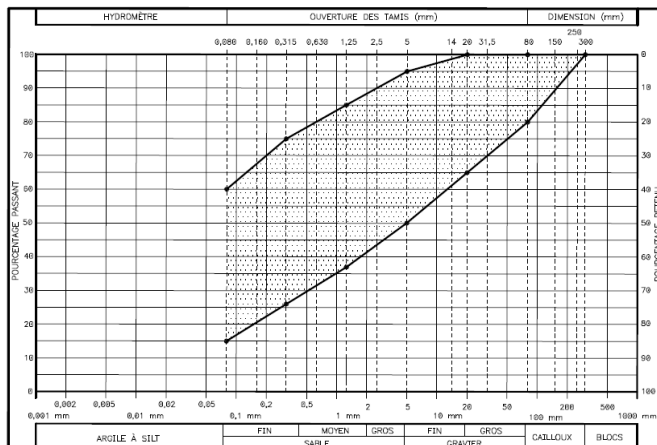
Yang, C. T. (1984). Unit Stream Power Equation for Gravel. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(HY12), 1783-1797.

Yang, C. T., & Simoes, F. J. M. (2008). GSTARS computer models and their applications, part I: theoretical development. *International Journal of Sediment Research*, 23(3), 197-211.

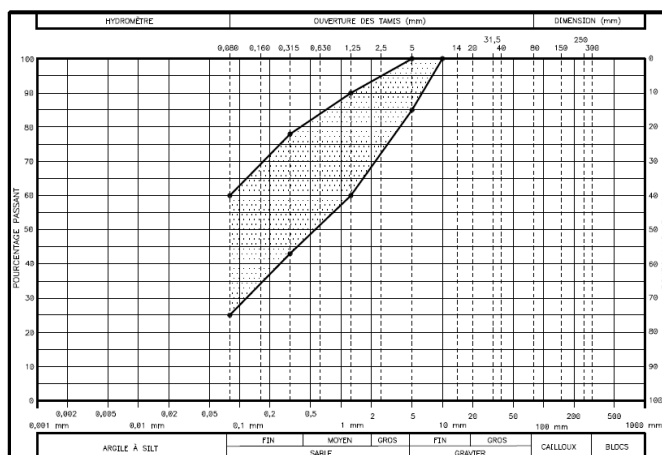
Zerrouk, N., & Marche, C. (2005). Une contribution expérimentale à l'étude de l'érosion d'une digue par submersion et son analyse. *Revue des sciences de l'eau*, 18(3), 381-401.

Zerrouk, N. E., & Marche, C. (2004). Une modélisation théorique nouvelle de la rupture par submersion d'une digue en terre et sa validation. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31, 797-812.

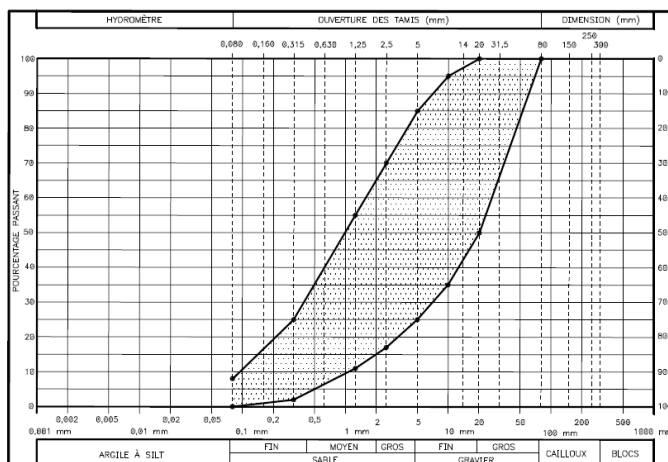
ANNEXE 1 - Fuseaux granulométriques des matériaux du barrage



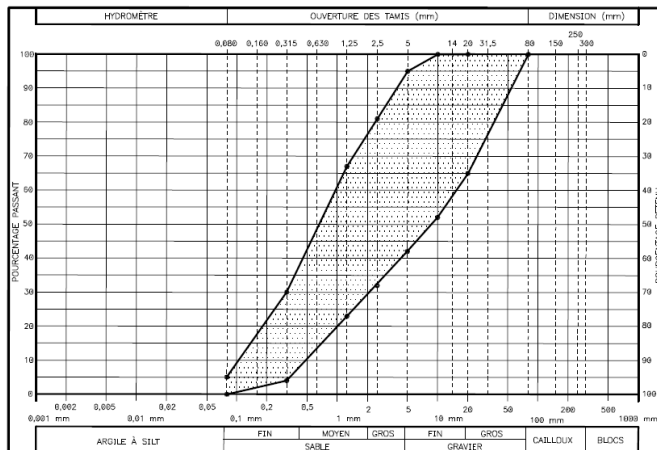
LIMITES GRANULOMÉTRIQUES – ZONES ① ET ①A



