

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



FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE



MEMOIRE

**PRESENTE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER**

FILIERE : HYDRAULIQUE

OPTION : OUVRAGES HYDRAULIQUES (OH)

THEME

**Etude paramétrique de la stabilité du barrage
rigide El K'sob (en présence d'un séisme)**

**Dirigé par :
Mr. Dougha Mostafa**

**Présenté par :
Bounouiga Ahlam
Ben Nacer Ouarda**

Année universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENTS :

Grâce à l'aide et à la protection d'Allah, les parents ont pu mener cette étude dans le cadre du master 2 hydraulique.

Au terme de cette humble étude, nous tenons à exprimer notre gratitude et à remercier sincèrement notre enseignant

***Dr. DOUGHA MOSTAFA** qui nous a aidé à réaliser ce travail.*

*Nous remercions également tous nos professeurs du département d'hydraulique de **M'sila**.*

Pour l'aide précieuse qu'ils nous ont apportée au cours de nos carrières universitaires.

AHLAM et OUARDA

2020

Dédicace :

*Je dédie ce travail tout particulièrement aux personnes qui me sont les plus chères au monde, Mes parents **Haouas** et **Houria** pour tous leurs sacrifices corps et âme afin de m'offrir le repos et le bonheur. Pour l'éducation qu'ils m'ont inculquée, pour leur soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés.*

Avec un très grand plaisir et joie :

A mes très chers frères : Fouad, Saleh, Ismail, Abderrahmane,

A mes très chères sœurs : Naima. Sabah, Asma, Abir, Amina,

A mes chères amies : Mouna, Faiza, Khouloud, Zahra_B, Warda, Ilham, Zoubida, Amal, Afaf, Zahra_a, Loubna, Meroua.

A toute la famille : Bounouiga et Zagaar,

A mes enseignants du département d'hydraulique.

A mes collègues de la promotion 2020.

AHLAM

Dédicace :

*Je dédie ce travail tout particulièrement aux personnes qui me sont les plus chères au monde, Mes parents **kalthom** et **Ammar** pour tous leurs sacrifices corps et âme afin de m'offrir le repos et le bonheur. Pour l'éducation qu'ils m'ont inculquée, pour leur soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés*

Avec un très grand plaisir et joie :

A mes très chers frères : Nadir, Samir, Moussa, Taki Eddine

A mes très chères sœurs : Bariza, Merzaka, Assia

A mes chères amies : Fayza, Ahlam

A toute la famille : Ben Nacer

A mes enseignants du département d'hydraulique.

A mes collègues de la promotion 2020.

OUARDA

Résumé :

La stabilité des barrages rigide est souvent vérifiée pour le glissement au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci de rendre stable le barrage rigide n'est nullement articulé sur l'octroi d'un profil transversal plus volumineux.

D'autres facteurs peuvent assurer cette stabilité sans avoir recours au passage par la variante suscitée. Il s'agit d'a mobilisation de forces supplémentaires stabilisatrices (influence du fruit du parement amont, projection de pré-radier amont) et/ou l'atténuation de forces déstabilisatrices (sous pressions) par des drainages intensifs (Conception de barrages poids évidés), ou par traitement des fondations (voile d'injection).

C'est autour de cette réflexion que le mémoire a été engagé avec une étude paramétrée (basée sur la modélisation) liée à ces divers paramètres vis-à-vis de l'analyse de la stabilité globale des barrages rigides.

Plusieurs cas d'étude ont été intégrés et ayant un lien avec les paramètres pouvant influencer sur la résistance et la stabilité des barrages rigides.

Mots clés : barrage rigide, stabilité classique, stabilité interne, coefficient de sécurité.

Summary:

The stability of rigid dams is often checked for sliding at the level of the contact plane of the dam with its foundation as well as for overturning in relation to the downstream foot. The concern to make the rigid dam stable is in no way linked to granting a larger transverse profile.

Other factors can ensure this stability without having to go through the above-mentioned variant. This involves the mobilization of additional stabilizing forces (influence of the fruit of the upstream facing, projection of upstream pre-raft) and / or the attenuation of destabilizing forces (under pressure) by intensive drainage (Design of hollowed-out gravity dams), or by treatment of the foundations (injection wall).

It is around this reflection that the thesis was initiated with a parameterized study (based on modeling) related to these various parameters vis-à-vis the analysis of the overall stability of rigid dams.

Several case studies have been integrated and related to the parameters that can influence the strength and stability of rigid dams.

Keywords: rigid dam, classical stability, internal stability, safety coefficient.

ملخص:

غالبًا ما يتم التحقق من ثبات السدود الصلبة من أجل الانزلاق على مستوى التلامس للسد مع أساسه وكذلك للانقلاب فيما يتعلق بقدم المصب. إن الاهتمام بجعل السد الصلب مستقرًا لا يرتبط بأي حال بمنح صورة عرضية أكبر. يمكن أن تضمن العوامل الأخرى هذا الاستقرار دون الحاجة إلى المرور بالمتغير المذكور أعلاه. يتضمن ذلك تعبئة قوى استقرار إضافية (تأثير ثمره مواجهة المنبع، وإسقاط الطوافة الأولية) و / أو تخفيف قوى عدم الاستقرار (تحت الضغط) عن طريق الصرف المكثف

(تصميم سدود الجاذبية المفرغة)، أو معالجة الأساسات (جدار الحقن). حول هذا الانعكاس، بدأت الأطروحة بدراسة معلمات (بناءً على النمذجة) تتعلق بهذه المعلمات المختلفة مقابل تحليل الاستقرار العام للسدود الصلبة.

تم دمج العديد من دراسات الحالة فيما يتعلق بالمعايير التي يمكن أن تؤثر على قوة واستقرار السدود الصلبة. **الكلمات المفتاحية:** السد الصلب، الاستقرار الكلاسيكي، الاستقرار الداخلي، معامل الأمان.

SOMMAIRE

Listes des symboles et abréviations

Listes de figures et tableaux

Introduction générale01

Chapitre 1 : Généralités sur les barrages à contreforts

I-1- Introduction.....04

I-2- Généralités.....05

I-2-1-les forces affectant les barrages.....05

I-2-2-type des barrages.....06

I-3-barrage à contreforts.....07

I-3-1- Types des barrages contreforts..... 09

I-3-1-1- Barrage plat de galette09

I-3-1-2- Barrage de Voûtes multiples.....09

I-3-1-3-Barrage creux de Pesanteur.....10

I-3-2- Avantages et Inconvénients d'un barrage contrefort.....11

I-4- Problèmes typiques dans les barrages à contreforts.....11

Chapitre 2 : Etude de stabilité

II -1- Introduction.....13

II-2- Actions agissantes sur les barrages.....13

II-2-1-Actions permanentes.....13

II-2-2-Actions variables.....16

II-2-3-Action accidentelle sismique suivant la méthode pseudo statique.....18

II-3- Stabilité vis-à-vis au glissement et au renversement.....20

II-3-1- Première Hypothèse : Corps rigide parfaitement.....21

II-3-1-1- Stabilité au glissement.....21

II-3-1-2- Stabilité au renversement.....22

II-3-2- Stabilité interne.....24

II-4-Vérification de la stabilité interne.....25

II-4-1- Méthode de résistance des matériaux (RDM).....25

II-4-1-1-Vérification des contraintes.....25

II-4-1-2-Conditions des stabilités.....27

II-5-Comportement du béton (Non-linéarité).....28

II-6- Comportement mécanique du béton.....29

<i>II-6-1-Comportement du béton en compression uniaxiale.....</i>	<i>30</i>
<i>II-6-2-Comportement du béton en traction uniaxiale.....</i>	<i>30.</i>
<i>II-6-3-Comportement du béton sous contraintes biaxiales.....</i>	<i>31</i>
<i>II-6-4-Effort multiaxial.....</i>	<i>34</i>

Chapitre 3 : Description du barrage El K'sob

<i>III-1- Historique.....</i>	<i>37</i>
<i>III-2- Situation géographique du bassin versant K'sob.....</i>	<i>38</i>
<i>III-3- Monographie du barrage.....</i>	<i>39</i>
<i>III-4-Les fondations.....</i>	<i>41</i>
<i>III-5- Le corps du barrage.....</i>	<i>42</i>
<i>III-5-1- Les contreforts.....</i>	<i>42</i>
<i>III-5-2- Les voûtes.....</i>	<i>43.</i>
<i>III-6- Les matériaux de construction.....</i>	<i>44</i>
<i>III-6-1- L'étanchéité et le collage.....</i>	<i>44</i>
<i>III-7-Phénomènes sismiques sur la tenue de l'ouvrage.....</i>	<i>46</i>
<i>III-7-1-Définition du séisme.....</i>	<i>46</i>
<i>III-7-2 -le barrage et Risque sismique.....</i>	<i>47</i>
<i>III-7-3 Risque sismique en Algérie.....</i>	<i>47</i>
<i>III-7-4- Critères de classification selon le « RPA99 ».....</i>	<i>49</i>

Chapitre 4 : Etude de cas

<i>IV-1-Introduction.....</i>	<i>52</i>
<i>IV-2- Analyse des résultats.....</i>	<i>53</i>
<i>IV-2-1- Etude d'état statique.....</i>	<i>53</i>
<i>IV-2-1-1- Forces appliquées sur le profil du barrage pour l'étude statique.....</i>	<i>54</i>
<i>IV-2-1-2- Cas retenue rempli en eau, niveau normal ($H_w = 20\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ (kN/ m}^3\text{)}).....$</i>	<i>54</i>
<i>IV-2-1-3- Cas retenue rempli en eau, niveau maximal.....</i>	<i>55</i>
<i>IV-2-1-3-1-Avec le changement du poids volumique de l'eau (γ_w).....</i>	<i>55</i>
<i>IV-2-1-3-2-Avec le changement du poids volumique déjaugé de sédiment vivant (γ_d).....</i>	<i>59</i>
<i>IV-2-1-4- Cas vidange rapide ($H_w = 11\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ (kN/m}^3\text{)}).....$</i>	<i>62</i>
<i>IV-2-2-Etude d'état dynamique.....</i>	<i>63</i>
<i>IV-2-2-1- Forces appliquées sur le profil du barrage pour l'étude dynamique.....</i>	<i>63</i>

<i>IV-2-2-2- Cas retenue rempli en eau, niveau normal ($H_w = 20$ m et $\gamma_w = 1.0$ (kN/ m³)).....</i>	<i>64</i>
<i>IV-2-2-3- Cas retenue rempli niveau maximal.....</i>	<i>65</i>
<i>IV-2-2-3-1- Avec le changement du poids volumique de l'eau (γ_w).....</i>	<i>65</i>
<i>IV-2-2-3-2- Avec le changement du poids volumique déjaugé de sédiment vivant.....</i>	<i>69</i>
<i>IV-2-2-3-3- Avec le changement du Coefficient d'accélération sismique horizontale(α_h).</i>	<i>73</i>
<i>IV-2-2-4- Cas vidange rapide ($H_w = 11$ m et $\gamma_w = 1$ kN/ m³).....</i>	<i>77</i>
<i>IV-2-3- Vérification de l'étude dynamique (pseudo statique) renforcée.....</i>	<i>78</i>
<i>IV-2-3-1- Technique des câbles précontraints.....</i>	<i>78</i>
<i>IV-2-3-2- Retenue rempli niveau normal ($H_w = 20$ m et $\gamma_w = 1.0$ (kN/ m³)).....</i>	<i>79</i>
<i>IV-2-3-3- Cas retenue rempli niveau maximal ($H_w = 21.5$).....</i>	<i>79</i>
<i>IV-2-3-3-1- Avec le changement du poids volumique de l'eau (γ_w).....</i>	<i>80</i>
<i>IV-2-3-3-2- Avec le changement du poids volumique déjaugé de sédiment vivant.....</i>	<i>84</i>
<i>IV-2-3-3-3- Avec le changement du Coefficient d'accélération sismique horizontale(α_h) ...</i>	<i>87</i>
<i>IV-2-3-4- Cas vidange rapide ($H = 11$ m et $\gamma_w = 1$ kN/ m³).....</i>	<i>89</i>
<i>IV-3- Stabilité interne.....</i>	<i>91</i>
<i>IV-3-1- Méthode de la résistance des matériaux (RDM).....</i>	<i>92</i>
<i>IV-3-1-1- Premier cas étude statique.....</i>	<i>92</i>
<i>IV-3-1-2- Deuxième cas d'étude dynamique.....</i>	<i>93</i>

Listes des symboles et abréviations

Listes des symboles et abréviations

Listes des symboles et abréviations

Listes des figures

N° DE FIGURE	TITRE	N° DE PAGE
<i>I-1</i>	<i>Différents types de barrages à contreforts</i>	<i>07</i>
<i>I-2</i>	<i>Barrage à contre fort (Grandval)</i>	<i>08</i>
<i>I-3</i>	<i>Barrage plat de galette</i>	<i>09</i>
<i>I-4</i>	<i>Barrage à multi voûtes</i>	<i>10</i>
<i>I-5</i>	<i>Barrage creux de Pesanteur</i>	<i>10</i>
<i>II-1</i>	<i>Différentes actions appliquées sur un barrage</i>	<i>14</i>
<i>II-2</i>	<i>Intensité du poids propre P0</i>	<i>15</i>
<i>II-3</i>	<i>Action des sédiments sur le barrage</i>	<i>16</i>
<i>II-4</i>	<i>Action des sous-pressions</i>	<i>17</i>
<i>II-5</i>	<i>La comparaison pour la distribution expérimentale et empirique de pression courbe (coefficient pour la surface en pente)</i>	<i>19</i>
<i>II-6</i>	<i>la relation entre angle dans la face amont et le coefficient C</i>	<i>19</i>
<i>II-7</i>	<i>Phénomènes de glissement et renversement d'un barrage rigide</i>	<i>21</i>
<i>II-8</i>	<i>Différents plans de glissement possible</i>	<i>22</i>
<i>II-9</i>	<i>Illustration de différents modes de défaillance pour un barrage en béton à contreforts stabilité interne, a) échec partiel de renversement dû aux fissures au pied du barrage, b) infraction dans le front-plate</i>	<i>24</i>
<i>II-10</i>	<i>Résultantes des forces agissant sur le diagramme libre de corps d'une section de barrage en béton</i>	<i>26</i>
<i>II-11</i>	<i>Réponse (charge-déplacement maximum) des éléments en béton armé</i>	<i>28</i>
<i>II-12</i>	<i>Comportement du béton en compression uniaxiale</i>	<i>30</i>
<i>II-13</i>	<i>Comportement du béton en traction uniaxiale</i>	<i>31</i>
<i>II-14</i>	<i>Comportement du béton sous contraintes biaxiales</i>	<i>31</i>
<i>II-15</i>	<i>Différents types de courbes de ramollissement de tension, a) linéaire, b) bilinéaire, c) exponentiel</i>	<i>33</i>
<i>II-16</i>	<i>Rapporter la surface du béton pour des conditions d'effort plat</i>	<i>35</i>
<i>III-1</i>	<i>Carte de bassin versant d'Oued El k'sob</i>	<i>38</i>

Listes des symboles et abréviations

<i>III-2</i>	<i>Plan d'implantation du barrage El K'sob</i>	<i>39</i>
<i>III-3</i>	<i>Photo de Vue du barrage</i>	<i>39</i>
<i>III-4</i>	<i>Carte géologique du bassin de K'sob</i>	<i>42</i>
<i>III-5</i>	<i>Photo des contreforts du barrage EL K'sob</i>	<i>42</i>
<i>III-6</i>	<i>Photo des voûtes en face amont du barrage K'sob</i>	<i>44</i>
<i>III-7</i>	<i>Représentation schématique de la rupture sismique d'une faille</i>	<i>46</i>
<i>III-8</i>	<i>barrage Francisco après le séisme- la France</i>	<i>47</i>
<i>III-9</i>	<i>Barrage de Sefid Rud (Iran) – Fissures en tête des contreforts</i>	<i>48</i>
<i>III-10</i>	<i>Zone sismique du territoire national</i>	<i>50</i>
<i>IV-1</i>	<i>Présentation du profil d'étude</i>	<i>53</i>
<i>IV-2</i>	<i>Présentation des différentes forces appliquées sur le profile pour l'étude statique</i>	<i>54</i>
<i>IV-3</i>	<i>Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas statique</i>	<i>58</i>
<i>IV-4</i>	<i>Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_d), cas statique</i>	<i>62</i>
<i>IV-5</i>	<i>Présentation des différentes forces appliquées sur le profile pour cas dynamique</i>	<i>63</i>
<i>IV-6</i>	<i>Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas dynamique</i>	<i>69</i>
<i>IV-7</i>	<i>Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_d), cas dynamique</i>	<i>73</i>
<i>IV-8</i>	<i>Variation du coefficient de sécurité en fonction (α_n), cas dynamique</i>	<i>77</i>
<i>IV-9</i>	<i>Présentation du profil d'étude renforcé par les câbles précontraints</i>	<i>79</i>
<i>IV-10</i>	<i>Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas dynamique renforcé</i>	<i>84</i>
<i>IV-11</i>	<i>Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_d), cas dynamique renforcé</i>	<i>86</i>
<i>IV-12</i>	<i>Variation du coefficient de sécurité en fonction (α_n), cas dynamique renforcé</i>	<i>89</i>
<i>IV-13</i>	<i>surface de contact barrage fondation</i>	<i>91</i>

Listes des symboles et abréviations

Liste Des Tableaux

<i>N° DE Tableaux</i>	<i>TITRE</i>	<i>N° DE PAGE</i>
<i>II-1</i>	<i>Normes de F_s vis-à-vis au glissement et au renversement</i>	<i>23</i>
<i>II-2</i>	<i>Les valeurs calculées de coefficient de sécurité au glissement et au renversement</i>	<i>24</i>
<i>II-3</i>	<i>Représente les conditions de charge (cas plus mauvais et cas dynamique)</i>	<i>28</i>
<i>III-1</i>	<i>Principales caractéristiques du barrage El K'sob</i>	<i>40</i>
<i>III-2</i>	<i>Effet sismique sur quelques barrages en béton ou maçonnerie à travers le monde</i>	<i>48</i>
<i>IV-1</i>	<i>Paramètres des matériaux nécessaires pour faire les calculs de stabilité</i>	<i>53</i>
<i>IV-2</i>	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau normal ($H=20$)</i>	<i>54</i>
<i>IV-3</i>	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)</i>	<i>55</i>
<i>IV-4</i>	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$)</i>	<i>56</i>
<i>IV-5</i>	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$)</i>	<i>57</i>
<i>IV-6</i>	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.3$)</i>	<i>57</i>
<i>IV-7</i>	<i>Résumé les résultats, cas statique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w)</i>	<i>58</i>
<i>IV-8</i>	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_a = 0.5$)</i>	<i>59</i>
<i>IV-9</i>	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_a = 0.6$)</i>	<i>59</i>
<i>IV-10</i>	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_a = 0.7$)</i>	<i>60</i>
<i>IV-11</i>	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_a = 0.8$)</i>	<i>61</i>
<i>IV-12</i>	<i>Résumé les résultats, cas statique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_d)</i>	<i>61</i>

Listes des symboles et abréviations

IV-13	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, vidange rapide</i>	62
IV-14	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal (H=20) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)</i>	64
IV-15	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)</i>	65
IV-16	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$)</i>	66
IV-17	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$)</i>	67
IV-18	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.3$)</i>	68
IV-19	<i>Résume les résultats, cas dynamique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w)</i>	68
IV-20	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.5$)</i>	69
IV-21	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.6$)</i>	70
IV-22	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.7$)</i>	71
IV-23	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.8$)</i>	72
IV-24	<i>Résume les résultats, cas dynamique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_d)</i>	72
IV-25	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal (H = 21.5) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0, 1$)</i>	73
IV-26	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal (H = 21.5) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0, 15$)</i>	74
IV-27	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal (H = 21.5) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0, 2$)</i>	75
IV-28	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal (H = 21.5) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0, 3$)</i>	76
IV-29	<i>Résume les résultats, cas dynamique, niveau maximal, différentes valeurs de (α_h)</i>	76
IV-30	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, vidange rapide et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)</i>	77

Listes des symboles et abréviations

IV-31	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau normal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)</i>	79
IV-32	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)</i>	80
IV-33	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$)</i>	81
IV-34	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$)</i>	82
IV-35	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.3$)</i>	83
IV-36	<i>Résume les résultats, cas dynamique renforcé, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w)</i>	83
IV-37	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.5$)</i>	84
IV-38	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.6$).</i>	85
IV-39	<i>Résume les résultats, cas dynamique renforcé, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_d)</i>	86
IV-40	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal ($H = 21.5$) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0, 1$)</i>	87
IV-41	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal ($H = 21.5$) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0, 15$)</i>	88
IV-42	<i>Résume les résultats, cas dynamique renforcé, niveau maximal, différentes valeurs de (α_h).</i>	88
IV-43	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcée, vidange rapide et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)</i>	89
IV-44	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal</i>	92
IV-45	<i>Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal</i>	93
IV-46	<i>résultat du deux cas (statique et dynamique).</i>	94

Listes des symboles et abréviations

Listes de notations :

γ_b : Poids volumique du béton

P_0 : Force due au poids propre du barrage

S : surface de du profil

$\gamma'_{séd}$: Poids volumique déjaugé

$\varphi_{séd}$: Angle de frottement interne

$h_{séd}$: Hauteur des sédiments consolidés

γ_w : Poids volumique de l'eau

$h_w = z_1$: Hauteur de l'eau

V : Volume d'eau

α_h : Coefficient d'accélération sismique horizontal

h_w : Hauteur du barrage

C : est le coefficient lié à la pente de la face amont du barrage

α_v : Coefficient d'accélération sismique vertical

b : largeur du barrage

$\sum F_h$: Forces horizontales

$\sum F_v$: Forces verticales

$\sum M/O_{rés}$: Moments résistant

$\sum M/O_{motr}$: Moments motrices

σ_n : La contraint verticale

Y : ordonnée de la position du pied par rapport au pied amont du barrage

$\sum M$: La somme des moments appliqués sur l'ouvrage par rapport au centre de gravité de la base b

I : le moment d'inertie

PHE : Plus hautes eaux.

NNR : Retenue normale

ρ_e : Masse volumique de l'eau

ρ_s : Masse volumique des sédiments.

C_1 : Coefficient de la poussée des sédiments

P_0 : Force due au poids propre du barrage

F_{sp} : Force due aux sous pressions

F_w : Force de la charge d'eau en amont

Listes des symboles et abréviations

- $F_{séd}$: Force de la charge des sédiments
 F'_w : Force de la charge d'eau en aval
 d_0 : Bras de levier de P_0 par rapport au pied aval
 d_1 : Bras de levier de F_w par rapport au pied aval
 d_2 : Bras de levier de $F_{séd}$ par rapport au pied aval
 d_3 : Bras de levier de F'_w par rapport au pied aval
 d' : Bras de levier de F_{sp} par rapport au pied aval
 X_1 : Moment de F_w par rapport au pied aval
 X_2 : Moment de $F_{séd}$ par rapport au pied aval
 X_3 : Moment de P_0 par rapport au pied aval
 X_4 : Moment de F_{sp} par rapport au pied aval
 B : Largeur de la base du barrage
 λ : Coefficient des sous pressions (rabattement)
 γ_w : Poids volumique de l'eau
 γ_b : Densité du corps du barrage
 φ : Angle de frottement interne des fondations.
 $\varphi_{sédiment}$: Angle de frottement interne de sédiment
 $\varphi_{sédiment}$: Poids volumique déjaugé de sédiment
 f : Coefficient de frottement
 $\sum F_h$: Somme de forces horizontales
 $\sum F_v$: Somme de forces verticales
KS (glissement) : Coefficient de sécurité au glissement.
KS (renversement) : Coefficient de sécurité au renversement
 $\sum M/O_{rés}$: Moments résistant
 $\sum M/O_{motr}$: Moments motrices
 F : Surface de la base du barrage
 V : volume de l'eau.
 γ_d : poids volumique déjaugé de sédiment vivant
 γ_d' : poids volumique déjaugé de sédiment mort
 h_s : hauteur de sédiment
 V_1 : volume de sédiment vivant verticale
 V_2 : volume de sédiment mort verticale
 V' : volume de béton de deux voûtes

Listes des symboles et abréviations

V": volume de béton équivalent (contre fort + bloc massif)

Introduction générale

Introduction générale :

Les barrages rigide constituent dans certains cas une solution incontournable pour la définition du profil type et ce en vue des conditions géologiques, topographiques et hydrologiques du site. Le volume du béton sous l'angle coût et délais ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur substitution par d'autres conceptions.

Toutefois le grand avantage qu'offre ce type de barrage et sans aucun doute l'intégration des évacuateurs de crues au niveau du corps du barrage et le gain économique sur cet important ouvrage annexe, notamment pour le bassin versants à crue de projet élevée.

Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au niveau du parement amont et limitation des contraintes de compression au pied aval) et sur l'excentricité et l'inclinaison de la résultante des sollicitations.

La stabilité de ce type d'ouvrage est souvent vérifiée pour le cas du glissement au niveau du plan de contact du barrage et/ou ancrage avec ses fondations ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci d'assurer une stabilité au barrage ne doit en aucun cas être orienté, d'une manière systématique, vers l'action du profil transversal plus volumineux.

La recherche des critères de stabilité exigés peut donc être réorientée vers autres aspects visant :

- * La mobilisation de forces supplémentaires stabilisatrices : inclinaison du parement amont, projection de pré-radier amont, ...etc.
- * L'atténuation de forces déstabilisatrices, notamment les sollicitations dues aux sous pressions : traitement des fondations par l'injection et le drainage.

De multiples combinaisons de variantes ont été également étudiées pour mettre en évidence le poids de chaque paramètre.

La modélisation a été construite en fonction de l'influence de :

- *La poussée hydrostatique dans le réservoir,
- * Les sous pressions,
- *La poussée des sédiments (à long terme).

En considérant tous ces cas d'études, une analyse paramétrée s'articulant sur la stabilité du barrage au glissement et au renversement a été ensuite engagée avec l'élaboration d'une balance comparative sur les coefficients de sécurité évalués.

La stabilité interne a été abordée, par l'utilisation de l'outil de modélisation numérique.

Le choix est porté sur le code de calcul ANSYS en mode structural pour l'analyse des contraintes.

Pour aboutir à ce but on a adopté la méthodologie suivante :

Le premier chapitre donne des notions générales sur les barrages à contreforts.

Le second chapitre présente l'analyse de la stabilité interne des barrages rigides.

Le troisième chapitre décrit la localisation et les caractéristiques du barrage El K'sob.

Introduction générale

Le chapitre quatre de l'étude de cas, qui représente la partie la plus importante du travail, alors que nous travaillons sur l'analyse de la stabilité du barrage de deux manières : la résistance numérique et la résistance des matériaux à des éléments spécifiques.

Chapitre I :
Généralités sur les
barrages à contreforts

Chapitre I : Généralités sur les barrages à contreforts

I-1- Introduction :

Un barrage est un ouvrage d'Art placé en travers d'un cours d'eau, destiné à retenir et stocker de l'eau ou à la dériver [2].

Les techniques de la fin du XIX e et du début du XX e siècle ne permettaient pas l'édification de retenues de grande capacité. Les premiers barrages ont surtout une fonction de dérivation d'une partie de l'eau (écrémage) vers une conduite forcée ou un canal d'irrigation [2].

L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX e siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique [2].

La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (largeur de la vallée), commande le type de barrage utilisé [2].

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable : à chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant que sur le plan technique qu'économique. [2]

De plus, certains sont formés par la juxtaposition de plusieurs structures différentes justifiées par des caractéristiques de sol de fondation particulières et aussi par des choix économiques [2].

Les barrages peuvent être classés en deux groupes :

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie,
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre,

Les premiers font l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité notamment [4].

Les seconds, et surtout les barrages en terre, sont un des principaux champs d'application de la mécanique des sols [4].

I-2- Généralités :

Un barrage est un ouvrage d'art érigé au-dessus d'une vallée ou d'une dépression dans le but de retenir l'eau. Les barrages sont parmi les plus anciennes installations d'eau connues de l'humanité. Ils sont généralement classés en fonction de leurs formes, des matériaux utilisés dans leur création et des objectifs pour lesquels ils ont été construits. Les types courants de barrages sont ceux qui proviennent d'un seul type de matériau ou avec un remblai de terre et des roches avec une forme en terre, ou avec une façade en béton, et des remblais en béton ou en béton qui en dépendent.

Utilisé dans la barrages, divers types de matériaux de construction de base, en particulier la saleté, le béton, la pierre et d'autres matériaux tels que la brique, le bois, le métal, l'asphalte, le plastique, le caoutchouc et d'autres matériaux exotique sont utilisés à petite échelle, et la sélection basée sur le matériaux qui est construit dont le barrage est principalement basé sur les termes économiques des considérations qui la barrage peut être construit à partir de presque tous les matériaux.

Les barrages peuvent également être classés comme des barrages de stockage pour l'approvisionnement en eau, l'irrigation, la production d'électricité, la navigation et à d'autres fins, suivis des barrages de protection contre les inondations, des barrages souterrains de recharge et des barrages pour la protection contre les inondations et les barrages. Un barrage peut remplir plusieurs de ces objectifs.

La topographie, la géologie, le climat et les facteurs de base pour favoriser les meilleurs avantages des types des barrages représentent le site le mieux adapté pour la construction du barrage est le site étroit dans la vallée, dans lequel la géologie est appropriée comme base pour le barrage et la zone devant le barrage est capable de stocker de grandes quantités d'eau.

I-2-1-les forces affectant les barrages :

Il existe plusieurs forces entrent en jeu dans l'équilibre et la stabilité du barrage. Ces forces doivent être prises en compte lors de la conception d'un barrage, les plus importantes étant :

- 1- Peser le barrage
- 2- Pression d'eau
- 3- Force de levage de l'eau
- 4- Force des vagues
- 5- Force sismique

Danger de tremblement de terre lorsque les forces influencent le barrage :

- 1- Le niveau d'eau devant le barrage est le plus élevé possible et un séisme se produit vers le barrage.

2- Que le bassin du barrage soit exempt d'eau et qu'un séisme se produit vers de bassin.

Dangers qui ne doivent pas être vérifiés avant la conception du barrage

1- Le risque de glissement du barrage

3- Le risque d'un coup d'état

4- Le danger d'augmenter la pression du barrage sur la zone où il se trouve

I-2-2-type des barrages :

Les barrages sont divisés en différents types selon la forme et les matériaux utilisés dans la construction, et selon l'influence des forces comme suit :

1-barrages structurels :

Ce sont des barrages que les matériaux de construction sont utilisés pour construire et sont divisés en trois types :

- Barrage-poids
- Barrages voûtés
- Barrages contreforts

2-barrages en terre :

Le matériau de ce barrage est le sol

3-barrages rocheux :

Le matériau provenant de ce barrage est de la roche brisée

I-3-barrage à contreforts :

Il est constitué (figure 1.2) :

D'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts) ;

D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau.

Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité [16-17].

Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, nous envisageons de construire des barrages à contreforts, qui sont également beaucoup moins sensibles au soulèvement que le barrage-gravité, mais plus fragiles (figure 1.1) [4].

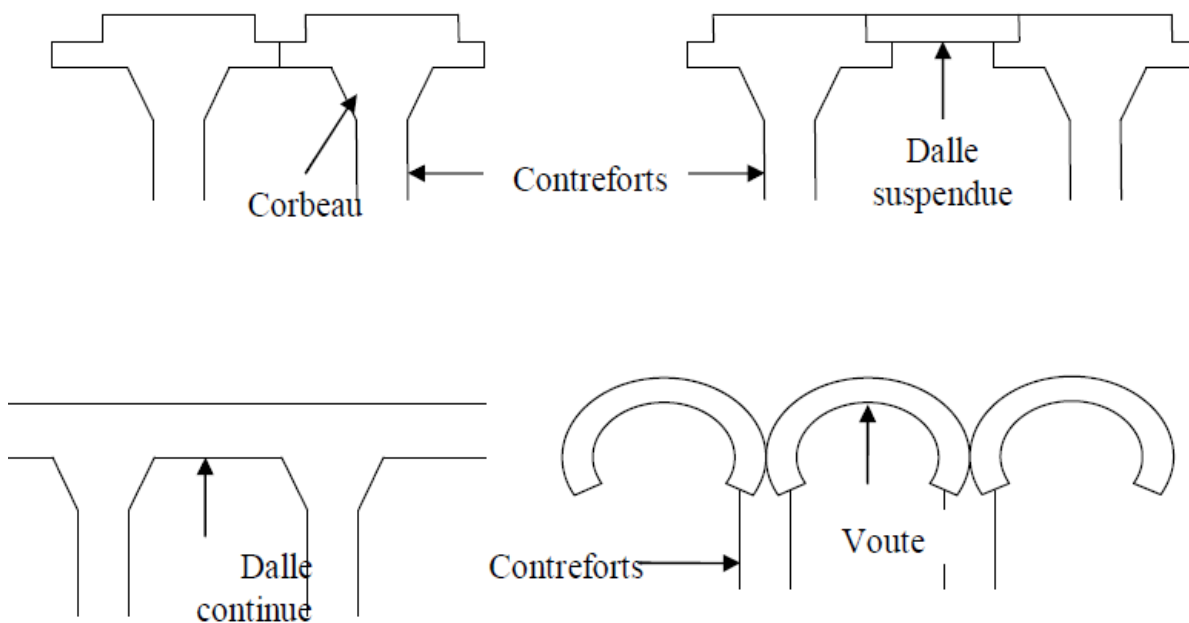


Figure I.1 : Différents types de barrages à contreforts

Dans ce type de structure, l'étanchéité est assurée par le voile en béton armé qui est situé en amont et la stabilité vis-à-vis de la poussée d'eau est supportée par les contreforts [4].

Il faut noter que la stabilité est améliorée en donnant un fruit de 0,5 à 1/1 au voile, car la poussée de l'eau comporte alors une composante verticale dirigée vers le bas [4].

Le voile peut être conçu de plusieurs façons (figure 1-1) [4] :

- Solidaire des contreforts avec parement amont plan. Les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes ;

- Constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts. Le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités ;
- Solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique. Cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort ;
- Constitue d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur s'appuyant sur les contreforts.

Le principal avantage de construire un barrage à contreforts est la quantité inférieure de béton nécessaire comparé à un barrage de gravité, comme barrage à contreforts exige moins de 50% de nécessaire concret pour le barrage de gravité de la même taille. L'outrage de l'épargne en béton, un barrage de contrefort n'est pas nécessairement moins cher qu'un barrage de gravité dû à la quantité et aux matériaux accrus de travail concernant le coffrage et renfort. [9]

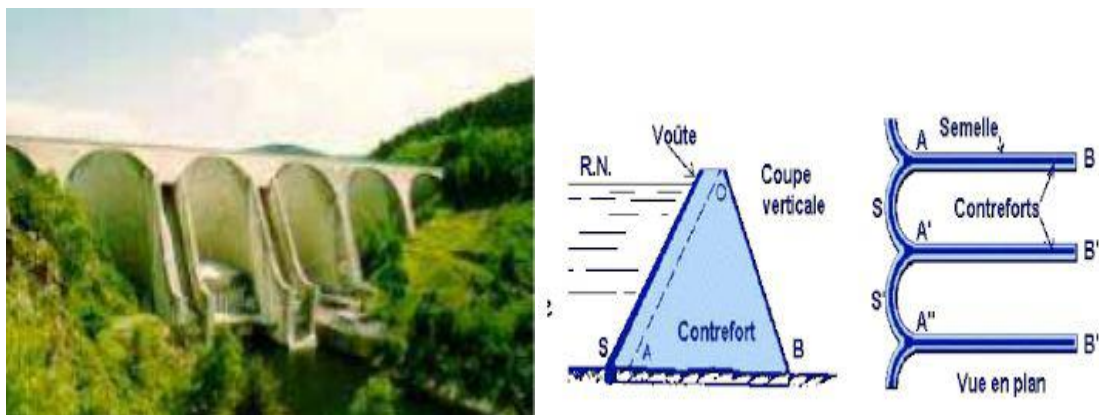


Figure I.2 : Barrage à contre fort (Grandval)

Ce sont des barrage-poids évidés pour économiser du béton. Ils sont formés de recouvrement imperméable soutenu par des contreforts. Bien qu'il existe plusieurs types de contreforts, les plus importants sont les murs plats et les voûtes multiples. Dans les premiers, le recouvrement supportant l'eau est une plaque plane et continue en béton armé, s'étalant le long des contreforts (Plots séparés dont la section horizontale à la forme d'une poutre en I ou en T) (Figure I-1).

Les barrages à contreforts nécessitent en général moins que la moitié du volume de béton requis par les barrage-poids, ils ne sont pas nécessairement moins coûteux à cause de l'importance

des travaux de coffrage et des importantes quantités d'aciers d'armatures requises. La face amont du barrage à contreforts est en général inclinée de près de 45°.

Le poids de l'eau sur cette face est nécessaire pour augmenter la stabilité de l'ouvrage au glissement et au renversement. Les forces agissantes sur un barrage à contreforts sont les mêmes que celles agissant sur un barrage-poids. Cependant, l'action verticale de l'eau est beaucoup plus importante sur un barrage à contreforts, et les forces de soulèvement y sont plus faibles. Les modes de rupture sont eux aussi les mêmes, mais la conception des structures est beaucoup plus difficile. [11]

I-3-1- Types des barrages contreforts :

1-Barrage plat de galette :

Un barrage de contrefort en lequel le visage ascendant est une galette plate relativement mince faite en béton armé. Typiquement, les galettes sont simplement soutenues et ne sont pas intégrales avec les contreforts faisant une structure relativement flexible. En conséquence, les mouvements ordinaires de base ont peu d'effet sur les distributions d'effort.

Un matériel et un water-stop compressibles sont normalement fournis entre la galette et le Corbeau des contreforts pour permettre le mouvement pourtant pour demeurer imperméables à l'eau. La galette est continue dans quelques conceptions, rendant la structure plus rigide. (Figure 1.3)[3]



Figure I.3 : Barrage plat de galette

2- Barrage de Voûtes multiples :

Un barrage de contrefort en lequel le visage ascendant est une série de voûtes enjambant entre les contreforts. Les voûtes sont généralement semi-circulaires avec des angles centraux entre 100 à 180 degrés, bien que des voûtes non circulaires aient été employées. Les voûtes peuvent être non

renforcé ou renforcé. Les voûtes peuvent être intégrales avec les contreforts, rendant la structure rigide et susceptible des dommages même de la petite base mouvements. Alternativement, les voûtes peuvent être structurellement indépendantes des contreforts, faisant structure quelque peu flexible. Une variation qui a été employée est un barrage multiple de contrefort de dôme, en lequel la voûte est courbée dans le plan et la section. (Figure 1.4)[3]



Figure I.4 : Barrage à multi voûtes

3-Barrage creux de Pesanteur :

Dans l'utilisation moderne, un barrage qui a l'aspect externe d'un barrage de pesanteur, mais qui a de grands terrains découverts à l'intérieur. Ce sont habituellement des barrages à contrefort dont la partie descente est recouverte d'une dalle en béton armé. Ils sont souvent utilisés pour les sections spillway de débordement des barrages à contrefort ou comme logement pour une centrale électrique. (Figure 1.5)[3]



Figure I.5 : Barrage creux de Pesanteur

I-3-2- Avantages et Inconvénients d'un barrage contrefort :**1 /Avantages :**

- Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes,
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles,
- Le volume du béton est faible.
- L'échauffement du béton est faible.
- Les risques de tassement sont moyens.

2/Inconvénients :

- Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque inexistante.
- La fouille est importante.
- Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.

I-4- Problèmes typiques dans les barrages à contreforts :

Beaucoup de barrages à contrefort ont été conçus et construits depuis 50 ans employant des méthodes de calcul et des critères qui ne tiennent pas en compte des effets sismiques et thermiques sur la stabilité interne. En conséquence, un certain nombre de ces structures a été modifié pour augmenter la stabilité insuffisante ou les efforts excessifs.

Les secteurs de détérioration les plus critiques sont :

- Les dommages dus aux effets thermiques
- Conception et insuffisance de qualité de béton,
- Insuffisance de stabilité séismique.

Les dommages thermiques sont communs dans des climats froids parce que la face amont est généralement saturée et celle en aval est exposée aux températures saisonnières. Les dommages thermiques graves peuvent compromettre la sécurité du barrage en raison de la minceur relative des visages ascendants.

Chapitre II :
Etude de stabilité

Chapitre II : Etude de stabilité

II -1- Introduction :

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage poids, il convient de garder présent de l'esprit que la grande majorité des ruptures des barrages recensées dans le monde s'est produit lors des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage, cette diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. L'évaluation de la crue de projet et du niveau d'eau devra être faite avec une grande rigueur et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie examinant les conséquences d'un dépassement significatif de la crue de projet.

La stabilité des barrages contreforts est souvent vérifiée pour le glissement au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval.

En ce qui concerne la stabilité interne, les contraintes doivent être contrôlées juste au pied amont et aval et dans les zones sensibles (zone de traction et zone de compression) et à certaine hauteur selon les normes.

II-2- Actions agissantes sur les barrages :

Un barrage doit résister à des contraintes impressionnantes qu'il est important de les connaître pour pouvoir comprendre son fonctionnement, ils peuvent intervenir non pas à sa conception et son dimensionnement, mais aussi au comportement et à la stabilité du barrage.

La figure (II.1) illustre les différentes sollicitations agissantes sur un bar.

II-2-1-Actions permanentes :

Les actions permanentes se sont les actions continues ou pratiquement continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite.

Les actions permanentes sont notées G.

Les intensités des actions permanentes sont obtenues à partir de leur valeur caractéristique. Une valeur caractéristique G_k d'une action permanente G est une estimation prudente de l'intensité de l'action.

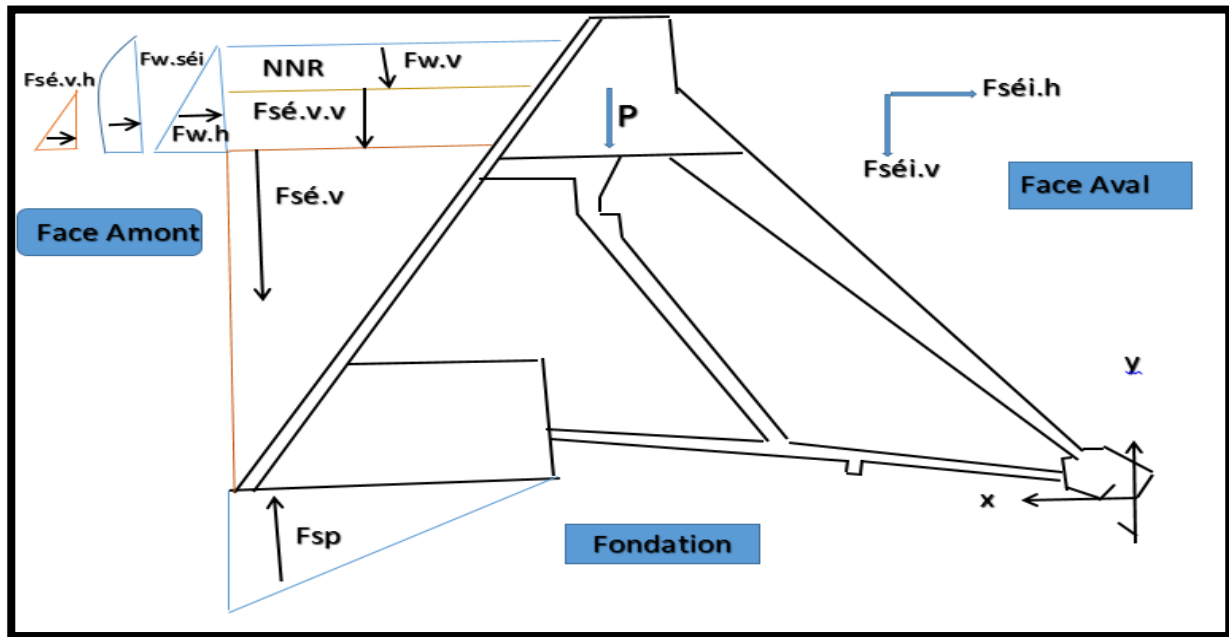


Figure II.1 : Différentes actions appliquées sur un barrage.

a. Poids propre du barrage (P_0) :

De façon générale, le calcul de l'intensité du poids des barrages en béton ne pose pas de difficulté particulière. Il est conduit à partir des dessins et des coupes du projet et en prenant en compte la surface du profil étudié (S), le poids volumique humide des matériaux du barrage (γ_b) et le poids d'équipements fixes, certaines sections particulières présentant des événements pourront faire l'objet d'une justification distincte tenant compte d'un poids propre plus faible.

P_0 : poids propre

γ_b : poids volumique humide des matériaux du barrage

S : surface du profil étudié

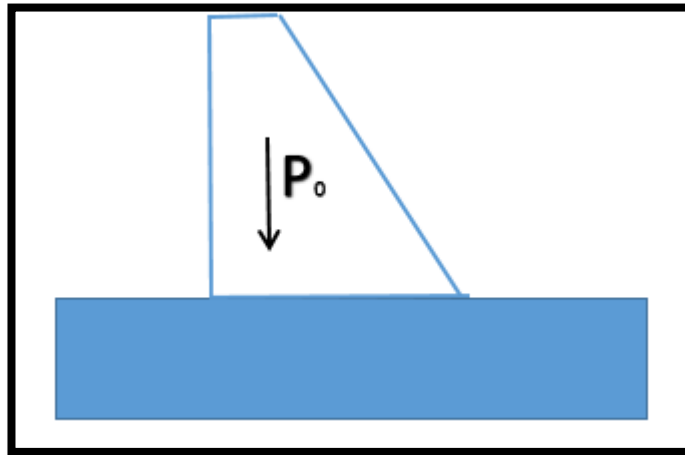


Figure II.2 : Intensité du poids propre P_0 .

On adopte, pour la valeur caractéristique du poids propre, notée p_0 , la formulation suivante :

$$P_0 = \gamma_b \cdot k \cdot s$$

b. Poussée des sédiments ($F_{séd}$) :

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau pesant et frottant, défini donc par son poids volumique déjaugé ($\gamma'_{séd}$) et son angle de frottement interne ($\phi_{séd}$), et venant interagir comme un milieu extérieur au barrage exerçant une action de poussée sur le parement amont. [10]

Au cours du temps les sédiments (l'envasement) exercent une pression latérale au niveau de parement amont pour calculer cette pression nous avons :

$$F_{séd} = 0,5 \cdot \gamma'_{séd} \cdot h_{séd}^2 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{séd}}{2}\right)$$

$h_{séd}$: Hauteur des sédiments consolidés.

$\phi_{séd}$: Angle de frottement interne des sédiments.

$\gamma'_{séd}$: Poids volumique déjaugé des sédiments.

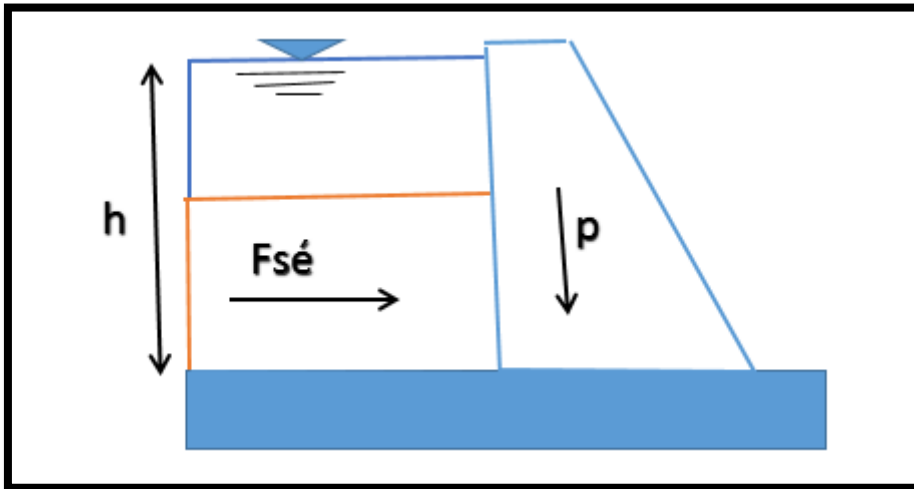


Figure II.3 : Action des sédiments sur le barrage.