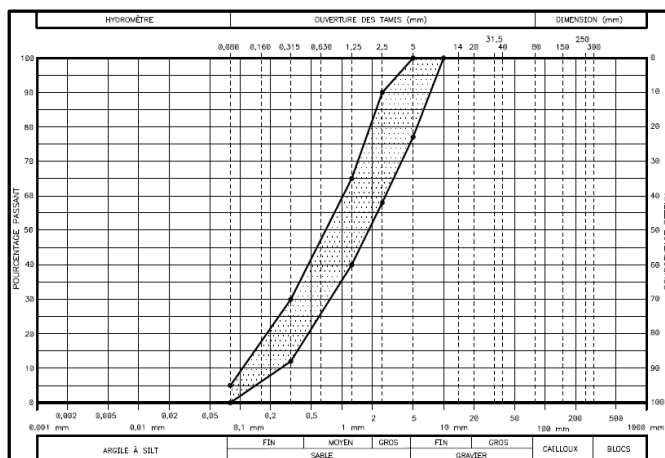
LIMITES GRANULOMÉTRIQUES – ZONE ①B



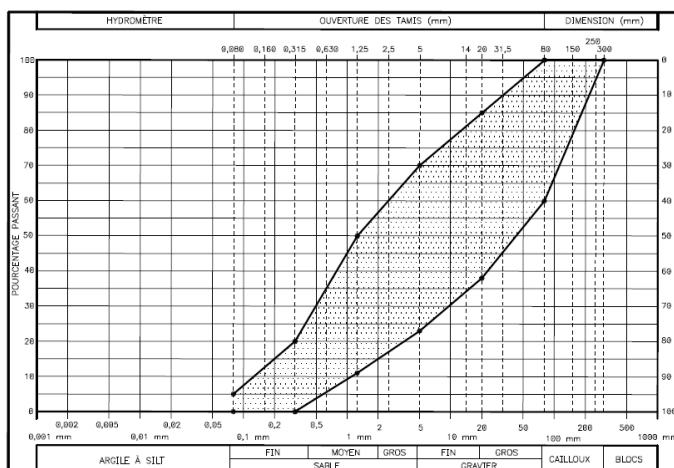
LIMITES GRANULOMÉTRIQUES – ZONE ②B



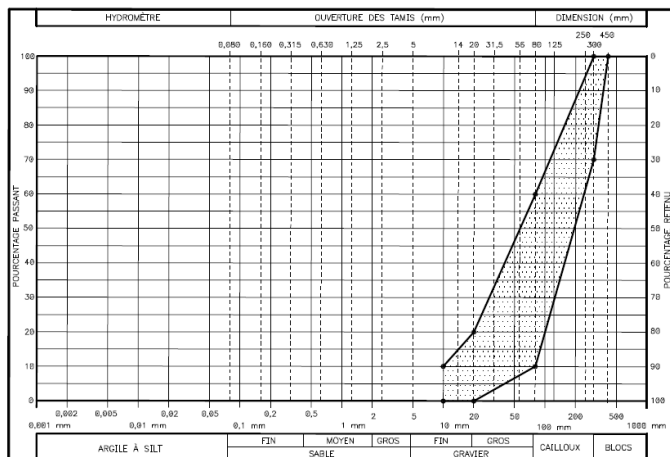
LIMITES GRANULOMÉTRIQUES – ZONE (2A)



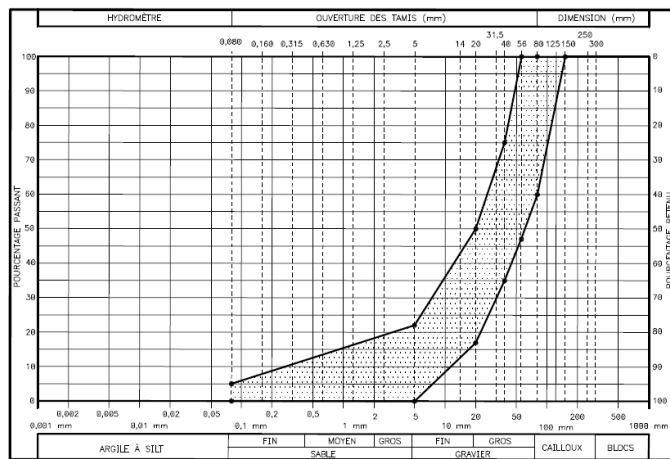
LIMITES GRANULOMÉTRIQUES – ZONE (2F)



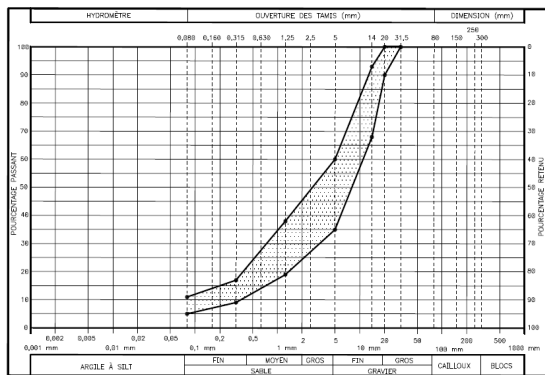
LIMITES GRANULOMÉTRIQUES – ZONE (2E)



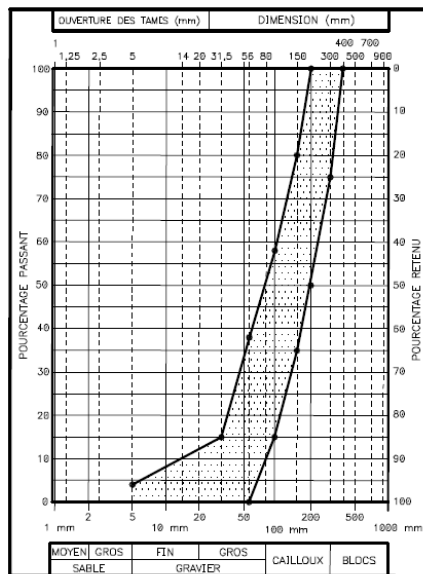
LIMITES GRANULOMÉTRIQUES - ZONE 3C



LIMITES GRANULOMÉTRIQUES - ZONE 3B



LIMITES GRANULOMÉTRIQUES - ZONE 5



LIMITES GRANULOMÉTRIQUES - ZONE 4A