II-2-2-Actions variables :

Les actions variables comprennent les actions dont l'intensité et/ou les points d'application varient fréquemment et de manière significative dans le temps. Les actions variables sont : les actions de l'eau agissant sur les barrages, l'action des sous-pressions, la poussée hydrostatique aval et l'action des glaces.

Pour le calcul des actions de l'eau, on détermine leurs valeurs représentatives directement dans les différentes situations de projet, en examinant dans chacune des situations les niveaux de remplissage de la retenue et les niveaux en aval, et les intensités des actions qui en résultent.

a. Poussée hydrostatique (F_w) :

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau qui se décompose en deux composantes :

- Composante horizontale (F_{wh}) appliquée par l'eau sur la surface immergée. On introduit l'expression de la pression suivante :

$$F_{wh} = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 \cdot b$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (KN/m³),

$h_w = Z_1$: Hauteur d'eau (m).

B : Largeur du barrage (m).

• Composante verticale (F_{wy}) :

Avec : $F_{wv} = \gamma_w \cdot v$

V : Volume d'eau qui se trouve au-dessus de la face amont du barrage (m^3). [9]

b. Action des sous-pressions (F_{sp}) :

Le principe de calcul repose sur la détermination du diagramme des sous-pressions agissant sous le corps du barrage, dans l'interface barrage - fondation. Ce diagramme fixe l'intensité de la poussée des sous-pressions, soit sur les sections horizontales dans le corps du barrage, soit dans l'interface barrage-fondation, soit le long de joints rocheux dans les fondations. [10]

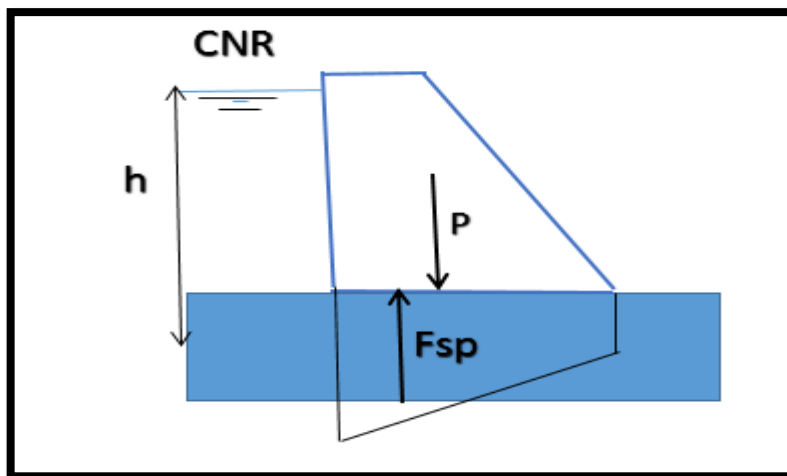


Figure II.4 : Action des sous-pressions.

II-2-3-Action accidentelle sismique suivant la méthode pseudo statique :

L'action d'un séisme est prise en compte classiquement par la méthode dite « pseudo statique », qui revient à modifier le vecteur des forces de pesanteur pour le calcul du poids propre de l'ouvrage et simultanément, la contrainte de poussée de l'eau sur la structure du barrage.

L'analyse pseudo-statique constitue une première évaluation de la stabilité d'un barrage en béton.

L'action sismique est décrite généralement par deux composantes.

Dans l'eau, la valeur ($\alpha_h \cdot g$) est l'intensité de la composante horizontale du vecteur d'accélération. La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur Z est augmentée d'une valeur ΔP dont Westerwald propose l'expression suivante :

$$\Delta P = 0,875 \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot (h_w \cdot Z)^{1/2}.$$

Avec :

α_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale.

h_w : Hauteur du barrage (m).

γ_w : Le poids volumique de l'eau en (KN/m³).

La force accidentelle horizontale appliquée en interaction eau/structure est donnée par la formule suivante :

$$F_{wsish} = 0,58 \cdot C \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2$$

C : est le coefficient lié à la pente de la face amont du barrage, voir la figure ci-dessous.

Dans ce qui suit deux figures représentent comment calculé le coefficient séismique (données approximatives).

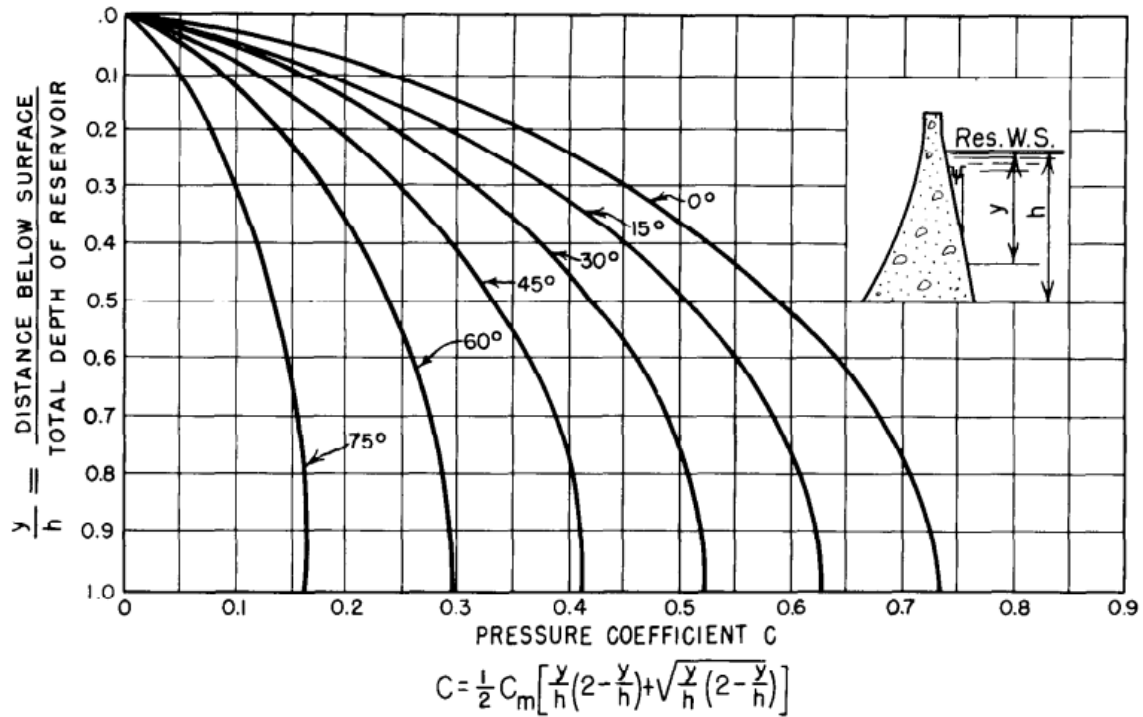


Figure II.5 : La comparaison pour la distribution expérimentale et empirique de pression courbe (coefficient pour la surface en pente).

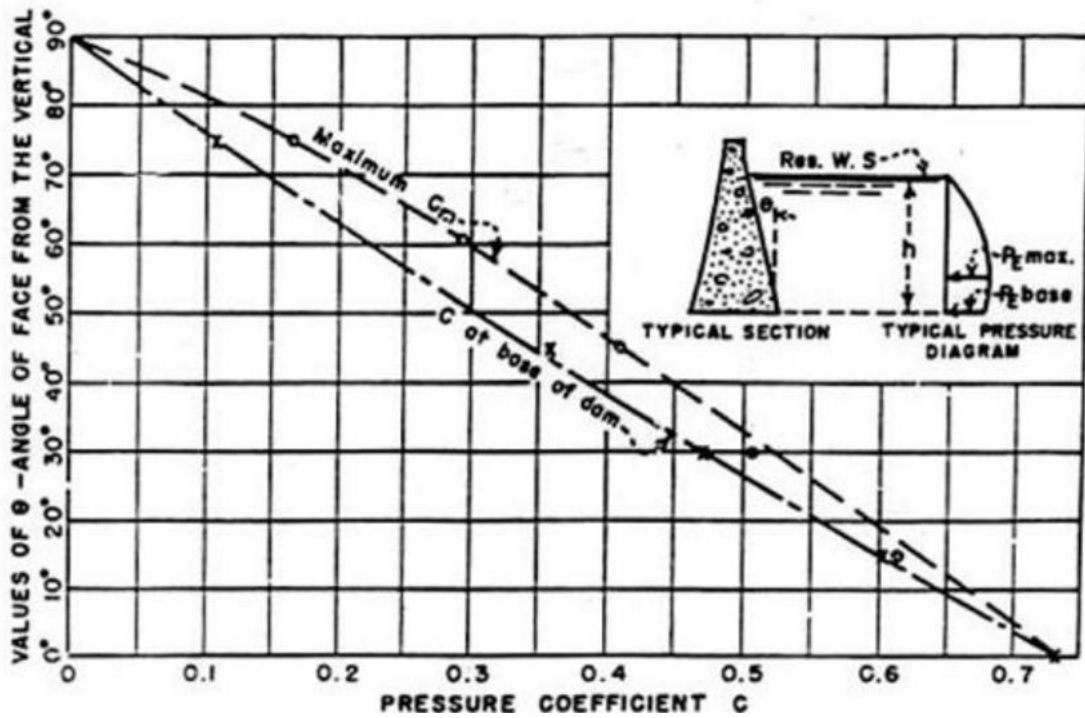


Figure II.6 : la relation entre angle dans la face amont et le coefficient C.

- Composante verticale (F_{wsisv})

$$F_{wsisv} = \alpha_v \cdot \gamma_v \cdot V$$

Dans le béton du barrage.

La composante horizontale est (F_{bsish}) :

$$F_{bsish} = \mp \alpha_h \cdot P_O \text{ suit le sens d'action défavorable}$$

α_v : Coefficient d'accélération sismique verticale

La composante verticale est (F_{bsisv}) :

$$F_{bsisv} = \mp F_v \cdot \gamma_b \cdot V_b \text{ suit le sens d'action défavorable}$$

La vérification de la stabilité d'un barrage rigide réside surtout dans la vérification de l'absence d'efforts de traction, ceux-ci pouvant se produire à l'instant précis de la secousse la plus sévère.

Elle s'applique à la position de $\frac{2}{5} h_w$ en partant du bas. [10]

II-3- Stabilité vis-à-vis au glissement et au renversement :

La stabilité des barrages rigides est normalement vérifiée par un calcul bidimensionnel, uniquement lorsque la structure est suffisamment voutée, lorsqu'elle est encastrée entre les deux rives (la longueur de la crête est comparable à la hauteur du barrage) qu'un effet tridimensionnel peut être pris en compte avec des méthodes de calcul beaucoup plus complexes en étudiant la stabilité du plot le plus élevé, ou d'une tranche de 1 m d'épaisseur de rive à rive.

Le cas échéant, la stabilité de plots moins hauts, mais allégés par le passage d'un évacuateur de crue doit être vérifiée. [10]

Les méthodes utilisées pour les petits barrages consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus.

On analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

II-3-1- Première Hypothèse : Corps rigide parfaitement :

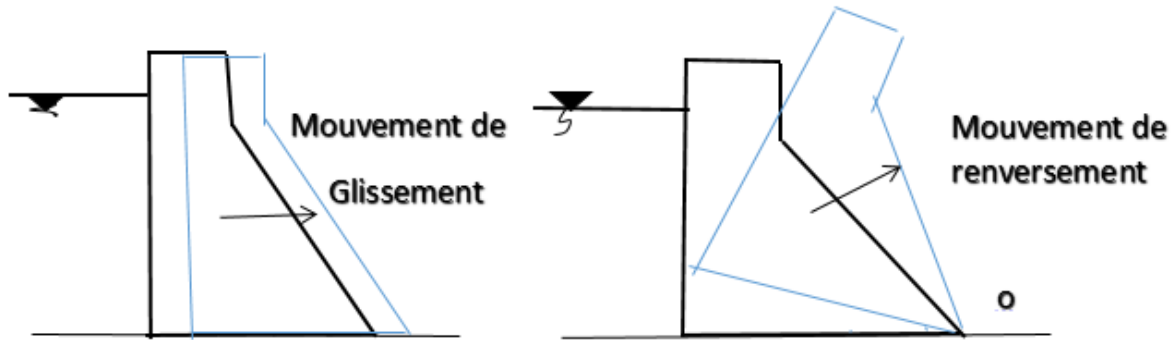


Figure II.7 : Phénomènes de glissement et renversement d'un barrage rigide.

II-3-1-1- Stabilité au glissement :

Sous l'effet de la poussée de l'eau, le barrage tend à glisser sur sa base. (C'est le poids de l'ouvrage et son ancrage qui empêchent le glissement par la création de frottement sur le plan de contact barrage-fondation.

Vérifier la stabilité au glissement équivaut à comparer les efforts tangentiels T avec la résistance au frottement ($F_{s(\text{glissement})}$) du sol de la fondation.

La stabilité au glissement du barrage (plot ou entier) est assurée si :

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{c \cdot b + \tan(\phi) \cdot \sum F_v}{\sum F_h}$$

ϕ : Angle interne de frottement le plus faible entre béton/béton ou entre béton/rocher (fondation).

F_h : Forces horizontales.

F_v : Forces verticales.

B : Surface de contact entre le barrage et sa fondation.

C : Coefficient de la cohésion.

Avec : $\Sigma F_h = F_{wh1} + F_{sd} - F_{wh2}$: Force hydrostatique amont

$\Sigma F_v = P_0 + F_{WV} - F_{SP} - F_{wh2}$: Force hydrostatique aval

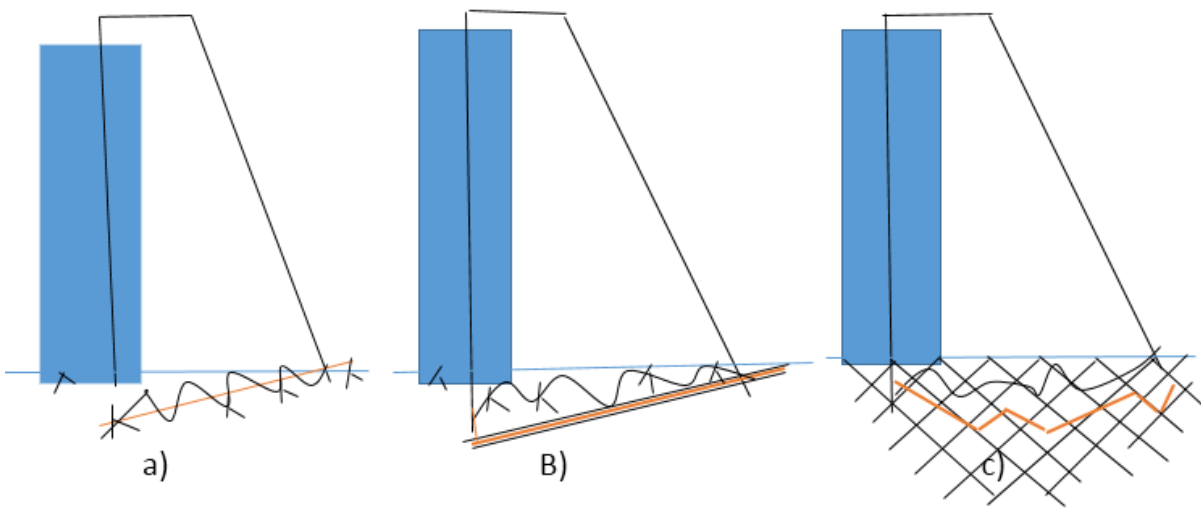


Figure II.8 : Différents plans de glissement possible.

II-3-1-2- Stabilité au renversement :

On ne s'intéressera ici qu'aux règles de dimensionnement qui garantissent la stabilité au renversement. Il conviendra donc de s'assurer également que l'ouvrage n'est pas susceptible de s'enfoncer ni de glisser. [12]

En ce qui concerne la stabilité au renversement d'un barrage revient donc à comparer le moment stabilisateur ($\Sigma M / o_{rés}$) et le moment de renversement ($\Sigma M / o_{rés}$).

Le coefficient de sécurité au renversement devient :

$$F_S = \frac{\Sigma M / o_{rés}}{\Sigma M / o_{motr}} > 1,5 \rightarrow \text{(étude normale)}$$

Le tableau suivant indique les normes du coefficient de sécurité de stabilité.

Cas d'étude	Norme F_s
Etude normale	1.5
Etude exceptionnelle	1.35
Etude accidentelle	1.10

Tableau II.1 : Normes de F_s vis-à-vis au glissement et au renversement.

- **Les combinaisons possibles à étudier :**

Pour l'étude statique :

- 1) Cas de fonctionnement du barrage avec hauteur d'eau maximale,
- 2) Cas de fonctionnement du barrage avec hauteur d'eau normale
- 3) Cas de fonctionnement en état de vidange rapide

Pour l'étude dynamique (pseudo-statique) :

- 4) Cas de présence des séismes.

	Combinaisons	F _s au glissement	F _s au renversement
Etude statique	Fonction avec hauteur d'eau max.	1.66 > 1.5	1.43 < 1.5
	Fonction avec hauteur d'eau normale.	2.02 > 1.5	1.53 > 1.5
	Cas de vidange rapide	3.93 > 1.5	1.83 > 1.5
Etude dynamique	Présence d'un séisme	1 < 1.10	1.07 < 1.10

Tableau II.2 : Les valeurs calculées de coefficient de sécurité au glissement et au renversement.

II-3-2- Stabilité interne :

Hypothèse : En réalité, le corps du barrage n'est pas parfaitement rigide. La présence de la flexibilité limite cette rigidité.

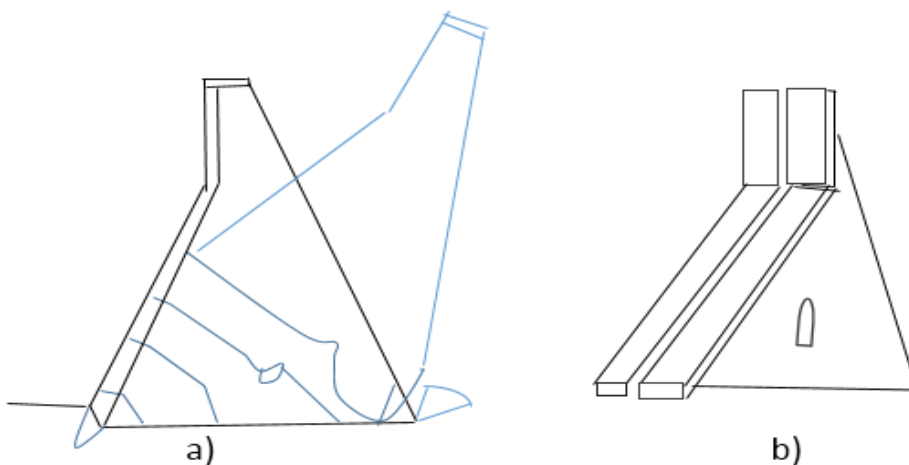


Figure II.9: Illustration de différents modes de défaillance pour un barrage en béton à contreforts stabilité interne, a) échec partiel de renversement dû aux fissures au pied du barrage, b) infraction dans le front-plaque

II-4-Vérification de la stabilité interne :

II-4-1- Méthode de résistance des matériaux (RDM) :

Elle consiste essentiellement d'assurer la stabilité de la partie de l'ouvrage située au-dessus d'un plan horizontal le coupant à la profondeur Z , par vérification de la condition de Maurice Levy : la contrainte verticale (σ_n) doit toujours rester supérieure à la pression de l'eau au même niveau, soit :

$$\sigma_n > \gamma_w \cdot Z$$

En fait, cette exigence n'est de rigueur que si le béton est de qualité mauvaise. Pour la qualité que l'on est en droit d'attendre des bétons actuels, la condition de Maurice Levy peut n'être satisfaite qu'à 75%.

Ce critère est donc celui que l'on retiendra le plus couramment :

$$\sigma_n > 0,75 \cdot \gamma_w \cdot Z$$

II-4-1-1-Vérification des contraintes : [8]

La contrainte est donnée par l'expression : [3]

$$\sigma_n = \frac{\sum F_v}{b} \mp \frac{\sum M}{I}$$

Avec : F_v : la somme des forces verticales,

M : la somme des moments appliqués sur l'ouvrage par rapport au centre de gravité de la base b , b : la surface de la section centrale,

I : le moment d'inertie ($I = 1ml \times l^3/12$),

Z : ordonnée de la position du pied par rapport au pied amont du barrage (en général égal à la moitié de la base du barrage).

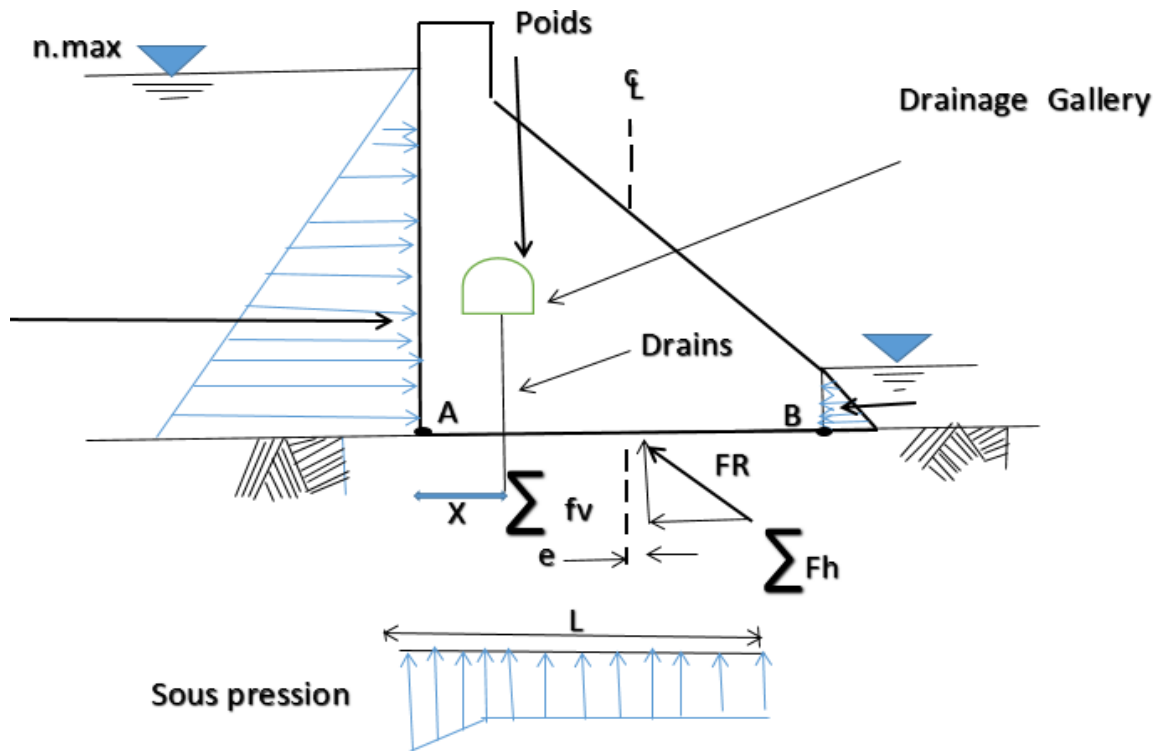


Figure II.10 : Résultantes des forces agissant sur le diagramme libre de corps d'une section de barrage en béton.

Sachant que :

Poids : poids de barrage

$\sum F_v$: La somme des forces verticales (efficaces)

$\sum F_h$: La somme des forces horizontales

F_R : Résultante des forces.

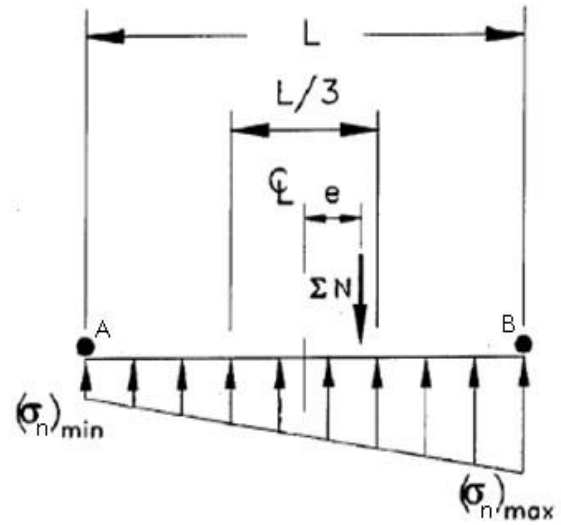
$$e = \frac{\sum \text{la sommes des moments au centre ligne de base}}{\sum F_v}$$

II-4-1-2-Conditions des stabilités :

$$(\sigma_n)_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

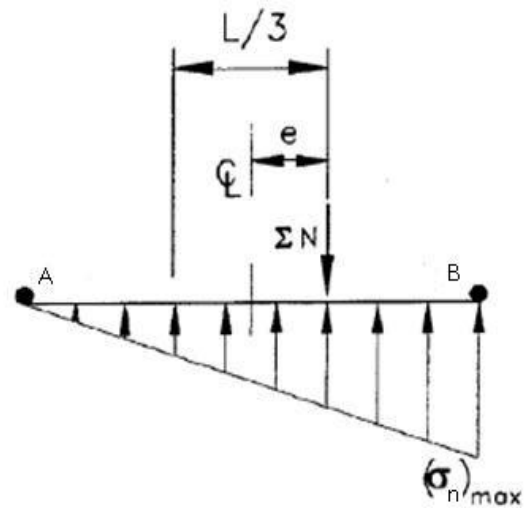
$$(\sigma_n)_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

100% la base soumise à la compression



100% la base soumis à la compression résultant 1/3

point ($e = \frac{L}{6}$)



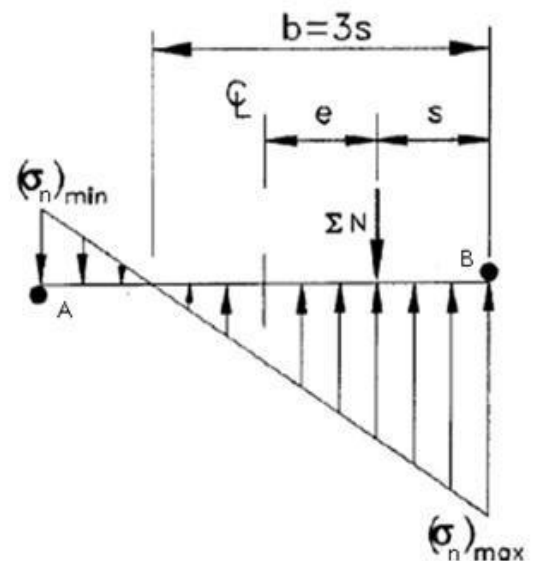
σ_n : Pression à la base (effective contrainte)

L : longueur de la base du barrage

e : excentricité de la résultante

R : résultant à la base

N : composant normal



Cas	Description
Le plus mauvais cas statique	Combinaison : niveau de la retenue maximal.
Cas dynamique maximum	Combinaison : accidentel (présence d'un séisme)

Tableau II. 3 : Représente les conditions de charge (cas plus mauvais et cas dynamique).

II-5-Comportement du béton (Non-linéarité) :

Le béton est considéré comme comportement linéaire élastique, une fois soumis à de bas efforts de compression, comme représenter la phase I sur la figure (II.8). Les microfissures n'existent pas pendant cette étape. Ainsi, la courbe de contrainte-tension est approximativement linéaire. La phase II est atteinte après approximativement 30% de la résistance à la compression. La rigidité du béton commence à diminuer dans la balance macroscopique dans la phase II. Le comportement non linéaire dans cette étape a des effets mineurs sur le rapport de contrainte de tension.

Dans la phase III, le chargement accru aura comme conséquence la formation des fissures évidentes. Les contraintes résiduelles réduiront également en raison de l'échec matériel.

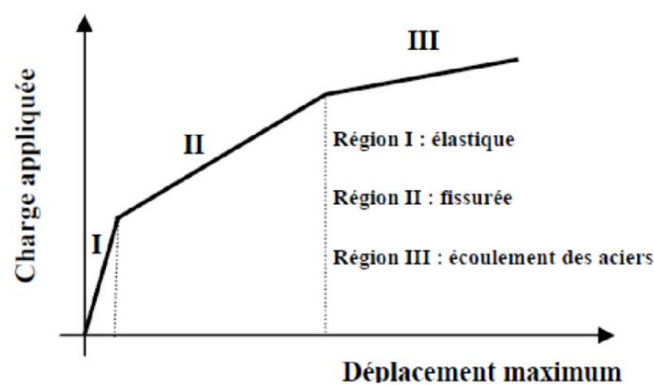


Figure II.11 : Réponse (charge-déplacement maximum) des éléments en béton armé.

La réponse non linéaire est généralement provoquée par deux effets principaux, à savoir, la fissuration du béton en traction et écoulement plastique des barres de renforcement ou écrasement du béton en compression. Cette dernière est non seulement non linéaire, mais elle est différente en traction qu'en compression. En plus, les propriétés mécaniques sont dépendantes de l'âge du béton au chargement et aux conditions d'environnement, telles que la température ambiante et l'humidité. Les propriétés matérielles du béton et de l'acier sont également dépendantes du taux de contrainte jusqu'à un degré différent.

II-6- Comportement mécanique du béton :

Le béton est un matériau qui a la particularité d'être hétérogène à plusieurs échelles, ainsi il est constitué de gravillons et de grains de sable noyés dans une pâte de ciment. Le béton est caractérisé par sa faible résistance en traction d'où la nécessité d'armatures afin de réduire les risques de fissuration.

A cette hétérogénéité de composition vient s'ajouter une hétérogénéité dite structurelle. Elle consiste en l'existence de défauts initiaux (microfissures) au sein de la microstructure. La plupart de ces défauts se situent à l'interface entre les granulats et la pâte de ciment, cette interface constituant le lien le plus faible du matériau. Des microfissures peuvent également être générées dans le ciment par différents facteurs tels que le retrait hydraulique (diminution du volume apparent de la matière) engendré par une évaporation d'eau, le retrait thermique engendré par une variation de température ou une consolidation incomplète du ciment entraînant la formation des microcavités.

Lorsque la structure est soumise à une sollicitation, des microfissures supplémentaires peuvent se former à la suite des concentrations de contraintes de tension isolées dues à des déformations incompatibles entre les granulats et le ciment. Lorsque ce chargement augmente, les microfissures se développent et se connectent éventuellement entre elles pour former une microfissure entraînant la rupture du matériau.

Le béton présente donc un comportement mécanique très complexe englobant un comportement fortement linéaire sous un état de contraintes multiaxiales, une fissuration progressive induite par des contraintes ou des déformations de tension conjuguée à un adoucissement en déformation et un comportement dépendant du temps tel que le fluage et le retrait.

II-6-1-Comportement du béton en compression uniaxiale : [14]

La courbe caractéristique reliant les contraintes aux déformations obtenues lors d'un essai de compression uniaxiale d'un cylindre en béton est présentée sur la Figure II.12. Elle présente un comportement quasiment linéaire élastique jusqu'à environ 40% de sa résistance limite en compression f_c et devient ensuite non linéaire. Après le pic, la partie croissante de la courbe est indépendante de l'élançement du cylindre (le rapport du diamètre sur la hauteur), et la partie décroissante de la courbe caractérise le régime d'adoucissement du béton jusqu'à ce que la ruine en effondrement se présente, dans cette partie l'augmentation de la ductilité est observée expérimentalement avec une augmentation de l'élançement.

Le comportement du béton en compression uniaxiale peut être alors divisé en deux zones :

- * la partie ascendante de la courbe contraintes-déformations décrit le comportement du béton non fissuré (présence uniquement de microfissures non visibles à l'œil nu).
- * La partie descendante de la courbe décrit le comportement du béton fissuré (les fissures sont visibles à l'œil nu).

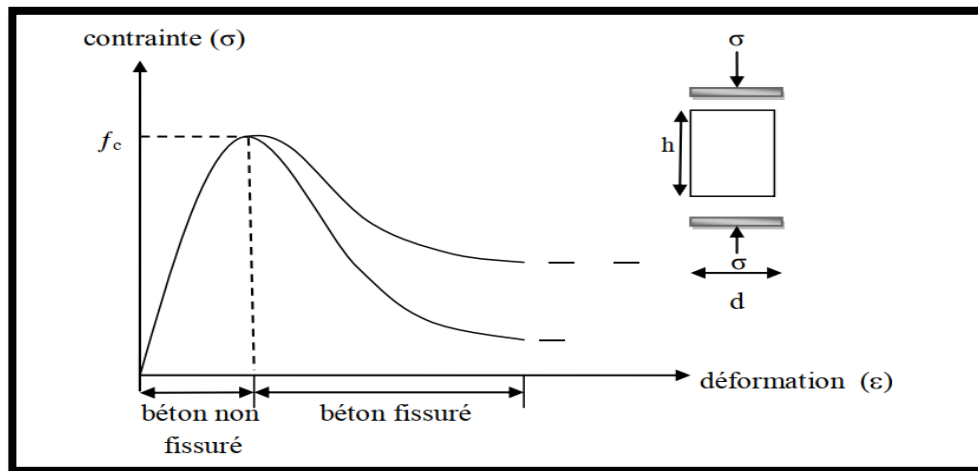


Figure II.12 : Comportement du béton en compression uniaxiale.

II-6-2-Comportement du béton en traction uniaxiale :

La courbe contrainte-déformation du béton obtenue en traction uniaxiale est similaire (figure (II.13)) à celle décrite pour la compression, mis à part le fait que la résistance limite en traction f_t est nettement plus faible que celle en compression ($f_t = 0.1 f_c$). La courbe est linéaire jusqu'à environ 75% de sa résistance limite de traction f_t . Les microfissures commencent à se développer dans la région qui précède la résistance au pic

et qu'elles s'agrandissent plus rapidement que lors du test de compression et par conséquent la rupture survient plus tôt.

Des tests expérimentaux de traction directe effectués sur des éprouvettes en béton ont montré que, juste avant le pic, une décohésion des granulats les plus importants apparaissait et que les fissures nées de cette décohésion coalescente ensuite avec les microfissures existantes pour former une microfissure continue. De plus, les résultats révèlent la présence de nombreux grains reliant les surfaces de la fissure, ce qui explique la branche d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation. La ruine des éprouvettes apparaît lors de la rupture de ces grains. [14]

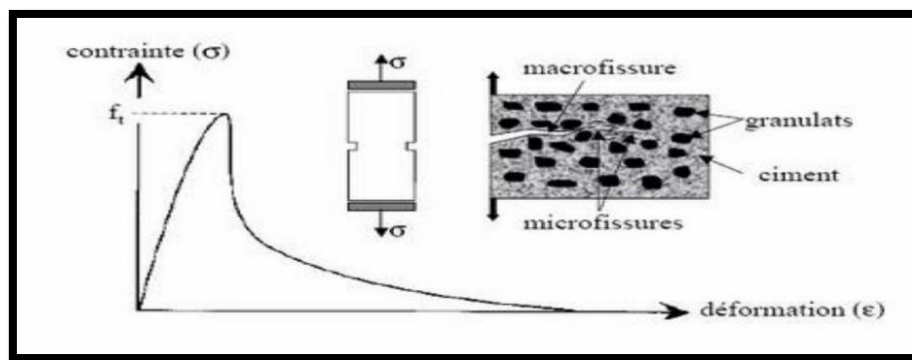


Figure II.13 : Comportement du béton en traction uniaxiale.

II-5-3-Comportement du béton sous contraintes biaxiales :

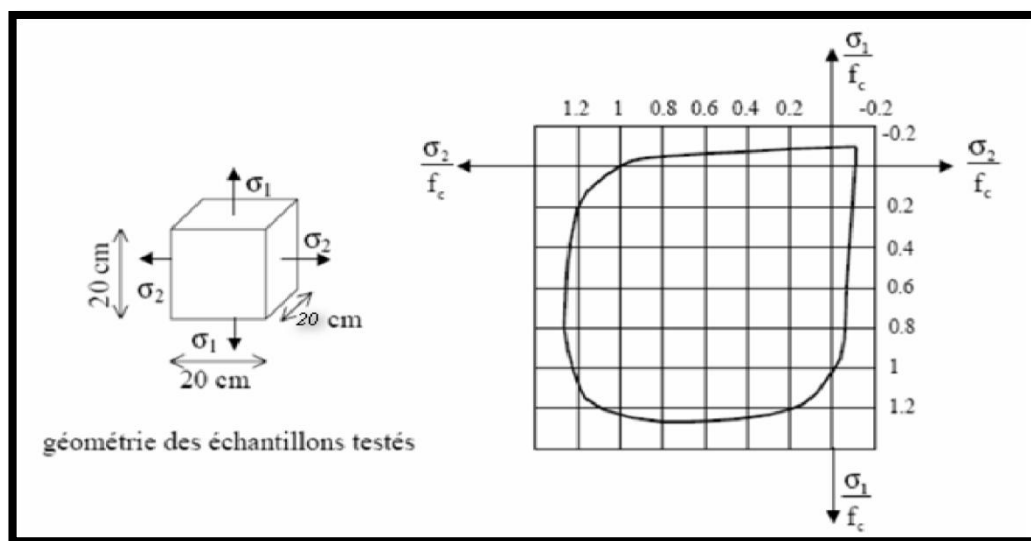


Figure II.14 : Comportement du béton sous contraintes biaxiales.

Les données sur le comportement du béton sous un état de contrainte multiaxial sont plus rares, car les tests expérimentaux sont plus difficiles à mettre en œuvre. Ils ont étudié le comportement du béton soumis à des contraintes biaxiales et ils ont ainsi établi des relations entre les contraintes et les déformations en compression biaxiales, en tension biaxiale et en tension et compression combinées. De plus, les enveloppes à la limite d'élasticité et à la rupture ont été établies dans l'espace à deux dimensions des contraintes figure (II.14). Ces résultats ont été largement exploités pour établir des critères limites et des lois de comportement du béton utilisables dans des codes de calcul par éléments finis. [12]

Le comportement compressif non linéaire du béton peut être décrit avec les équations suivantes, selon Eurocode 2 (2005).

$$\text{Avec :} \quad \frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k+2)\eta}$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$$K = 1.0 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

σ_c : est la résistance à la pression de cylindre concret moyen [Pa]

f_{cm} : est la valeur moyenne de la résistance à la pression de cylindre concret.

ε_c : est la contrainte compressive [-]

ε_{c1} : est la contrainte au f_c maximal d'effort de compression

ε_{cu1} : est la contrainte ultime [-]

E_{cm} : Module élastique moyen [Pa]

Le comportement en tension du béton peut être décrit avec des lois d'ouverture de fissures. Les lois d'ouverture de fissures décrivent le comportement après avoir atteint de la résistance à la traction. Dans la figure (II.15) les différentes trois lois d'ouverture de fissures sont montrées : linéaire, bilinéaire et exponentiel.

La courbe linéaire est la plus simple, tandis que celle de l'exponentiel est la plus réaliste.

Les équations ci-dessous décrivent la largeur d'ouverture de fissure quand la capacité de charge de tension de bétons va à zéro pour les différents cas sur le schéma (II.15).

$$w_{cl} = 2 \times \left(\frac{G_F}{f_t}\right) \quad [m]$$

$$w_1 = 0.8 \times \left(\frac{G_F}{f_t}\right) \quad [m]$$

$$w_{cb} = 3.6 \times \left(\frac{G_F}{f_t}\right) \quad [m]$$

$$w_{ce} = 5.14 \times \left(\frac{G_F}{f_t}\right) \quad [m]$$

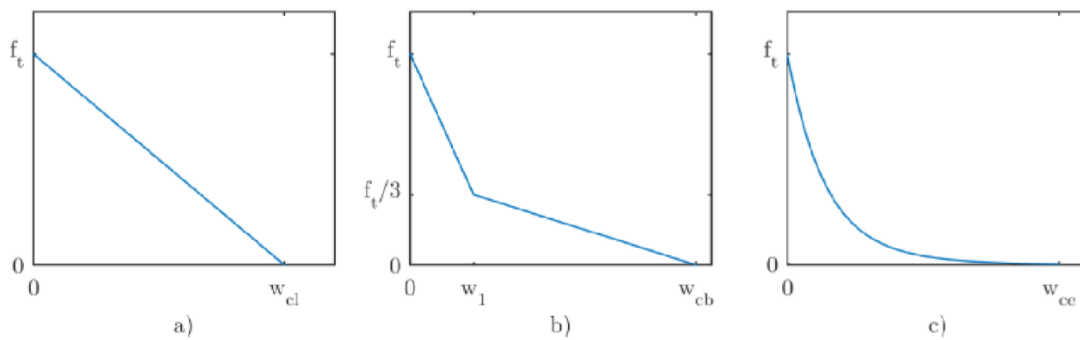


Figure II.15 : Différents types de courbes de ramollissement de tension, a) linéaire, b) bilinéaire, c) exponentiel.

Hordijk (1991) présente une équation décrivant la loi d'ouverture de fissure exponentielle d'ouverture :

$$\frac{\sigma_c}{f_t} = \left(1 + \left(c_1 \cdot \frac{\omega}{\omega_{ce}}\right)^3\right) e^{-c_2 \omega / \omega_{ce}} - \frac{\omega}{\omega_{ce}} \cdot \left(1 + c_1^3\right) e^{-c_2}$$

Avec :

$c_1 = 3$ et $c_2 = 6.63$ sont des constants proposés par Hordijk (1991).

$$G_F = f_{cm}^{0.18} \quad [Nm / m^2]$$

f_{cm} : est la résistance à la pression moyenne en *MPa*

II-6-4-Effort multiaxial :

Le comportement du béton sous l'effort multiaxial est différent du comportement de l'effort uniaxial. Le schéma II.16 montre le développement d'échec pour le béton et la fissuration de cela correspond au chargement biaxial.

Le schéma II.16 montre les critères de rendement pour le béton sous le chargement biaxial. La fissuration de tension se produit dans le premier, deuxième et quatrième quart de cercle où elle est soumise aux contraintes de traction. La fente se développe perpendiculaire à la contrainte de traction principale.

Les états de compression et de tension simultanées réduisent la résistance à la traction. Le troisième quart de cercle décrit l'état biaxial de compression. La force de compression augmente de manière significative sous la compression biaxiale ; jusqu'à 25% de l'uniaxiale résistance à la pression. [13]

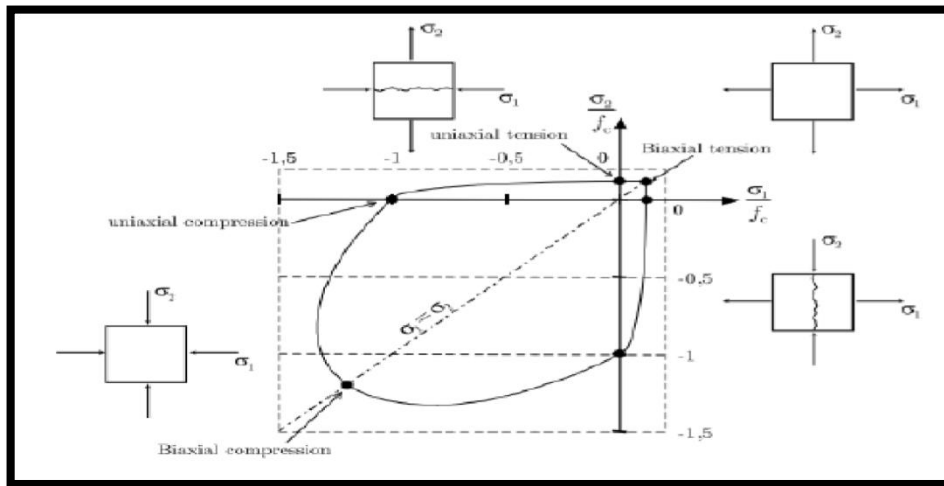


Figure II.16 : Rapporter la surface du béton pour des conditions d'effort plat.

Une fois soumis aux efforts de compression à trois axes, le mode de l'échec implique l'une ou l'autre rupture de tension parallèle à l'effort de compression maximum ou à un mode de cisaillement de l'échec. La force et la ductilité du béton sous des augmentations à trois axes de compression sensiblement comparés à l'état sous la compression uniaxiale.

Chapitre III :
Description du barrage El
K'sob

Chapitre III : Description du barrage El K'sob

III-1- Historique : [5]

1920 : L'édification d'un barrage de dérivation des eaux de crue de l'oued k'sob inférieur fut inscrite au programme de travaux publics de novembre 1920.

1927 : La possibilité de construire sur l'oued k'sob, non pas un barrage de dérivation mais un barrage réservoir fut examinée par les ingénieurs de la circonscription de bougie (Bejaia).

1930 : La réalisation du barrage fut mise au concours le 25 novembre 1929. Six entreprises Soumissionnaires. Par jugement du 2 décembre 1930 les travaux furent confiés à la société THEG.

Il s'agissait alors d'un barrage type "poids évide" arasé à la cote (610) d'une hauteur de 50 m et d'une capacité de 50 hm³. L'ouvrage ainsi conçu pouvait assurer la régularisation interannuelle du débit de l'oued k'sob.

1933 : Les travaux préparatoires étaient achevés lorsque des compressions budgétaires imposèrent une limitation des dépenses entraînant une modification du projet.

Le marché passé avec la société THEG fut approuvé le 23 octobre 1933.

1934 : Les fondations furent terminées en 1934.

1935 : Une crue de 680 m³ survint le 5 octobre endommageant les rives en aval du barrage.

1939 : Le corps du barrage fut achevé dans le courant de l'année.

1940 : Les évacuateurs étant terminés à la fin du premier semestre la mise en eau débuta en juillet 1940.

1947 : Le câble de la vanne de garde de vidange se rompit provoquant l'interruption des validations. Il fallut vidanger le barrage par les vannes de prise.

1954 : L'aménagement d'un deuxième pertuis de vidange fut terminé en Mai 1954.

1955-1960 : Construction du tronc commun et du réseau d'irrigation en béton remplaçant les anciennes seguias.

III-2- Situation géographique du bassin versant K'sob :

Le bassin versant de l'oued K'sob est situé dans le grand bassin du Hodna au Nord de L'Algérie (Figures III.1). Il est limité au nord-ouest par la chaîne montagneuse des Bibans ; au Sud et au sud-ouest par les monts du Hodna et à l'Est par les hautes plaines de Sétif. Il se situe Aussi entre les méridiens de longitudes 5°6' et 4°34' Est et les parallèles de latitude 35°33' et 36°18' nord.

Il s'étend sur la totalité de la wilaya de Bordj Bou Arreridj dont son exutoire est à la limite Nord de la wilaya de M'sila.

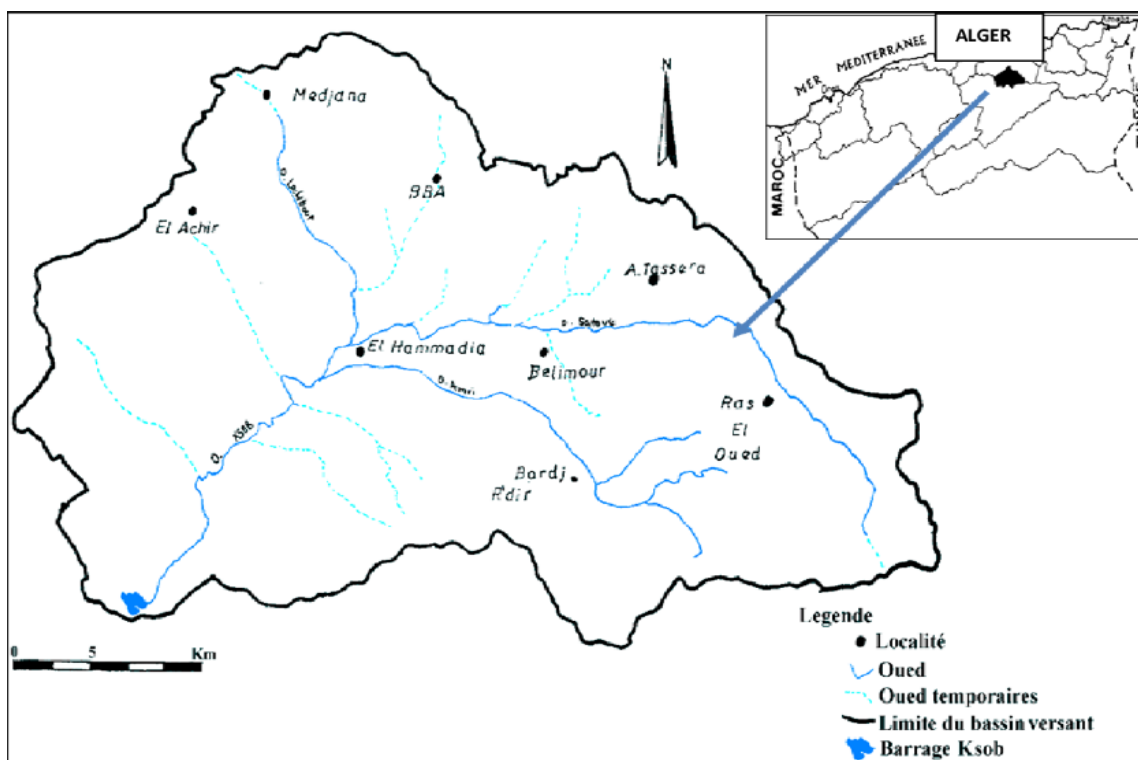


Figure III.1 : Carte de bassin versant d'Oued El k'sob

III-3- Monographie du barrage : [5]

Le barrage du k'sob est de type contreforts à voûtes multiples, posé sur deux culées en rive droite et rive gauche. Le barrage actuel présente une hauteur maximale sur sa fondation de 46 mètres, pour une longueur de crête de 280 mètres, la capacité initiale de la retenue est de 29.5 hm³ sous le niveau de retenue normale. Il est classé en catégorie « M » inscrit au registre mondial des grands barrages.

La partie principale est constituée de trente-huit voûtes reposant sur trente-sept contreforts intermédiaires et aux extrémités, sur deux culées formant barrage poids.

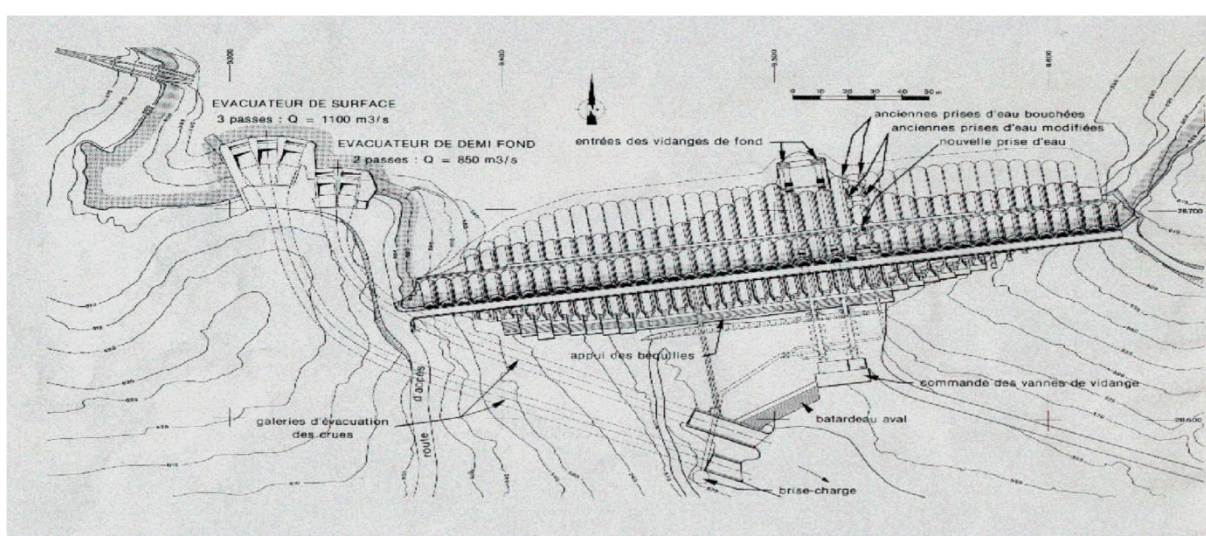


Figure III.2 : Plan d'implantation du barrage El K'sob



Figure III.3 : Photo de Vue du barrage.

Le tableau suivant récapitule les principales caractéristiques du barrage. (Tableau III-1)

Caractéristique générales	Données		
Superficie du bassin versant	1460 Km ²		
Périmètre du bassin versant	180 Km		
Altitude moyenne	1070 m		
Apport annuel moyen	51.5 Km ³		
Déversoir	220.0 mm		
	Evacuateurs de crue en rive droite		
Caractéristique du barrage	Barrage initial	Après surélévation	Récent
Début et fin des travaux	1934 à 1940	1972 à 1976	–
Année tenue en eau	1940	1977	–
Surface du plan d'eau	121ha	252.5 ha	–
Altitude maximale de la retenue	591m	605.5	–
Hauteur de surélévation	–	15m	–
Hauteur maximale	31m	46m	–
Longueur crête	254.5m	280m	–
Largeur de la crête	5.5m	3m	–
Base de la digue	48m	56m	–
Pente des parements amont	0.9	–	–
Pente des parements aval	0.4	–	–
Cote de la retenue maximale	591.00	605.50	–
Cote de la retenue normale	590.00	604.00	–
Capacité à la retenue normale	11.5hm ³ (590)	29.5hm ³ (604)	11.8hm ³
Taux d'envasement	69% Levé 1968	60% Levé 2008	(2008)
Périmètre irrigué	13000ha	6250ha	–
			4840 ha

Tableau III.1 : Principales caractéristiques du barrage El K'sob.

III-4-Les fondations : [5]

Le barrage est fondé sur un banc de calcaire éocène recouvrant un substratum de marnes du crétacé supérieur, voir la figure III.4.

Le banc de rocher solide de fondation à 15 mètres d'épaisseur dans l'axe d'implantation, cependant un banc de schiste dit couche M se trouve intercalé dans le calcaire et vient affleurer dans les fondations du barrage. Cette zone de roches moins résistante a nécessité un accroissement assez important des fondations afin de répartir les charges de manière compatible avec la résistance des schistes.

La base des contreforts a été conçue de façon à ne transmettre au rocher de fondation que les pressions admissibles et également pour éviter tout glissement de l'ouvrage.

Elle consiste en des semelles de béton armé dont les empattements croissent suivant une loi linéaire fonction de la hauteur totale du profil. La pression sur le rocher est ainsi limitée, en principe à 15 Kg / cm².

En ce qui concerne les efforts de glissement, on remarquera que l'orientation des contreforts, normale aux strates rocheuses, a permis de les buter dans de bonnes conditions de résistance. Il y'a lieu d'observer également que la résultante générale (pour chaque contrefort) fait avec le sol un angle supérieur à 45°, la charge d'appui est donc supérieure à l'effort de glissement.

Pour accroître la sécurité, on a muni la face inférieure de chaque semelle de fortes dents pénétrant dans le terrain à des profondeurs de l'ordre de 0.80 m.

Dans la partie centrale du barrage et sur toute l'emprise intéressée par chaque semelle, on a procédé à l'enlèvement des terrains alluviaux jusqu'aux couches sous-jacentes de calcaires à silex et de Marno-calcaires.

Le remplissage du vide créé a été fait au moyen de gros béton ancré au rocher à l'aide de redans aménagés à cet effet. Le massif en béton porte à sa partie supérieure, des cavités correspondant aux saillies des semelles. [5]

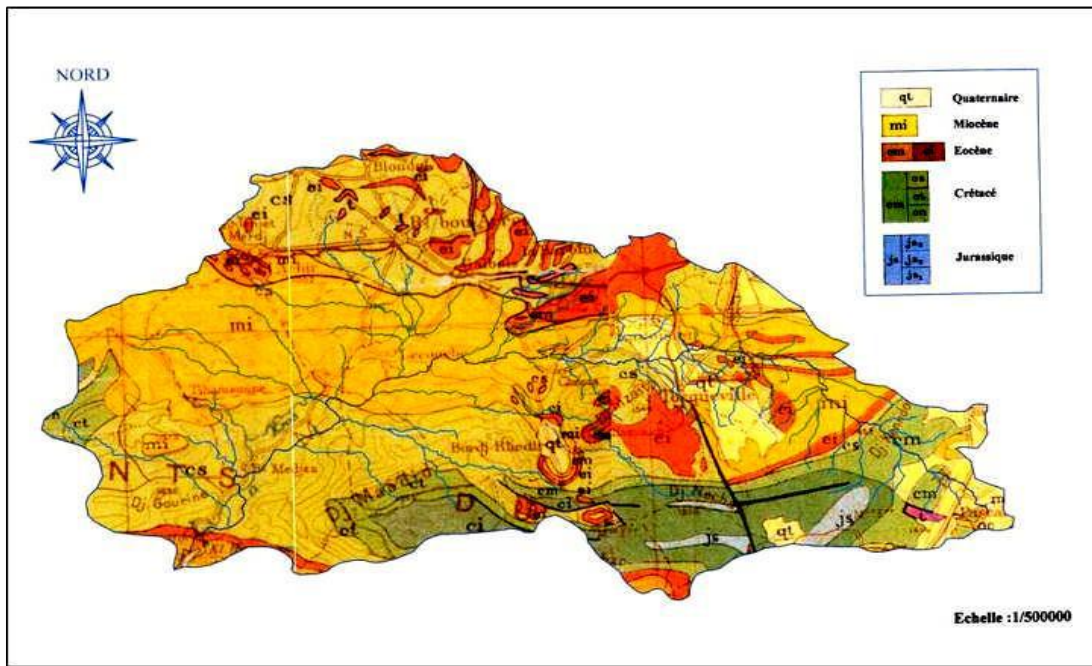


Figure III-4 : Carte géologique du bassin de K'sob.

III-5- Le corps du barrage : [5]

III-5-1- Les contreforts :



Figure III.5 : Photo des contreforts du barrage EL K'sob.

Les contreforts verticaux espacés de 6 m d'axe en axe ont un profil sensiblement triangulaire, voir la Figure III.5.

Le fruit du parement amont est de 0.90, celui du parement aval de 0.40.

Leur épaisseur diminue de la base au sommet ; elle atteint 0.56 m à la base, pour les plus hauts, au raccordement avec les voûtes et 0.48 au parement aval. L'épaisseur au sommet est de

0.32 m.

A la base se trouve une semelle de répartition, de largeur variable en fonction de la hauteur, cette semelle est pourvue de redans d'ancrage, elle repose suivant la nature du terrain d'appui, soit sur le rocher, soit sur une assise de gros béton.

La largeur de ces semelles est de 2.60 m pour les contreforts les plus élevés.

Juste au-dessus des semelles et sensiblement au milieu du profil exécuté en première étape, les contreforts sont percés d'un trou facilitant le passage d'une travée à l'autre et limitant d'éventuelles poussées latérales d'eau, (ruissellement, fuites, etc....).

Tous les éléments du contrefort existant comportent les aciers en attente convenables pour la liaison avec les éléments correspondants de la surélévation projetée.

La stabilité transversale et la rigidité des contreforts sont assurées par des nervures verticales reliées par des entretoises horizontales et par des diagonales ou contreventements.

Les nervures verticales dont les saillies de 40 X 40 espacées de 4.95 d'axe en axe.

La section des entretoises est de 40 X 50, elles sont situées dans les plans horizontaux distants de 5.50 m. Les diagonales ont une section de 60 X 60.

A la base des cinq dernières voûtes en R. D. (C.24 à C.34), les entretoises ont été remplacées par des murs en béton armé. Cette disposition délimite de petits bassins qui, faute barbacane, accumulent les eaux d'infiltration. [5]

III-5-2- Les voûtes :

Les voûtes sont au nombre de trente-huit, leur portée d'axe en axe des appuis est de 6 m. Ce sont des cylindres circulaires dont les génératrices sont inclinées à 0.9 (même fruit que les contreforts).

L'épaisseur des voûtes varie suivant le niveau considéré et croît en fonction du carré de la Profondeur mesurée à partir du niveau de la retenue maximum, voir la figure III .6.

Pour les voûtes s'appuyant au fond du thalweg l'épaisseur à la base est de 0.43m, elle est de 0.184 m au niveau de la retenue (590 environ), elle ne sera plus que 0.15 à la partie supérieure (605) après surélévation.

L'intrados est semi-circulaire, sauf deux courts éléments plans aux extrémités destinés à faciliter le raccordement avec les contreforts dont l'épaisseur varie. Le rayon d'intrados est constant quelle que soit la cote, seul le rayon d'extrados varie.

L'extrados est circulaire et concentrique à l'intrados, entre deux voûtes voisines il y'a une gorge de raccordement à flèche constante.

La surface extérieure du rideau-voûtes est recouverte d'une chape d'étanchéité comprenant une forme en béton mis en place au ciment-gun sur quadrillage d'acier et un enduit constitué de toiles imprégnées d'une émulsion bitumineuse à stabilisant minéral.

A leur partie basse, les voûtes sont fondées sur une semelle prolongée vers l'amont par un tapis d'étanchéité bordé par une nervure, ce tapis est également recouvert d'une chape étanche ferrillée. [5]



Figure III-6- Photo des voûtes en face amont du barrage K'sob.

III-6- Les matériaux de construction : [5]

- ✓ Les fondations des contreforts et les culées du barrage ont été exécutées en béton à 200 Kg de ciment.
- ✓ Les contreforts, les nervures et les entretoises en béton à 300 Kg.
- ✓ Les voûtes et toutes les parties baignées par l'eau en béton à 400 Kg.

III-6-1- L'étanchéité et le collage :

Le dispositif destiné à assurer l'étanchéité d'ensemble comprend :

- ✓ Un radier au pied amont des voutes.
- ✓ Une para-fouille implantée sous la partie amont du radier d'étanchéité.
- ✓ Un rideau d'injection.

- **Le radier d'étanchéité :**

L'étanchéité entre le pied des voûtes et le mur parafouille est assuré par un radier d'étanchéité. Ce radier est une sorte de languette souple en béton armé, ancré par l'intermédiaire d'une poutre armée dans le mur parafouille. [5]

- **La parafouille :**

La parafouille en gros béton est située sous la partie amont du radier d'étanchéité à environ 5 m pied des voûtes.

Il ne suit pas le feston des voûtes, son implantation est rectiligne dans la partie centrale du barrage et s'incurve vers l'aval sur les deux rives.

Son épaisseur est de 1.50 et sa profondeur de 4 m. il descend jusqu'à la première couche de marnes relativement imperméable.

Au cours du bétonnage et dans le but de réaliser le collage de parafouille, l'entreprise avait placé dans ce mur des tubes de 80/90 distants horizontalement de 7 m et inclinés à 45° vers la rive droite. Ces tubes ont 6 m de longueur. [5]

- **les injections :**

Le rideau comprend :

Une partie centrale, verticale, de hauteur sensiblement constante implantée suivant le contour de la parafouille ;

- ✓ Une aile rive gauche verticale ;
- ✓ Une aile rive droite rabattue de 40° vers l'aval.

Dans la partie centrale du rideau, 35 sondages ont été injectés, Ils sont inclinés à 45° vers la rive droite et pénètrent dans les marnes schistoïdes brunes. Ces sondages ont une longueur moyenne de 35 m, leur espacement est irrégulier. La longueur de ce rideau est de 194 m, sa surface est de 4000 m² environ. [5]

III-7-Phénomènes sismiques sur la tenue de l'ouvrage :

L'évaluation du risque sismique consiste d'une part à analyser la probabilité d'occurrence D'un séisme d'intensité donnée (aléa) et d'autre part à estimer la vulnérabilité des enjeux (Répercussions sur les hommes, les constructions et l'environnement)

La région ou se trouve le barrage de k'sob est une zone quelque peu turbulente , compte tenu des effets de l'accélération sismique.

En février 1946 il se produisit un tremblement dont l'épicentre était relativement proche du barrage (20 km nord _est) d'intensité 5 dans l'échelle de Mercalli à l'emplacement du barrage. Une autre secousse en janvier 65 n'a entraîné aucun désordre [5].

Notre connaissance actuelle des phénomènes est telle que s'il n'est pas possible de prédire l'instant ou un séisme se produira en un lieu donné, il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique, et d'y construire en conséquence ; pour cela, il faut comprendre le mécanisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisables par l'ingénieur.

III-7-1-Définition du séisme :

Un séisme est une secousse du sol due à la propagation d'ondes liée à la déformation de l'écorce terrestre, la cause de cette déformation étant la mise en (pression) des sols, dans le temps, par le mouvement des plaques de l'écorce les unes par rapport aux autres. Ces mouvements sont appelés la tectonique des plaques. L'accumulation trop importante de contraintes déclenche la rupture de la croûte terrestre rigide et cassante et une libération brutale d'énergie. La propagation de cette rupture s'établira le long d'une faille préexistante. Un séisme peut mener à un ensemble de phénomènes catastrophiques. (Figure III-7)

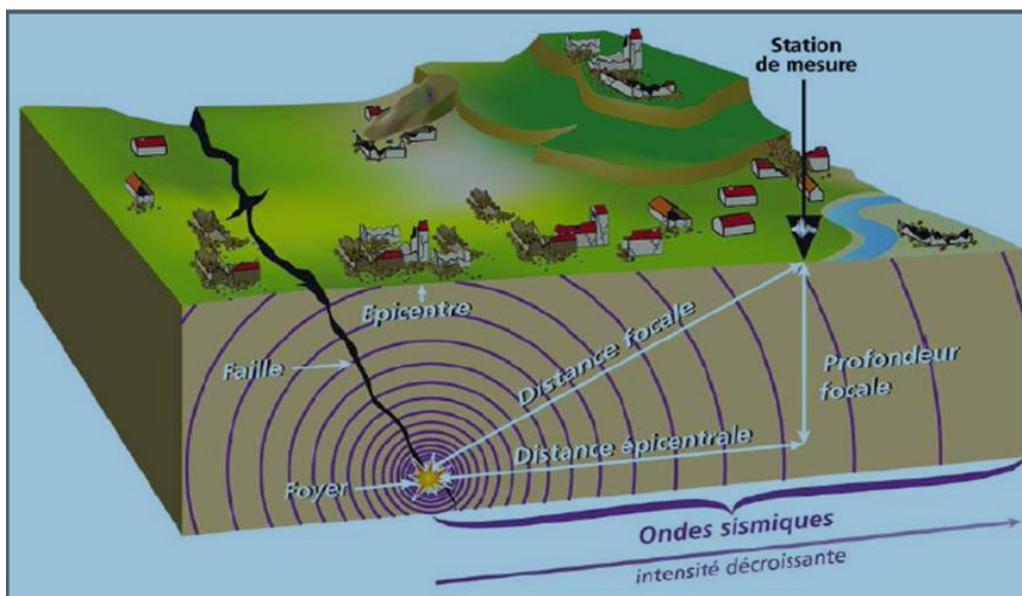


Figure III-7 : Représentation schématique de la rupture sismique d'une faille

III-7-2 –le barrage et Risque sismique :

Le risque sismique d'un site est un risque naturel lié à l'activité sismique. Il est la conjonction d'un aléa sismique et d'une vulnérabilité des personnes, des biens et des activités sur ce site. La nature et la vulnérabilité des enjeux (économiques, patrimoniaux, sociaux...) sont primordiales pour l'évaluation du risque sismique.

Le barrage de Francisco s'effondre 12 Mars 1928(Figure III-8) Après seulement deux ans de sa construction où l'eau s'est précipitée sur une distance de 52 miles jusqu'à ce qu'elle atteigne l'océan et le barrage est le plus haut barrage à être construit en béton en forme d'arc, il a été monté lors de la mise en œuvre pour atteindre une hauteur de 59 mètres et une capacité de stockage de 47 millions de mètres cube. Parmi les problèmes et erreurs qui ont conduit à l'effondrement :

- ✓ Ne réalisant pas que le béton deviendra saturé d'eau après un court laps de temps.
- ✓ Il n'y a pas de rideau sous le barrage pour éviter les fuites d'eau.

Certains croient que les fissures qui sont apparues dans le béton sont la cause de l'effondrement et ont été suivies par le glissement des roches, tandis que d'autres voient que le glissement s'est produit d'abord en raison des niveaux d'eau élevés et de l'absence de puits pour réduire sa pression et ensuite le barrage s'est effondré et s'est complètement effondré.



Figure III-8 : barrage Francisco après le séisme- la France

Qu'il s'agisse de barrages-voûtes ou de barrage-poids, en béton ou en maçonnerie, la stabilité globale des ouvrages n'a pas été mise en cause et les dégâts observés se sont traduits principalement

:

Par l'apparition de fissures en partie supérieure des ouvrages localisées en général à des changements d'inertie des structures, en particulier lorsque le parement aval comporte une rupture de pente.

Par des ouvertures ou des décalages au droit des joints de plots.

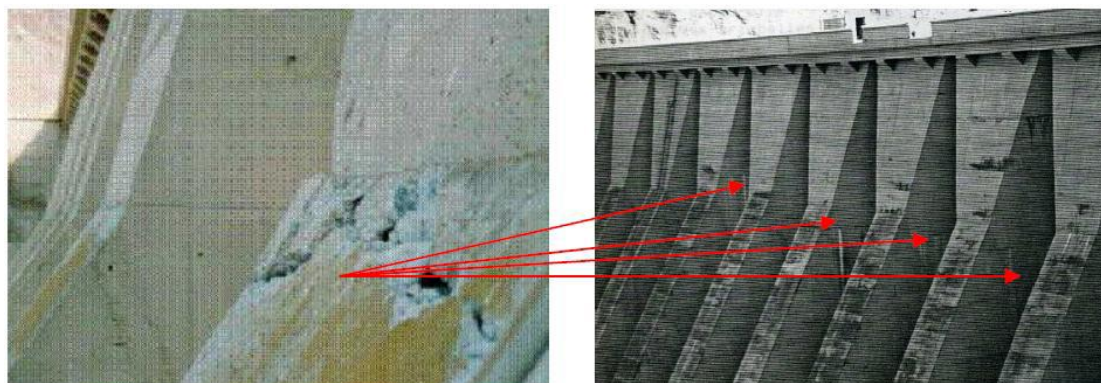


Figure III-9 : Barrage de Sefid Rud (Iran) – Fissures en tête des contreforts.

Le tableau suivant représente quelques dégâts du séisme dans le monde (Tableau III-2) :

Nom Barrage	Hauteur (m)	Type	Pays	Date	Magnitude	Distance épacentrale	Dégâts
Lower Crystal Springs	39	Poids incurvé	USA Californie	1906	8,3	0,4	Pas de dégâts
Honenike	32	Voûtes multiples	Japon	1946	8	50	Fissures de la voûte près des contreforts
Blackbrook	30	Poids béton et maçonnerie	GB	1957	5,6	6,4	Déplacement de la crête – Fissures
Hsingfengkian g	104	Contrefort	Chine	1962	6,1	1,1	Fissures importantes
Koyna	202	Poids béton	Inde	1967	6,5	3,0	Fissures importantes
Redflag	35	Poids maçonnerie	Chine	1970	Non connue	?	Fissures
Pacoima	113	Voûte	USA Californie	1971 1994	6,5 6,7	5,0	Fissuration de l'appui rive gauche
Shenwao	53	Poids béton	Chine	1975	Non connue		Fissures
Ambiesta	59	Voûte	Italie	1976	6,5	22,0	Pas de dégâts
Mainai di Sauris	135	Voûte	Italie	1976	6,5	43,0	Pas de dégâts

Tableau III.2 : Effet sismique sur quelques barrages rigides à travers le monde.

III-7-3 Risque sismique en Algérie :

Le centre de recherche en sismologie, astronomie et géophysique a classé les états du nord du pays en tant que carte des sites menacés par l'activité sismique, répertoriant 10 états dans la catégorie des séismes très dangereux et les plus vulnérables aux violents tremblements de terre, ce qui pourrait répéter le scénario de Boumerdes 2003. En revanche, le nombre de tremblements de terre enregistrés pendant les 13 dernières années ont connu 8000 tremblements, soit un mois par jour et 100 tremblements par mois, tandis que les spécialistes ont confirmé que le niveau de la mer est vis.

Le directeur général du centre de recherche en sismologie, astronomie et géophysique a confirmé hier que le total des tremblements de terre qui se produisent dans la région côtière nord s'étendant au nord du désert prouve que ce côté, en particulier la région montagneuse, reste menacé car il est affecté par le frottement des deux couches tectoniques du continent africain, et les européens, soulignant que les états de Boumerdes, Alger, Tizi Ouzou, Bejaia, Médéa, Sétif, Chlef, Bouira et Tipaza ont été classés comme très dangereux en raison de leur vulnérabilité aux activités sismiques.

III-7-4- Critères de classification selon le « RPA99 » :

Les critères de classifications selon le « RPA 99, version 2003 » sont : les zones sismiques, l'importance des ouvrages, les sites, les systèmes de contreventement et la régularité des ouvrages.

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante et dont la figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. L'annexe I du « RPA 99, version 2003 » donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes ou plus.

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone 1 : Sismicité faible.
- Zone 2 «a» et «b» : Sismicité moyenne.
- Zone 3 : Sismicité élevée.

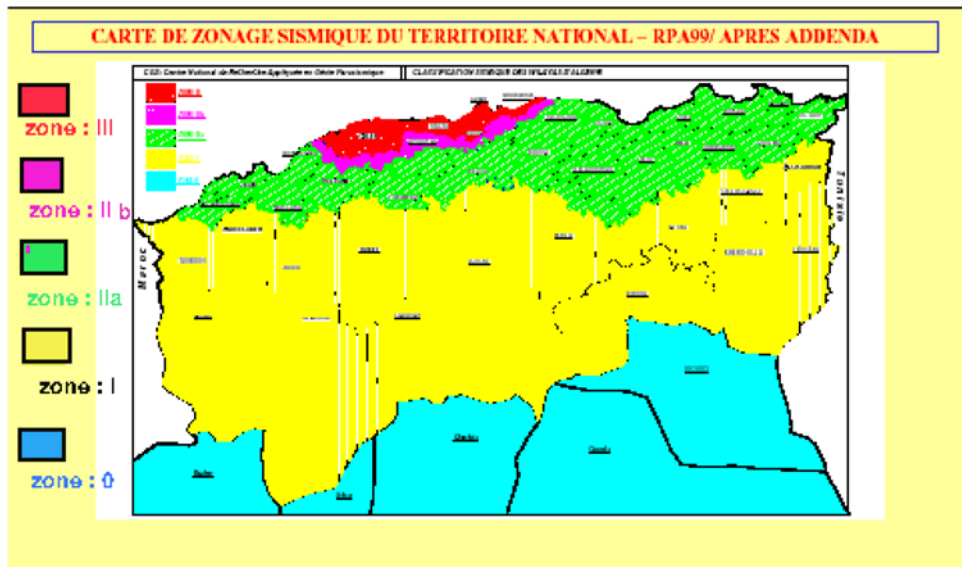


Figure III-10 : Zone sismique du territoire national.[6]

A travers la carte des zones sismiques de l'Algérie, on remarque que la wilaya de M'sila est partagée entre deux zones sismiques différentes (zone 1, et zone 2a), la position du barrage K'sob est dans la zone sismique moyen (zone 2a,).

Actuellement, le calcul de la stabilité dynamique des barrages est beaucoup développé ces dernières années. Les barrages à contreforts présentent une sensibilité particulière vis-à-vis à l'effet du séisme. La force sismique est une force instantanée et dangereuse sur la stabilité des barrages.

Chapitre IV :
Étude de cas

Chapitre IV : Étude de cas

IV-1-Introduction :

Les barrages rigides constituent dans certains cas une solution incontournable pour la définition du profil type. Le volume du béton (coût et délais) ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur substitution par d'autres conceptions.

La stabilité de ce type d'ouvrage est souvent vérifiée pour le glissement au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci de rendre compétitif le barrage poids n'est nullement articulé sur l'octroi d'un profil transversal plus volumineux.

D'autres facteurs peuvent assurer cette stabilité sans avoir recours au passage par la variante suscitée. Il s'agit de la mobilisation de forces supplémentaires stabilisatrices (influence du fruit du parement aval, projection de pré-radier amont et les câbles précontraints) et/ou l'atténuation de forces déstabilisatrices (Sous pressions) par des drainages intensifs (conception de barrage rigide évidé). C'est autour de cette réflexion que la modélisation est engagée avec une étude paramétrée liée à ces divers paramètres vis-à-vis de l'analyse de la stabilité globale des barrages rigide.

L'analyse paramétrée de la stabilité des barrages rigides a été appliquée sur le barrage de K'sob, les dispositions ayant une influence sur la stabilité du barrage vis-à-vis du glissement et du renversement.

On présente dans ce chapitre les calculs de stabilité du profil de barrage dans les deux états d'étude

:

- Etat statique
- Etat dynamique

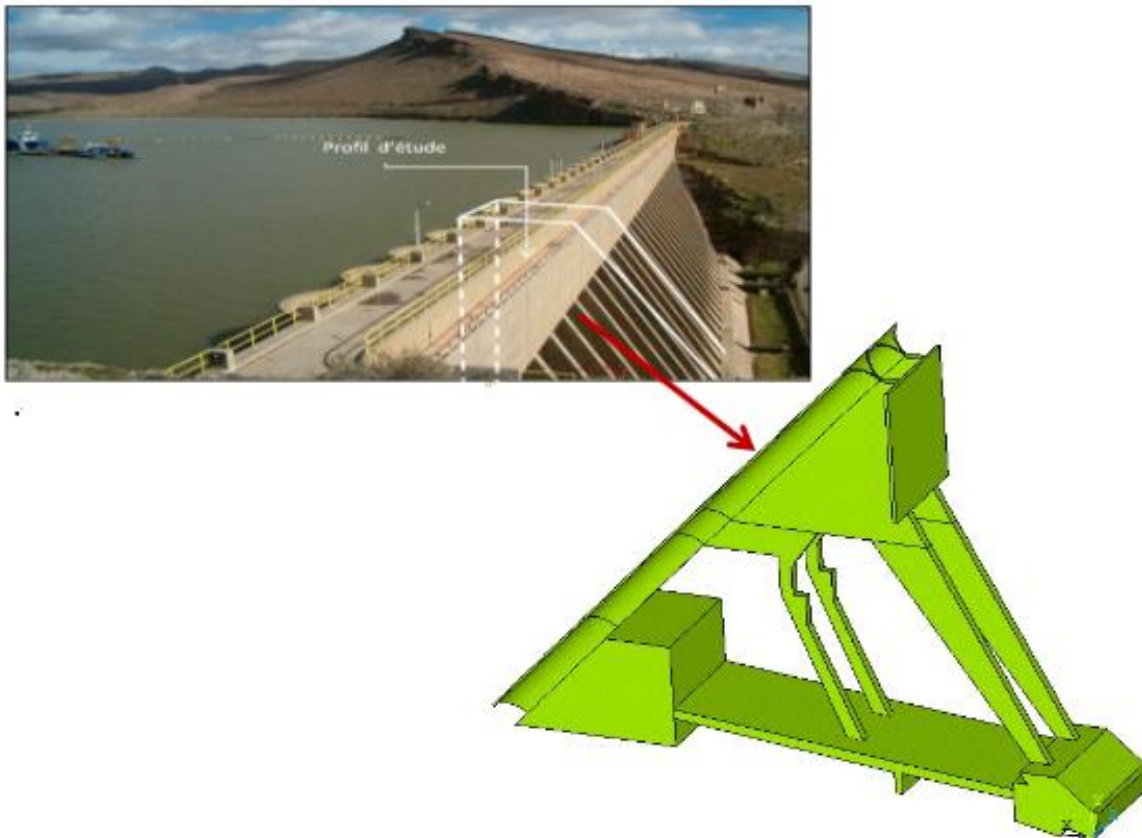


Figure IV-1- Présentation du profil d'étude.

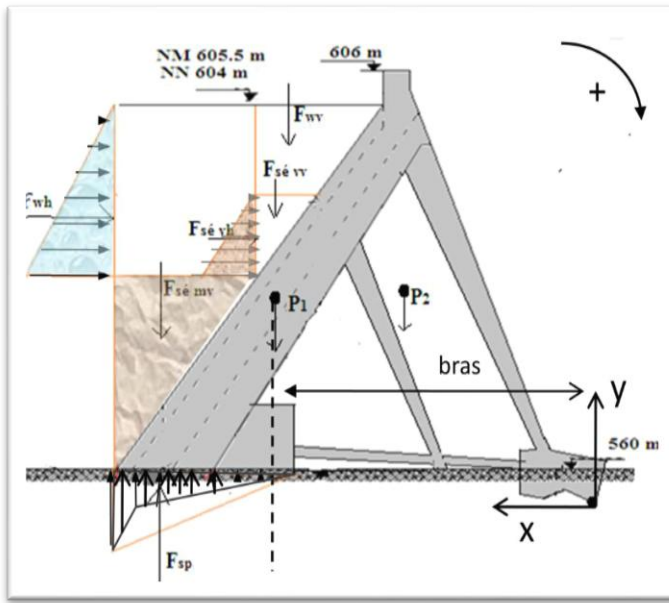
IV-2- Analyse des résultats :

IV-2-1- Etude d'état statique :

Paramètre	H_w (m)	$h_{séd. m}$ (m)	$h_{séd. v}$ (m)	γ_w (kN/m ³)	Sédiments		Béton		Fondation	
					ϕ (°)	γ_d (kN/m ³)	γ_{b1} (kN/m ³)	γ_{b2} (kN/m ³)	C (KN/m ²)	ϕ (°)
Valeur	20	24	11	10	30	0.6	2,4	2,4	5	35

Tableau IV-1- Paramètres des matériaux nécessaires pour faire les calculs de stabilité.

IV-2-1-1- Forces appliquées sur le profil du barrage pour l'étude statique :



Force	Désignation
F_{wh}	Force hydrostatique horizontale
F_{wv}	Force hydrostatique verticale
$F_{sévh}$	Force horizontale de sédiment vivant
$F_{sévv}$	Force verticale de sédiment vivant
$F_{sémv}$	Poids de sédiment mort
F_{sp}	Force des Sous pressions
p_1	Poids propre des voûtes du profil
p_2	Poids des contres forts + blocs de fondation de contre fort + traverse)

Figure IV- 2- Présentation des différentes forces appliquées sur le profil pour l'étude statique

IV-2-1-2- Cas retenue rempli en eau, niveau normal ($H_w = 20$ m et $\gamma_w = 1,0$ (kN/ m3) :

Force	Formule	Valeur(KN)	Bras	Valeur(m)	Moment(KN.m)
F_{wh}	$0,5. r.g.B.H^2w$	23544	$Y_w+0,33.H_w$	33,5	788724
F_{wv}	$r.g.V$	13941,972	$X_{wv}+0,66.bH_w$	37,3	520035,5556
$F_{sévh}$	$0,5 \gamma_d.B.hs^2.c_1$	6063,552	$Y_{sv}+0,33.hs_v$	30	181906,56
$F_{sévv}$	$\gamma_d.V_1$	148,236	$X_{svv}+0,66.bhs^2_v$	39,7	5884,9692
$F_{sémv}$	$\gamma_d'.V_2$	4002,912	$X_{smv}+0,66.bhs_v$	57,5	230167,44
F_{sp}	$0,5. P_m.b_1.B$	25015,5	$X_{sp}+0.66.bas$	54,5	1363344,75
F_{p1}	$V'.\gamma_b1$	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
F_{p2}	$V''.\gamma_b2$	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
F_{frotte}	$c (b_1+b_2) B+\Sigma (\sigma_n) tg(\phi)$	54059,1599	/	/	/
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		29607,55	54059,16	2333975,31	3113023,471

Tableau VI-2- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau normal (H=20)

- Force de frottement ou de cisaillement : (**Ffrotte**) suivant la loi de Trezaghi

Avec : **B** : Largeur du barrage

c : Cohésion de la fondation

ϕ : Coefficient de frottement

Bas 1, bas 2 : Les bases des blocs massifs.

σ_n : contrainte des forces verticales

$$\sigma_n = \sum F_V (\downarrow) - \sum F_V (\uparrow) = F_{WV} + F_{séd\ mv} + P_1 + P_2 - F_{sp} + F_{séd\ vv}$$

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$k_S = \frac{\sum F_{v\ rés}}{\sum F_{h\ motr}} = \frac{F_{frottement}}{F_{wh} + F_{séd\ vh}}$$

Avec :

$\sum F_{v\ rés}$: Forces résistantes. $\sum F_{h\ motr}$: Forces motrices.

$$\sum F_{v\ rés} = F_{frottement} \rightarrow \sum F_{v\ rés} = 54059,16$$

$$\sum F_{h\ motr} = F_{wh} + F_{séd\ vh} \rightarrow \sum F_{h\ motr} = 29607,55$$

$$k_S = \frac{54059,16}{29607,55} \rightarrow \underline{k_S = 1,83}$$

• Vérification de la sécurité au renversement :

$$(k_S)_{M/O} = \frac{\sum M_{O\ rés}}{\sum M_{O\ motr}}$$

$$(k_S)_{M/O} = \frac{3113023,471}{2333975,31} \rightarrow \underline{k_S = 1,33}$$

IV-2-1-3- Cas retenue rempli en eau, niveau maximal :

IV-2-1-3-1- Avec le changement du poids volumique de l'eau (γ_w) :

a- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.0$ (kN/m³) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	$\gamma_w + 0.33.H_w$	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,031	$X_{wv} + 0.66.b.H_w$	37,3	622761,9712
Fsév h	0.5 $\gamma_d.B.hs2.c1$	6063,552	$\gamma_{sv} + 0.33.hs_v$	30	181906,56
Fsév v	$\gamma_d.V1$	148,236	$X_{svv} + 0.66.b.hsé\ v$	39,7	5884,9692
Fsé m v	$\gamma_d'.V2$	4002,912	$X_{smv} + 0.66.b.hsv$	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	26891,662	$X_{sp} + 0.66.bas$	54,5	1465595,606
Fp1	V'. γ_b1	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
Fp2	V''. γ_b2	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
Ffrotte	c (b1+b2) B+ Σ (σ_n) tg(ϕ)	54673,687	/	/	/
		$\sum F_{h\ moteur}$	$\sum F_v\ rés$	Moment moteur	Moment résistant
		33271,59	54673,69	2558971,33 9	3215749,887

Tableau VI-3- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{v\ rés} = 54673,69$$

$$\sum F_{h\ motr} = 33271,59$$

$$k_S = \frac{54673,69}{33271,59} \rightarrow \underline{k_S = 1,64}$$

• Vérification de la sécurité au renversement :

$$(k_S)_{M/O} = \frac{\sum M/O_{rés}}{\sum M/O_{motr}}$$

$$(k_S)_{M/O} = \frac{3215749,887}{2558971,339} \rightarrow \underline{k_S = 1,26}$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.1$ (kN/m³) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	29928,8385	$\gamma_w + 0.33.H_w$	33,5	1002616,09
Fwv	r.g.V	18365,6345	$X_{wv} + 0.66.b.H_w$	37,3	685038,1683
Fsé v h	0.5 $\gamma_d.B.hs2.c1$	6063,552	$Y_{sv} + 0.33.hs_v$	30	181906,56
Fsé v v	$\gamma_d.V1$	148,236	$X_{svv} + 0.66.b.hsé v$	39,7	5884,9692
Fsé m v	$\gamma_d'.V2$	4002,912	$X_{smv} + 0.66.b.hs_v$	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	29580,8288	$X_{sp} + 0.66.bas$	54,5	1612155,167
Fp1	$V'.\gamma b1$	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
Fp2	$V''.\gamma b2$	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
Ffrotte	$c(b1+b2) B + \sum(\sigma_n) \text{tg}(\phi)$	53959,9936	/	/	/
		$\sum F_h$	$\sum F_v$	Moment moteur	Moment résistant
		35992,39	53959,99	2796677,817	3278026,084

Tableau VI-4- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$).

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{v\ rés} = 53959,99$$

$$\sum F_{h\ motr} = 35992,39$$

$$k_S = \frac{53959,99}{35992,39} \rightarrow \underline{k_S = 1,5}$$

• Vérification de la sécurité au renversement :

$$(k_S)_{M/O} = \frac{\sum M/O_{rés}}{\sum M/O_{motr}}$$

$$(k_S)_{M/O} = \frac{3278026,084}{2796677,817} \rightarrow \underline{k_S = 1,18}$$

c- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.2$ (kN/m³) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	32649,642	Yw+0.33.Hw	33,5	1093763,007
Fwv	r.g.V	20035,2377	Xwv+0.66.bHw	37,3	747314,3655
Fsév h	0.5 γd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsév v	γd.V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
Fsé m v	γd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	32269,995	Xsp+0.66.bas	54,5	1758714,728
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Ffrotte	c (b1+b2) B+Σ (σn) tg(φ)	53246,2994	/	/	/
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		38713,19	53246,30	3034384,295	3340302,281

Tableau VI-5- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique (γw = 1.2).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{v\ rés} = 53246,30$$

$$\sum F_{h\ motr} = 38713,19$$

$$k_S = \frac{53246,30}{38713,19} \rightarrow \underline{k_S = 1,38}$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$(k_S)_{M/O} = \frac{\sum M_{O\ rés}}{\sum M_{O\ motr}}$$

$$(k_S)_{M/O} = \frac{3340302,281}{3034384,295} \rightarrow \underline{k_S = 1,10}$$

d- Cas particulier (H_w = 21.5 m et γ_w = 1.3 (kN/m³) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	35370,4455	Yw+0.33.Hw	33,5	1184909,924
Fwv	r.g.V	21704,8408	Xwv+0.66.bHw	37,3	809590,5626
Fsév h	0.5 γd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsév v	γd.V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
Fsé m v	γd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	34959,1613	Xsp+0.66.bas	54,5	1905274,288
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Ffrotte	c (b1+b2) B+Σ (σn) tg(φ)	52532,6052	/	/	/
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		41434,00	52532,61	3272090,772	3402578,478

Tableau VI-6- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique (γw = 1.3).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 52532,61$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 41434,00$$

$$k_s = \frac{52532,61}{41434,00} \rightarrow \underline{k_s = 1,27}$$

• Vérification de la sécurité au renversement :

$$(k_s)_{M/O} = \frac{\Sigma M_{o\ rés}}{\Sigma M_{o\ motr}}$$

$$(k_s)_{M/O} = \frac{3402578,478}{3272090,772} \rightarrow \underline{k_s = 1,04}$$

H (m)	γ_w (kN/m ³)	Glissement	Renversement
		K_s	K_s
21.5	1	1.64	1.26
21.5	1,1	1.5	1.18
21.5	1,2	1.38	1.10
21.5	1,3	1.27	1.04

Tableau VI-7- Résumé les résultats, cas statique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w).

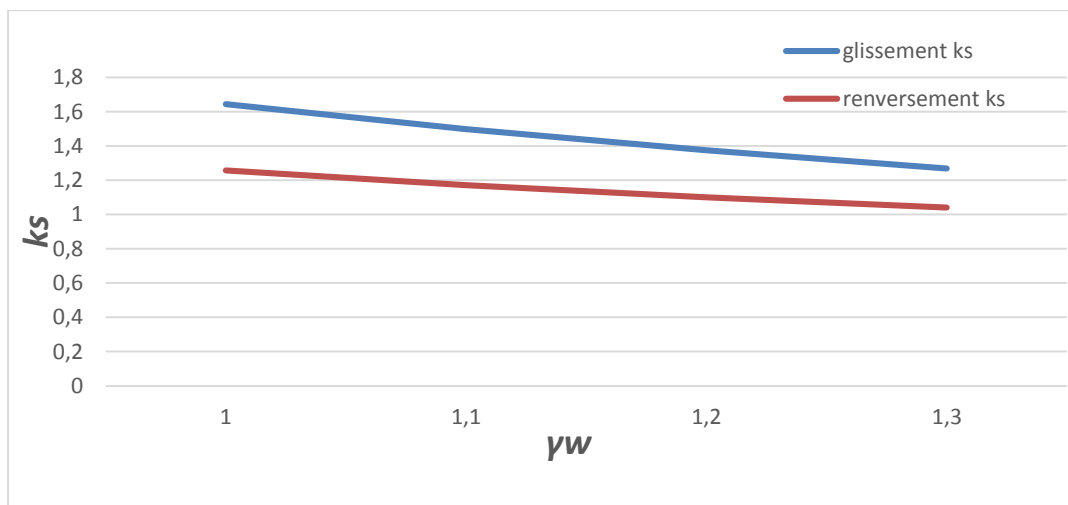


Figure IV- 3- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas statique.

A travers la figure VI-3, on remarque la présence de l'effet de la variation du poids Volumique de l'eau sur le coefficient de glissement plus que sur celui du renversement. Cette variation du coefficient de sécurité tend vers la diminution.

***Remarque :** le phénomène de variation du poids volumique de l'eau durant les crues est présent dans notre région El Hodna.

IV-2-1-3-2-Avec le changement du poids volumique déjaugé de sédiment vivant (γ_d) :

a- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 0.5$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F _{wh}	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	$\gamma_w + 0.33.H_w$	33,5	911469,1725
F _{wv}	r.g.V	16696,0314	$X_{wv} + 0.66.bH_w$	37,3	622761,9712
F _{sév h}	0.5 $\gamma_d.B.hs2.c1$	6063,552	$\gamma_{sv} + 0.33.hs_v$	30	181906,56
F _{sév v}	$\gamma_d.V1$	123,53	$X_{svv} + 0.66.bhsé\ v$	39,7	4904,141
F _{sé m v}	$\gamma_d'.V2$	4002,912	$X_{smv} + 0.66.bhsv$	57,5	230167,44
F _{sp}	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	$X_{sp} + 0.66.bas$	54,5	1465595,606
F _{p1}	V'. γ_b1	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
F _{p2}	V''. γ_b2	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
F _{frotte}	C (b1+b2) B+ $\Sigma(\sigma_n) \text{tg}(\phi)$	54656,3935	/	/	/
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		33271,59	54656,39	2558971,339	3214769,059

Tableau VI-8- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.5$).

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\text{rés}} = 54656,39$$

$$\Sigma F_{h\text{motr}} = 33271,59$$

$$k_s = \frac{54656,39}{33271,59} \rightarrow \underline{k_s = 1,64}$$

• Vérification de la sécurité au renversement :

$$(k_s)_{M/O} = \frac{\Sigma M/O_{rés}}{\Sigma M/O_{motr}}$$

$$(k_s)_{M/O} = \frac{3214769,059}{2558971,339} \rightarrow \underline{k_s = 1,26}$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 0.6$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F _{wh}	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	$\gamma_w + 0.33.H_w$	33,5	911469,1725
F _{wv}	r.g.V	16696,0314	$X_{wv} + 0.66.bH_w$	37,3	622761,9712
F _{sév h}	0.5 $\gamma_d.B.hs2.c1$	6063,552	$\gamma_{sv} + 0.33.hs_v$	30	181906,56
F _{sév v}	$\gamma_d.V1$	148,236	$X_{svv} + 0.66.bhsé\ v$	39,7	5884,9692
F _{sé m v}	$\gamma_d'.V2$	4002,912	$X_{smv} + 0.66.bhsv$	57,5	230167,44
F _{sp}	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	$X_{sp} + 0.66.bas$	54,5	1465595,606
F _{p1}	V'. γ_b1	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
F _{p2}	V''. γ_b2	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
F _{frotte}	c (b1+b2) B+ $\Sigma(\sigma_n) \text{tg}(\phi)$	54673,6877	/	/	/
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		33271,59	54673,69	2558971,339	3215749,887

Tableau VI-9- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.6$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{v\ rés} = 54673,69$$

$$\sum F_{h\ motr} = 33271,59$$

$$k_S = \frac{54673,69}{33271,59} \rightarrow \underline{k_S = 1,64}$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$(k_S)_{M/O} = \frac{\sum M/O_{rés}}{\sum M/O_{motr}}$$

$$(k_S)_{M/O} = \frac{3215749,887}{2558971,339} \rightarrow \underline{k_S = 1,25}$$

c- Cas particulier ($Hw = 21.5\ m$ et $\gamma w = 1.0\ kN/m^3$, $\gamma_d = 0.7$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	Yw+0.33.Hw	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	Xwv+0.66.bHw	37,3	622761,9712
Fsé v h	0.5 yd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	yd.V1	172,942	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	6865,7974
Fsé m v	yd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	Xsp+0.66.bas	54,5	1465595,606
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	54690,9819	/	/	/
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		33271,59	54690,98	2558971,339	3216730,715

Tableau VI-10- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.7$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{v\ rés} = 54690,98$$

$$\sum F_{h\ motr} = 33271,59$$

$$k_S = \frac{54690,98}{33271,59} \rightarrow \underline{k_S = 1,64}$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$(k_S)_{M/O} = \frac{\sum M/O_{rés}}{\sum M/O_{motr}}$$

$$(k_S)_{M/O} = \frac{3216730,715}{2558971,339} \rightarrow \underline{k_S = 1,25}$$

d- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 0.8$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	$\gamma_w + 0.33.H_w$	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	$X_{wv} + 0.66.bH_w$	37,3	622761,9712
Fsév h	0.5 $\gamma_d.B.hs2.c1$	6063,552	$\gamma_{sv} + 0.33.hs_v$	30	181906,56
Fsév v	$\gamma_d.V1$	197,648	$X_{svv} + 0.66.bhsé\ v$	39,7	7846,6256
Fsé m v	$\gamma_d'.V2$	4002,912	$X_{smv} + 0.66.bhsv$	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	$X_{sp} + 0.66.bas$	54,5	1465595,606
Fp1	$V'.\gamma_b1$	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
Fp2	$V''.\gamma_b2$	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
Ffrotte	$c(b1+b2)B + \Sigma(\sigma)tg(\phi)$	54708,2761	/	/	/
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		33271,59	54708,28	2558971,339	3217711,543

Tableau VI-11- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.8$).

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 54708,28$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 33271,59$$

$$k_s = \frac{54708,28}{33271,59} \rightarrow \underline{k_s = 1,64}$$

• Vérification de la sécurité au renversement :

$$(k_s)_{M/O} = \frac{\Sigma M_{O\ rés}}{\Sigma M_{O\ motr}}$$

$$(k_s)_{M/O} = \frac{3217711,543}{2558971,339} \rightarrow \underline{k_s = 1,25}$$

H(m)	γ_d (kN/m ³)	glissement	renversement
		ks	ks
21,5	0,5	1,642734791	1,256273961
21,5	0,6	1,64325458	1,256657251
21,5	0,7	1,643774369	1,257040541
21,5	0,8	1,644294158	1,257423831

Tableau VI-12- Résume les résultats, cas statique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_d).

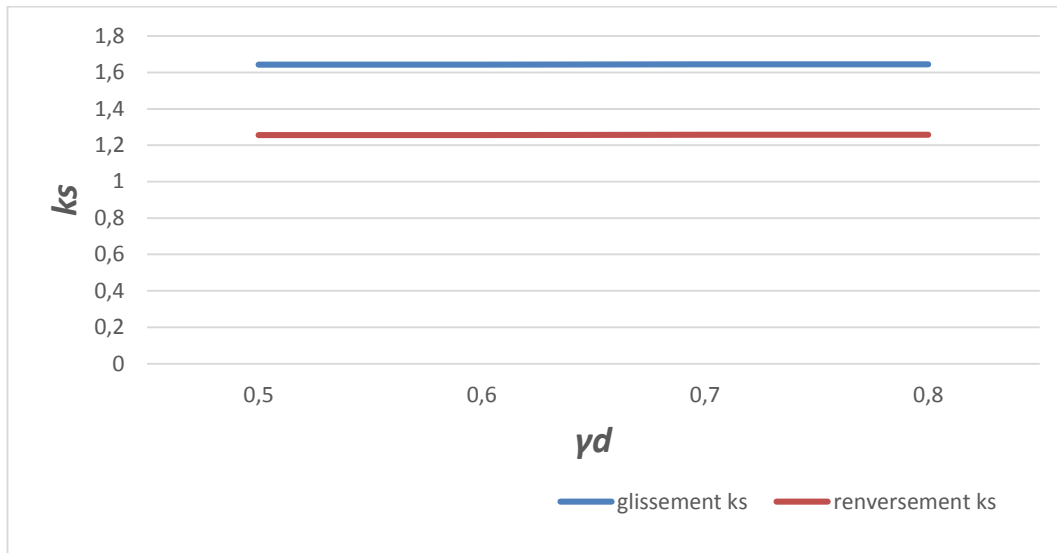


Figure IV- 4- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_d), cas statique.

D’après la figure IV- 4, on observe que l’effet du changement de poids volumique déjaugé de sédiment vivant sur le module de glissement est le même que celui de renversement.

Cette variance du facteur de sécurité à tendance à être stable.

IV-2-1-4- Cas vidange rapide ($H_w = 11$ m et $\gamma_w = 1.0$ (kN/m³) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	7122,06	Yw+0.33.Hw	33,5	238589,01
Fwv	r.g.V	2423,6586	Xwv+0.66.bHw	37,3	90402,46578
Fsé v h	0.5 γ_d .B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	γ_d .V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
Fsé m v	γ_d '.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. P.m.b1.B	13758,525	Xsp+0.66.bas	54,5	749839,6125
Fp1	V'. γ_b 1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V". γ_b 2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Ffrotte	c (b1+b2) B+ Σ (σ_n) tg(ϕ)	53876,223			
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		13185,61	53876,22	1170335,183	2683390,382

Tableau VI-13- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, vidange rapide.

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 53876,22$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 13185,61$$

$$k_s = \frac{53876,22}{13185,61} \rightarrow \underline{k_s = 4,08}$$

• Vérification de la sécurité au renversement :

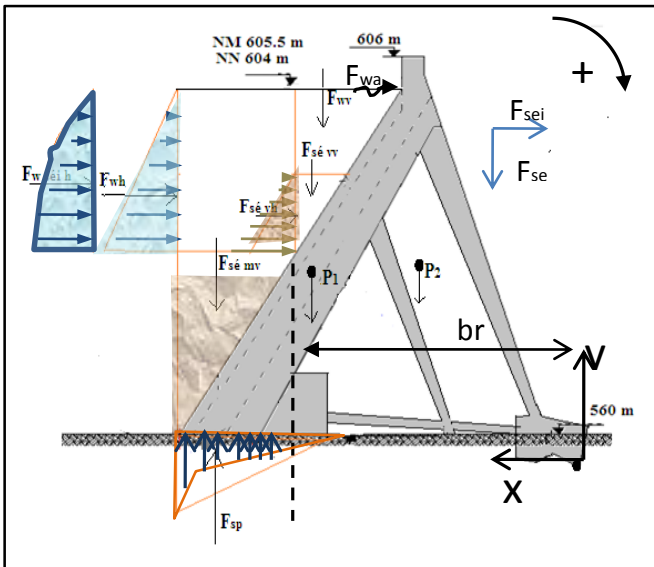
$$(k_S)_{M/O} = \frac{\Sigma M/O_{rés}}{\Sigma M/O_{motr}}$$

$$(k_S)_{M/O} = \frac{2683390,382}{1170335,183} \rightarrow k_S = 2,30$$

Dans cette partie, les coefficients de sécurité calculés pour les différents cas restent acceptables et rentrent dans les normes. Ils sont supérieurs à 1.5, donc on peut dire que la condition de stabilité est vérifiée.

IV-2-2-Etude d'état dynamique :

IV-2-2-1- Forces appliquées sur le profil du barrage pour l'étude dynamique :



Force	Désignation
F _{wh}	Force hydrostatique horizontale
F _{wv}	Force hydrostatique verticale
F _{sév h}	Force horizontale de sédiment vivant
F _{sév v}	Force verticale de sédiment vivant
F _{sé m v}	Poids de sédiment mort
F _{sp}	Force des Sous pressions
p ₁	Poids propre des voûtes du profil
p ₂	poids des contres forts + blocs de fondation de contre fort + traverse)
F _{séi, h}	Force horizontale de séisme
F _{séi, v}	Force verticale de séisme
F _{wave}	Force des vents

Figure IV- 5- Présentation des différentes forces appliquées sur le profil pour cas dynamique.

V-2-2-2- Cas retenue remplie en eau, niveau normal (Hw = 20 m et $\gamma_w = 1.0$ (kN/ m3) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	23544	Yw+0.33.Hw	33,5	788724
Fwv	r.g.V	13941,972	Xwv+0.66.bHw	37,3	520035,5556
Fsé v h	0.5 γ_d .B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	γ_d .V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
Fsé m v	γ_d '.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	25015,5	Xsp+0.66.bas	54,5	1363344,75
Fp1	V'. γ_b 1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''. γ_b 2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2. γ_w .B.H2s	Négligeable	0.375. Hs	/	0
Fw sei, h	$\Delta P = 0,58.\gamma_w\alpha h.B.H^2w$	455,184	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	15794,8848
Fsei, h	αh (P1+P2)	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	c (b1+b2) B+ Σ (σ) tg(ϕ)	54059,1599		/	/
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		46275,54	54059,16	2844098,692	3113023,471

Tableau VI-14- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal (H=20) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$(k_s)_{din} = \frac{\Sigma F_{Vrés}}{\Sigma F_{hmotr}} = \frac{(\Sigma F_h rés)_{statique}}{(\Sigma F_h motr)_{statique} + F_{Wsei h} + F_{séi h}}$$

$$\Sigma F_{Vrés} = 54059,16 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{hmotr} = F_{wh} + F_{sé v h} + F_{wsei h} + F_{séi h} \rightarrow F_{hmotr} = 46275,54 \text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\Sigma F_{Vrés}}{\Sigma F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1,16$$

- Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$((k_s)_{M/O})_{din} = \frac{\Sigma M/O_{rés}}{\Sigma M/O_{motr}} \rightarrow \frac{(\Sigma M/O_{rés})_{statique}}{(\Sigma M/O_{motr})_{statique} + F_{Wsei h} \cdot \gamma_{Wsei h} + F_{séi h} \cdot \gamma_{séi h}}$$

$$\Sigma M/O_{rés} = 3113023,471 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/O_{motr} = 2844098,692 \text{ KN.m} \quad (k_s)_{M/O} = \frac{3113023,471}{2844098,692} \rightarrow (k_s)_{M/O} = 1,09$$

IV-2-2-3- Cas retenue rempli niveau maximal :

IV-2-2-3-1-Avec le changement du poids volumique de l'eau (γ_w) :

a- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ kN/m}^3$) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F _{wh}	0.5. r.g.B.H ² w	27208,035	Y _w +0.33.H _w	33,5	911469,1725
F _{wv}	r.g.V	16696,0314	X _{wv} +0.66.bH _w	37,3	622761,9712
F _{sév h}	0.5 γ _d .B.hs2.c1	6063,552	Y _{sv} +0.33.hsv	30	181906,56
F _{sév v}	γ _d .V1	148,236	X _{svv} +0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
F _{sé m v}	γ _d '.V2	4002,912	X _{smv} +0.66.bhsv	57,5	230167,44
F _{sp}	0.5. P _m .b1.B	26891,6625	X _{sp} +0.66.bas	54,5	1465595,606
F _{p1}	V'.γ _b 1	5659,2	X _{p1}	41	232027,2
F _{p2}	V''.γ _b 2	75404,837	X _{p2}	28,18	2124908,307
F _{wave}	2.γ _w .B.H ² s	0	0.375. H _s	0	0
F _{w sei, h}	ΔP = 0,58.γ _w αh.B.H ² w	526,02201	Y _{wsei} +0.4.H _w e	34,7	18252,96375
F _{sei, h}	αh (P1+P2)	16212,8074	Yé _{qu} (tot)	30,49	494328,4976
F _{frotte}	c (b1+b2) B+Σ (σ _n) tg(φ)	54673,6877			
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		50010,42	54673,69	3071552,80	3215749,89

Tableau VI-15- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 54673,69\text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{sédvh} + F_{wséih} + F_{séih} \rightarrow F_{hmotr} = 50010,42\text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1,09$$

• Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\sum M/O_{rés} = 3215749,89\text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 3071552,80\text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = \frac{3215749,89}{3071552,80} \rightarrow (k_s)_{M/O} = 1,04$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.1\text{ kN/m}^3$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F _{wh}	0.5. r.g.B.H ² w	29928,8385	Y _w +0.33.H _w	33,5	1002616,09
F _{wv}	r.g.V	18365,6345	X _{wv} +0.66.bH _w	37,3	685038,1683
F _{sév h}	0.5 γ _d .B.hs ² .c1	6063,552	Y _{sv} +0.33.h _{sv}	30	181906,56
F _{sév v}	γ _d .V1	148,236	X _{svv} +0.66.bh _{sév v}	39,7	5884,9692
F _{sé m v}	γ _d '.V2	4002,912	X _{smv} +0.66.bh _{sv}	57,5	230167,44
F _{sp}	0.5. P _m .b1.B	29580,8288	X _{sp} +0.66.b _{as}	54,5	1612155,167
F _{p1}	V'.γ _{b1}	5659,2	X _{p1}	41	232027,2
F _{p2}	V''.γ _{b2}	75404,837	X _{p2}	28,18	2124908,307
F _{wave}	2.γ _w .B.H ² s	0	0.375. H _s	0	0
F _{w sei, h}	ΔP = 0,58.γ _w αh.B.H ² w	578,624211	Y _{wsei} +0.4.H _w	34,7	20078,26012
F _{sei, h}	αh (P1+P2)	16212,8074	Y _{éq} (tot)	30,49	494328,4976
F _{frotte}	c (b1+b2) B+Σ (σ _n) tg(φ)	53959,9936			
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		52783,82	53959,99	3311084,57	3278026,08

Tableau VI-16- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 53959,99\text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{séd vh} + F_{wséi h} + F_{séi h} \rightarrow F_{hmotr} = 52783,82\text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1,02$$

- Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\sum M/O_{rés} = 3278026,08\text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 3311084,57\text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = \frac{3278026,08}{3311084,57} \rightarrow (k_s)_{M/O} = 0,99$$

c- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.2$ kN/m³)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F_{wh}	$0.5 \cdot r.g.B.H^2w$	32649,642	$Y_w+0.33.H_w$	33,5	1093763,007
F_{wv}	$r.g.V$	20035,2377	$X_{wv}+0.66.bH_w$	37,3	747314,3655
$F_{sév h}$	$0.5 \gamma d.B.hs^2.c1$	6063,552	$Y_{sv}+0.33.h_{sv}$	30	181906,56
$F_{sév v}$	$\gamma d.V1$	148,236	$X_{svv}+0.66.bh_{sé v}$	39,7	5884,9692
$F_{sé m v}$	$\gamma d'.V2$	4002,912	$X_{smv}+0.66.bh_{sv}$	57,5	230167,44
F_{sp}	$0.5 \cdot Pm.b1.B$	32269,995	$X_{sp}+0.66.b_{as}$	54,5	1758714,728
F_{p1}	$V'.\gamma b1$	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
F_{p2}	$V''.\gamma b2$	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
F_{wave}	$2.\gamma_w .B.H^2s$	0	$0.375.H_s$	0	0
$F_{w sei, h}$	$\Delta P = 0,58.\gamma_w \alpha h.B.H^2w$	631,226412	$Y_{wsei}+0.4.H_{we}$	34,7	21903,5565
$F_{sei, h}$	$\alpha h(P1+P2)$	16212,8074	$Y_{éq} (tot)$	30,49	494328,4976
F_{frotte}	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma)tg(\phi)$	53246,2994			
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		55557,23	53246,30	3550616,35	3340302,28

Tableau VI-17- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{Vrés} = 53246,30 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{hmotr} = F_{wh} + F_{séd vh} + F_{wséi h} + F_{séi h} \rightarrow F_{hmotr} = 55557,23 \text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\Sigma F_{Vrés}}{\Sigma F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 0.96$$

- Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\Sigma M/O_{rés} = 3340302,28 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/O_{motr} = 3550616,35 \text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = \frac{3340302,28}{3550616,35} \rightarrow (k_s)_{M/O} = 0,94$$

d- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.3\text{ kN/m}^3$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F _{wh}	0.5. r.g.B.H ² w	35370,4455	Y _w +0.33.H _w	33,5	1184909,924
F _{wv}	r.g.V	21704,8408	X _{wv} +0.66.bH _w	37,3	809590,5626
F _{sév h}	0.5 y _d .B.hs ² .c1	6063,552	Y _{sv} +0.33.hs _v	30	181906,56
F _{sév v}	y _d .V1	148,236	X _{svv} +0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
F _{sé m v}	y _d '.V2	4002,912	X _{smv} +0.66.bhsv	57,5	230167,44
F _{sp}	0.5. Pm.b1.B	34959,1613	X _{sp} +0.66.bas	54,5	1905274,288
F _{p1}	V'.y _{b1}	5659,2	X _{p1}	41	232027,2
F _{p2}	V''.y _{b2}	75404,837	X _{p2}	28,18	2124908,307
F _{wave}	2.γ _w .B.H ² s	0	0.375.H _s	0	0
F _{w sei, h}	ΔP = 0,58.γ _w αh.B.H ² w	683,828613	Y _{wsei} +0.4.H _w e	34,7	23728,85287
F _{sei, h}	αh (P1+P2)	16212,8074	Yé _{qu} (tot)	30,49	494328,4976
F _{frotte}	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	52532,6052			
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		58330,63	52532,61	3790148,12	3402578,48

Tableau VI-17- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.3$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 52532,61\text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{sédvh} + F_{wséih} + F_{séih} \rightarrow F_{hmotr} = 58330,63\text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 0,9$$

- Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\sum M/O_{rés} = 3402578,48\text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 3790148,12\text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = \frac{3402578,48}{3790148,12} \rightarrow (k_s)_{M/O} = 0,9$$

H (m)	γ _w (kN/m ³)	Glissement	Renversement
		K _s	K _s
21.5	1	1,09	1,05
21.5	1,1	1,02	0,99
21.5	1,2	0,95	0,94
21.5	1,3	0,9	0,9

Tableau VI-18- Résumé les résultats, cas dynamique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w).

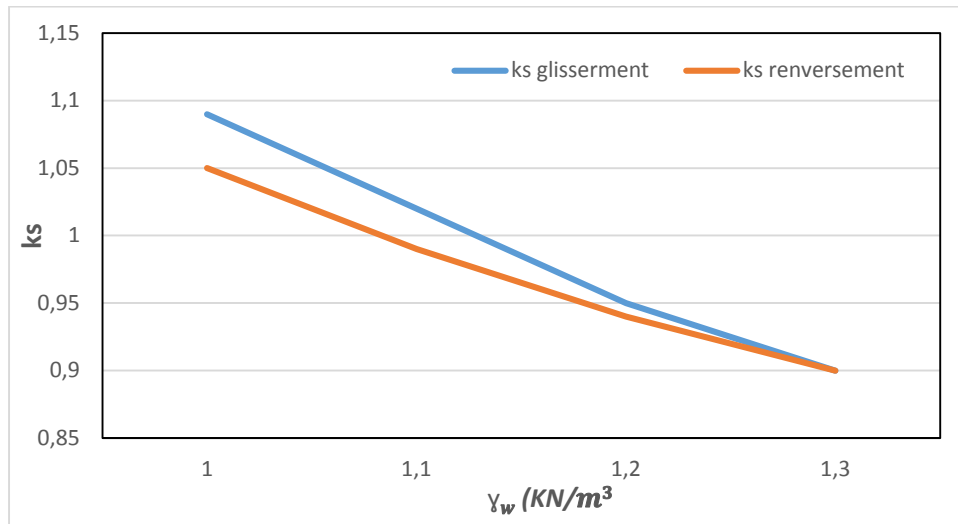


Figure IV- 6- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas dynamique.

La Figure IV- 1 montre l’effet de la variation du poids volumique de l’eau (γ_w) sur le coefficient de sécurité **Ks**, en particulier sur le coefficient de sécurité de glissement.

Les valeurs de **Ks** sont au-dessous de la norme. Le coefficient **Ks** diminue avec la croissance de (γ_w).

IV-2-2-3-2- Avec le changement du poids volumique déjaugé de sédiment vivant :

a- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 0.5$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	$\gamma_w + 0.33.H_w$	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	$X_{wv} + 0.66.b.H_w$	37,3	622761,9712
Fsé v h	0.5 $\gamma_d.B.hs2.c1$	5052,96	$\gamma_{sv} + 0.33.hs_v$	30	151588,80
Fsé v v	$\gamma_d.V1$	123,53	$X_{svv} + 0.66.b.hsé\ v$	39,7	4904,14
Fsé m v	$\gamma_d'.V2$	4002,912	$X_{smv} + 0.66.b.hs_v$	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	$X_{sp} + 0.66.bas$	54,5	1465595,606
Fp1	$V'.\gamma_b1$	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
Fp2	$V''.\gamma_b2$	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
Fwave	$2.\gamma_w .B.H2s$	0	$0.375. H_s$	0	0
Fw sei, h	$\Delta P = 0,58.\gamma_w \alpha h.B.H^2w$	526,02201	$\gamma_{wsei} + 0.4.H_{we}$	34,7	18252,96375
Fsei,h	$\alpha h(P1+P2)$	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	$c(b1+b2)B + \Sigma(\sigma)tg(\phi)$	54656,3935			
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		48999,82	54656,39	3041235,04	3214769,06

Tableau VI-19- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.5$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 54656,39 \text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{séd vh} + F_{wséi h} + F_{séi h} \rightarrow F_{hmotr} = 48999,82 \text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1,12$$

- Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\sum M/O_{rés} = 3214769,06 \text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 3041235,04 \text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = \frac{3214769,06}{3071552,80} \rightarrow (k_s)_{M/O} = 1,06$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 0.6$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	Yw+0.33.Hw	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	Xwv+0.66.bHw	37,3	622761,9712
Fsé v h	0.5 yd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	yd.V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
Fsé m v	yd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	Xsp+0.66.bas	54,5	1465595,606
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375. Hs	0	0
Fw sei, h	ΔP = 0,58.γwαh.B.H²w	526,02201	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	18252,96375
Fsei,h	αh (P1+P2)	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	54673,688	□	/	/
		Σ Fh	Σ Fv	Moment moteur	Moment résistant
		50010,4164	54673,68773	3071552,8	3215749,887

Tableau VI-20- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.6$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 54673,68773 \text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{séd vh} + F_{wséi h} + F_{séi h} \rightarrow F_{hmotr} = 50010,4164 \text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1.09$$

- Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\sum M/O_{rés} = 3215749,887 \text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 3071552,8 \text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = 1.05$$

c- Cas particulier ($Hw = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 0.7$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	Yw+0.33.Hw	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	Xwv+0.66.bHw	37,3	622761,9712
Fsévh	0.5 yd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsévv	yd.V1	172,942	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	6865,7974
Fsémv	yd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	Xsp+0.66.bas	54,5	1465595,606
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375.Hs	0	0
Fwsei, h	ΔP = 0,58.γwαh.B.H²w	526,02201	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	18252,96375
Fsei,h	αh (P1+P2)	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	54690,9819			
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		50010,42	54690,98	3071552,80	3216730,72

Tableau VI-21- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.7$).

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 54690,98 \text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{sédvh} + F_{wséih} + F_{séih} \rightarrow F_{hmotr} = 50010,42 \text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1.09$$

• Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\sum M/O_{rés} = 3216730,72 \text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 3071552,80 \text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = 1.05$$

d- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 0.8$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F _{wh}	0.5. r.g.B.H ² w	27208,035	Y _w +0.33.H _w	33,5	911469,1725
F _{wv}	r.g.V	16696,0314	X _{wv} +0.66.bH _w	37,3	622761,9712
F _{sév h}	0.5 y _d .B.hs ² .c1	8084,736	Y _{sv} +0.33.hs _v	30	242542,08
F _{sév v}	y _d .V1	197,648	X _{svv} +0.66.bhsé v	39,7	7846,63
F _{sé m v}	y _d '.V2	4002,912	X _{smv} +0.66.bhsv	57,5	230167,44
F _{sp}	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	X _{sp} +0.66.bas	54,5	1465595,606
F _{p1}	V'.y _b 1	5659,2	X _{p1}	41	232027,2
F _{p2}	V''.y _b 2	75404,837	X _{p2}	28,18	2124908,307
F _{wave}	2.y _w .B.H ² s	0	0.375. H _s	0	0
F _{w sei, h}	ΔP = 0,58.γ _w αh.B.H ² w	526,02201	Y _{wsei} +0.4.H _w e	34,7	18252,96375
F _{sei, h}	αh (P1+P2)	16212,8074	Yé _{qu} (tot)	30,49	494328,4976
F _{frotte}	c (b1+b2) B+Σ (σn) tg(φ)	54708,2761			
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		52031,60	54708,28	3132188,32	3217711,54

Tableau VI-22- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.8$).

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 54708, 28\text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{séd vh} + F_{wséi h} + F_{séi h} \rightarrow F_{hmotr} = 52031, 60\text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1, 05$$

• Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\sum M/O_{rés} = 3217711, 54\text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 3132188, 32\text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = 1, 03$$

H _w	Y _d	k _s glissement	k _s renversement
21,5	0,5	1,12	1,06
21,5	0,6	1,09	1,05
21,5	0,7	1,09	1,05
21,5	0,8	1,05	1,03

Tableau VI-23- Résumé les résultats, cas dynamique, niveau maximal, différentes valeurs de (y_d).

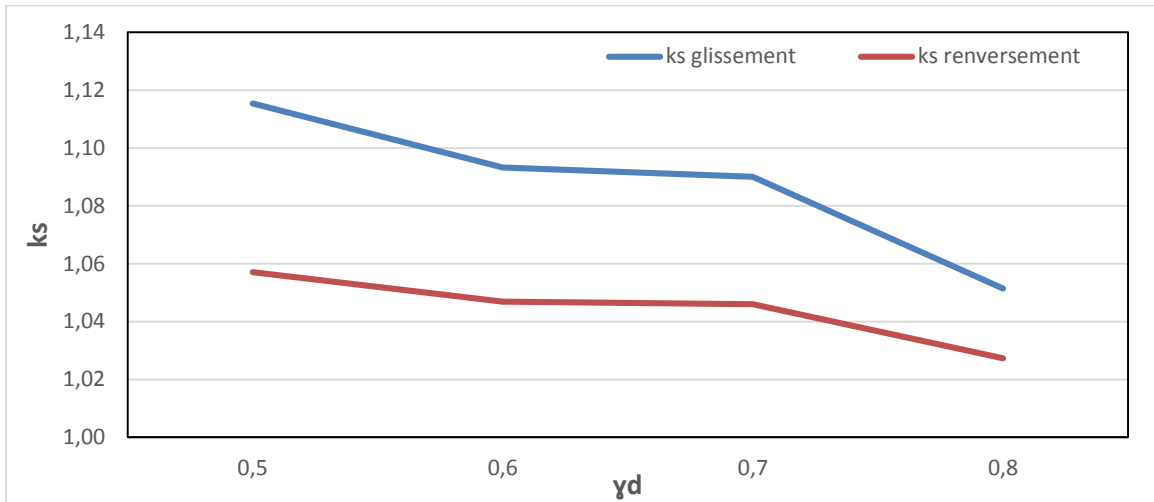


Figure IV- 7- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_d), cas dynamique.

La Figure IV- 7-montre l’effet de la variation du poids volumique déjaugé de sédiment vivant (γ_a) sur le coefficient de sécurité K_s , en particulier sur le coefficient de sécurité de renversement.

Les valeurs de K_s sont au-dessous de la norme. Le coefficient K_s diminue avec la croissance de (γ_a).

IV-2-2-3-3- Avec le changement du Coefficient d’accélération sismique horizontale (α_h)

a- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ kN/m}^3$, $\alpha_h = 0,1$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	Yw+0.33.Hw	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	Xwv+0.66.bHw	37,3	622761,9712
Fsé v h	0.5 γ_d .B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	γ_d .V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
Fsé m v	γ_d' .V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	Xsp+0.66.bas	54,5	1465595,606
Fp1	V'. γ_b 1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''. γ_b 2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2. γ_w .B.H2s	0	0.375. Hs	0	0
Fw sei, h	$\Delta P = 0,58.\gamma_w\alpha_h.B.H^2w$	394,516508	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	13689,72281
Fsei,h	$\alpha_h (P1+P2)$	12159,6056	Yéqu (tot)	30,49	370746,3732
Ffrotte	c (b1+b2) B+ $\Sigma (\sigma_n)tg(\phi)$	54673,6877			
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		45825,71	54673,69	2943407,43	3215749,89

Tableau VI-24- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal ($H = 21.5$) et Coefficient d’accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0, 1$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 54673,69 \text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{séd\ v h} + F_{wséi\ h} + F_{séi\ h} \rightarrow F_{hmotr} = 45825,71 \text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1,31$$

- Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\sum M/O_{rés} = 3215749,89 \text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 2943407,43 \text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = 1,14$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0 \text{ kN/m}^3$, $\alpha_h = 0,15$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F _{wh}	0.5.r.g.B.H ² w	27208,035	Y _w +0.33.H _w	33,5	911469,1725
F _{wv}	r.g.V	16696,0314	X _{wv} +0.66.bH _w	37,3	622761,9712
F _{sév h}	0.5 y _d .B.hs2.c1	6063,552	Y _{sv} +0.33.hs _v	30	181906,56
F _{sév v}	y _d .V1	148,236	X _{svv} +0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
F _{sé m v}	y _d '.V2	4002,912	X _{smv} +0.66.bhsv	57,5	230167,44
F _{sp}	0.5.Pm.b1.B	26891,6625	X _{sp} +0.66.bas	54,5	1465595,606
F _{p1}	V'.y _{b1}	5659,2	X _{p1}	41	232027,2
F _{p2}	V''.y _{b2}	75404,837	X _{p2}	28,18	2124908,307
F _{wave}	2.γ _w .B.H ² s	0	0.375. H _s	0	0
F _{w sei, h}	ΔP = 0,58.γ _w ah.B.H ² w	394,516508	Y _{wsei} +0.4.H _w e	34,7	13689,72281
F _{sei, h}	α _h (P1+P2)	12159,6056	Yé _{qu} (tot)	30,49	370746,3732
F _{frotte}	c(b1+b2)B+Σ(σ _n)tg(φ)	54673,6877			
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		45825,71	54673,69	2943407,43	3215749,89

Tableau VI-25- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal ($H = 21.5$) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0,15$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 54673,69 \text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{séd\ v h} + F_{wséi\ h} + F_{séi\ h} \rightarrow F_{hmotr} = 45825,71 \text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1,19$$

• Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\Sigma M/O_{rés} = 3215749,89 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/O_{motr} = 2943407,43 \text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = 1,09$$

c- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0 \text{ kN/m}^3$, $\alpha_h = 0,2$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	Yw+0.33.Hw	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	Xwv+0.66.bHw	37,3	622761,9712
Fsé v h	0.5 yd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	yd.V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
Fsé m v	yd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	Xsp+0.66.bas	54,5	1465595,606
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375.Hs	0	0
Fw sei, h	ΔP = 0,58.γwαh.B.H²w	526,02201	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	18252,96375
Fsei,h	αh(P1+P2)	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	54673,6877			
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		50010,42	54673,69	3071552,80	3215749,89

Tableau VI-26- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal ($H = 21.5$) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0,2$)

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{Vrés} = 54673,69 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{hmotr} = F_{wh} + F_{sé d vh} + F_{wsé i h} + F_{sé i h} \rightarrow F_{hmotr} = 50010,42 \text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\Sigma F_{Vrés}}{\Sigma F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1,09$$

• Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\Sigma M/O_{rés} = 3215749,89 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/O_{motr} = 3071552,80 \text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = 1,05$$

d- Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0\text{ kN/m}^3$, $\alpha_h = 0,3$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F _{wh}	0.5. r.g.B.H ² w	27208,035	Y _w +0.33.H _w	33,5	911469,1725
F _{wv}	r.g.V	16696,0314	X _{wv} +0.66.bH _w	37,3	622761,9712
F _{sév h}	0.5 y _d .B.hs ² .c1	6063,552	Y _{sv} +0.33.h _{sv}	30	181906,56
F _{sév v}	y _d .V1	148,236	X _{svv} +0.66.bh _{sév v}	39,7	5884,9692
F _{sé m v}	y _d '.V2	4002,912	X _{smv} +0.66.bh _{sv}	57,5	230167,44
F _{sp}	0.5. P _m .b1.B	26891,6625	X _{sp} +0.66.b _{as}	54,5	1465595,606
F _{p1}	V'.y _{b1}	5659,2	X _{p1}	41	232027,2
F _{p2}	V''.y _{b2}	75404,837	X _{p2}	28,18	2124908,307
F _{wave}	2.γ _w .B.H ² s	0	0.375. H _s	0	0
F _{w sei, h}	ΔP = 0,58.γ _w α _h .B.H ² w	657,527513	Y _{wsei} +0.4.H _w e	34,7	22816,20468
F _{sei, h}	α _h (P1+P2)	20266,0093	Y _{éq} (tot)	30,49	617910,622
F _{frotte}	c (b1+b2)B+Σ(σ _n)tg(φ)	54673,6877			
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		54195,12	54673,69	3199698,17	3215749,89

Tableau VI-27- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal ($H = 21.5$) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0,3$)

• Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\sum F_{Vrés} = 54673,69\text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{sédvh} + F_{wséih} + F_{séih} \rightarrow F_{hmotr} = 3215749,89\text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1,01$$

• Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$\sum M/O_{rés} = 3215749,89\text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 3199698,17\text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = 1,01$$

H(m)	α_h	ks glissement	ks renversement
21,5	0,1	1,31	1,14
21,5	0,15	1,19	1,09
21,5	0,2	1,09	1,05
21,5	0,3	1,01	1,01

Tableau VI-28- Résumé les résultats, cas dynamique, niveau maximal, différentes valeurs de (α_h).

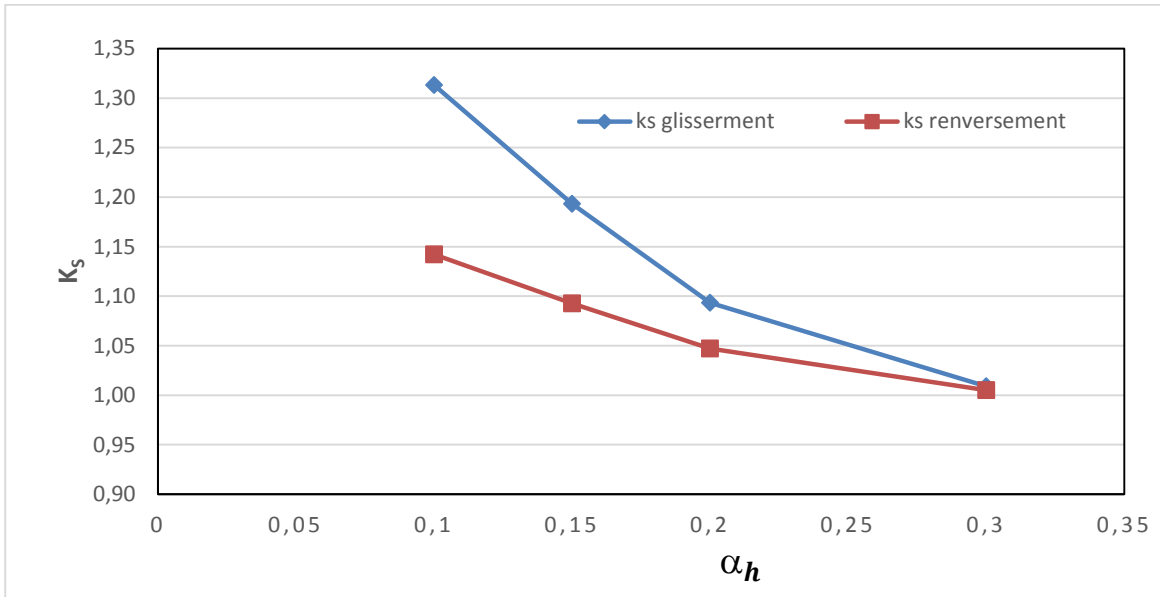


Figure IV- 8- Variation du coefficient de sécurité en fonction (α_h), cas dynamique.

La Figure IV-8 montre l’effet de la variation du coefficient d’accélération sismique horizontale (α_h) sur le coefficient de sécurité K_s , en particulier sur le coefficient de sécurité de renversement.

IV-2-2-4-Cas vidange rapide ($H_w = 11$ m et $\gamma_w = 1kN/ m^3$) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	7122,06	Yw+0.33.Hw	33,5	238589,01
Fwv	r.g.V	2423,6586	Xwv+0.66.bHw	37,3	90402,46578
Fsé v h	0.5 yd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	yd.V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsé v	39,7	5884,9692
Fsé m v	yd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	13758,525	Xsp+0.66.bas	54,5	749839,6125
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375. Hs	0	0
Fw sei, h	$\Delta P = 0,58.\gamma_w\alpha_h.B.H^2w$	137,69316	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	4777,952652
Fsei,h	$\alpha_h(P1+P2)$	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma)tg(\phi)$	53876,223		/	/
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		29536,1126	53876,22302	1669441,633	2683390,382

Tableau VI-13- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, vidange rapide et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

• **Calcul du coefficient de sécurité au glissement :**

$$\sum F_{Vrés} = 53876,22302 \text{ KN}$$

$$\sum F_{hmotr} = F_{wh} + F_{sédvh} + F_{wséih} + F_{séih} \rightarrow F_{hmotr} = 29536,1126 \text{ KN}$$

$$(k_s)_{din} = \frac{\sum F_{Vrés}}{\sum F_{hmotr}} \rightarrow k_s = 1.8$$

• **Calcul du coefficient de sécurité au renversement :**

$$\sum M/O_{rés} = 2683390,382 \text{ KN.m}$$

$$\sum M/O_{motr} = 1669441,633 \text{ KN.m}$$

$$(k_s)_{M/O} = 1.6$$

- Dans les deux cas de niveau d'eau (normal et maximal), les coefficients de sécurité calculés sont inférieurs à la norme (1.2) donc la stabilité dynamique n'est pas vérifiée.
- Dans le cas de vidange rapide du barrage, le coefficient de sécurité calculé est supérieur à 1.2 ce qui vérifie la stabilité.

Pour éviter cette situation de stabilité critique de l'ancien barrage et qui a subi aux travaux de surélévation de hauteur en 1972, nous pouvons adopter la technique de renforcement de la stabilité par l'utilisation des câbles précontraints au niveau des contreforts du barrage.

IV-2-3- Vérification de l'étude dynamique (pseudo statique) renforcée :

IV-2-3-1- Technique des câbles précontraints :

Le but de la précontrainte est d'augmenter la stabilité d'ensemble des contreforts, d'éviter l'apparition des sollicitations de traction dans les voûtes, notamment au moyen de câbles ancrés, à l'une de leurs extrémités, dans des contrepoids massifs coulés au pied des voûtes et à l'autre, dans les nouvelles têtes des contreforts.

Dans notre barrage, la précontrainte est exercée par 8 câbles de 178 t sur chacun des 25 contreforts centraux les contreforts latéraux munis de béquilles chacun que 6 ou 4 câbles. Chacun câble est composé de 42 fils parallèles de 7 mm de diamètre.

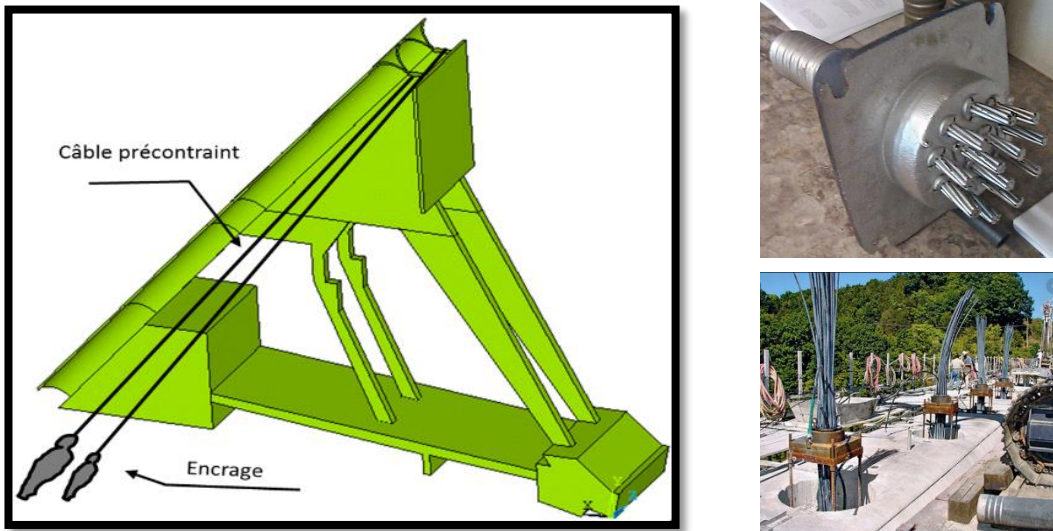


Figure IV- 9- Présentation du profil d'étude renforcé par les câbles précontraints.

Force du câble: La tension = 178 t = 178000 Kg

Dans le profil du barrage deux contreforts.

$$F_{\text{traction}} = 2 \cdot T \cdot g = 3492.36 \text{ KN}$$

$$T_x = F_{\text{traction}} \cdot \cos(48^\circ) \rightarrow T_x = 2304.96$$

$$T_y = F_{\text{traction}} \cdot \sin(48^\circ) \rightarrow T_y = 2584.35$$

IV-2-3-2- Retenue remplie niveau normal ($H_w = 20 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0 \text{ (kN/ m}^3\text{)}$:

Fwh	0.5. r.g.B.H2w	23544	Yw+0.33.Hw	33,5	788724
Fwv	r.g.V	13941,972	Xwv+0.66.bHw	37,3	520035,5556
Fsé v h	0.5 yd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	yd.V1	123,53	Xsvv+0.66.bhsév	39,7	4904,141
Fsé m v	yd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	25015,5	Xsp+0.66.bas	54,5	1363344,75
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375. Hs	0	0
Fw sei, h	$\Delta P = 0,58 \cdot \gamma_w a h \cdot B \cdot H^2 w$	455,184	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	15794,8848
Fsei, h	$\alpha h (P1+P2)$	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma n)tg(\phi)$	54041,8657			
Tx	fct*cos 48	1152,4788			
Ty=	fct*sin 48	1292,1732			
Ffrotte	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma n)tg(\phi)$	54946,3869		20	1098927,739
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		45123,06	54946,39	2844098,69	3279675,92

Tableau VI-29- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau normal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\text{rés}} = 54946,39 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\text{motr}} = 45123,06 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{54946,39}{45123,06} \rightarrow K_s = 1.21$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M_{/o\text{rés}} = 3279675,92 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_{/o\text{motr}} = 2844098,69 \text{ KN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3279675,92}{2844098,69} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.16$$

IV-2-3-3- Cas retenue rempli niveau maximal :

IV-2-3-3-1-Avec le changement du poids volumique de l'eau (γ_w) :

a- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0 \text{ kN/ m}^3$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5. r.g.B.H2w	27208,035	Yw+0.33.Hw	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	Xwv+0.66.bHw	37,3	622761,9712
Fsévh	0.5 γd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsévv	γd.V1	123,53	Xsvv+0.66.bhsév	39,7	4904,141
Fsémv	γd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5. Pm.b1.B	26891,6625	Xsp+0.66.bas	54,5	1465595,606
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375. Hs	0	0
Fw sei, h	ΔP =0,58.γwαh.B.H²w	526,02201	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	18252,96375
Fsei, h	αh(P1+P2)	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	54656,3935			
Tx	fct*cos 48	1152,4788			
Ty=	fct*sin 48	1292,1732			
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	55560,9148		20	1111218,295
		Σ Fh	Σ Fv	Moment moteur	Moment résistant
		48857,94	55560,91	3071552,80	3382402,34

Tableau VI-30- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\text{rés}} = 55560,91 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\text{motr}} = 48857,94 \text{ KN}$$

$$K_s = 1.14$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{\text{rés}} = 3382402,34 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/o_{\text{motr}} = 3071552,80 \text{ KN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = 1.10$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.1 \text{ kN/m}^3$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5.r.g.B.H2w	29928,8385	Yw+0.33.Hw	33,5	1002616,09
Fwv	r.g.V	18365,6345	Xwv+0.66.bHw	37,3	685038,1683
Fsé v h	0.5 γd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	γd.V1	123,53	Xsvv+0.66.bhsév	39,7	4904,141
Fsé m v	γd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5.Pm.b1.B	29580,8288	Xsp+0.66.bas	54,5	1612155,167
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375.Hs	0	0
Fw sei, h	ΔP =0,58.γwαh.B.H²w	578,624211	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	20078,26012
Fsei,h	αh(P1+P2)	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	53942,6994			
Tx	fct*cos 48	1152,4788			
Ty=	fct*sin 48	1292,1732			
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	54847,2206		20	1096944,412
		Σ Fh	Σ Fv	Moment moteur	Moment résistant
		50474,09	54847,22	3311084,57	3444678,536

Tableau VI-31- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\text{rés}} = 54847,22 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\text{motr}} = 50474,09 \text{ KN}$$

$$K_s = 1.06$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3444678,536 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 3311084,57 \text{ KN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = 1.04$$

c- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.2 \text{ kN/ m}^3$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	$0.5.r.g.B.H2w$	32649,642	$Yw+0.33.Hw$	33,5	1093763,007
Fwv	$r.g.V$	20035,2377	$Xwv+0.66.bHw$	37,3	747314,3655
Fsé v h	$0.5 \gamma d.B.hs2.c1$	6063,552	$Ysv+0.33.hsv$	30	181906,56
Fsé v v	$\gamma d.V1$	123,53	$Xsvv+0.66.bhsév$	39,7	4904,141
Fsé m v	$\gamma d'.V2$	4002,912	$Xsmv+0.66.bhsv$	57,5	230167,44
Fsp	$0.5.Pm.b1.B$	32269,995	$Xsp+0.66.bas$	54,5	1758714,728
Fp1	$V'.yb1$	5659,2	$Xp1$	41	232027,2
Fp2	$V''.yb2$	75404,837	$Xp2$	28,18	2124908,307
Fwave	$2.\gamma_w .B.H2s$	0	$0.375.Hs$	0	0
Fw sei, h	$\Delta P =0,58.\gamma_w \alpha h.B.H^2w$	631,226412	$Ywsei+0.4.Hwe$	34,7	21903,5565
Fsei,h	$\alpha h(P1+P2)$	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma n)tg(\phi)$	53229,0052			
Tx	$fct*\cos 48$	1152,4788			
Ty=	$fct*\sin 48$	1292,1732			
Ffrotte	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma n)tg(\phi)$	54133,5264		20	1082670,528
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		54404,75	54133,53	3550616,35	3506954,733

Tableau VI-32- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_v_{rés} = 54133,53 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_h_{motr} = 54404,75 \text{ KN}$$

$$K_s = 1.00$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3506954,733 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 3550616,35 \text{ KN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = 0.99$$

d- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.3$ kN/ m³)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5.r.g.B.H2w	35370,4455	Yw+0.33.Hw	33,5	1184909,924
Fwv	r.g.V	21704,8408	Xwv+0.66.bHw	37,3	809590,5626
Fsé v h	0.5 γd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	γd.V1	123,53	Xsvv+0.66.bhsév	39,7	4904,141
Fsé m v	γd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5.Pm.b1.B	34959,1613	Xsp+0.66.bas	54,5	1905274,288
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375.Hs	0	0
Fw sei, h	ΔP =0,58.γwαh.B.H ² w	683,828613	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	23728,85287
Fsei,h	αh(P1+P2)	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	52515,311			
Tx	fct*cos 48	1152,4788			
Ty=	fct*sin 48	1292,1732			
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	53419,8322		20	1068396,645
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		57178,15	53419,83	3790148,12	3569230,93

Tableau VI-33- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.3$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v \text{ rés}} = 53419,83 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h \text{ motr}} = 57178,15 \text{ KN}$$

$$K_s = 0.93$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M_{/o \text{ rés}} = 3569230,93 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_{/o \text{ motr}} = 3790148,12 \text{ KN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = 0.94$$

Hw	γw	glissement	renversement
21,5	1	1,14	1,10
21,5	1,1	1,06	1,04
21,5	1,2	1,00	0,99
21,5	1,3	0,93	0,94

Tableau VI-34- Résumé les résultats, cas dynamique renforcé, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w)

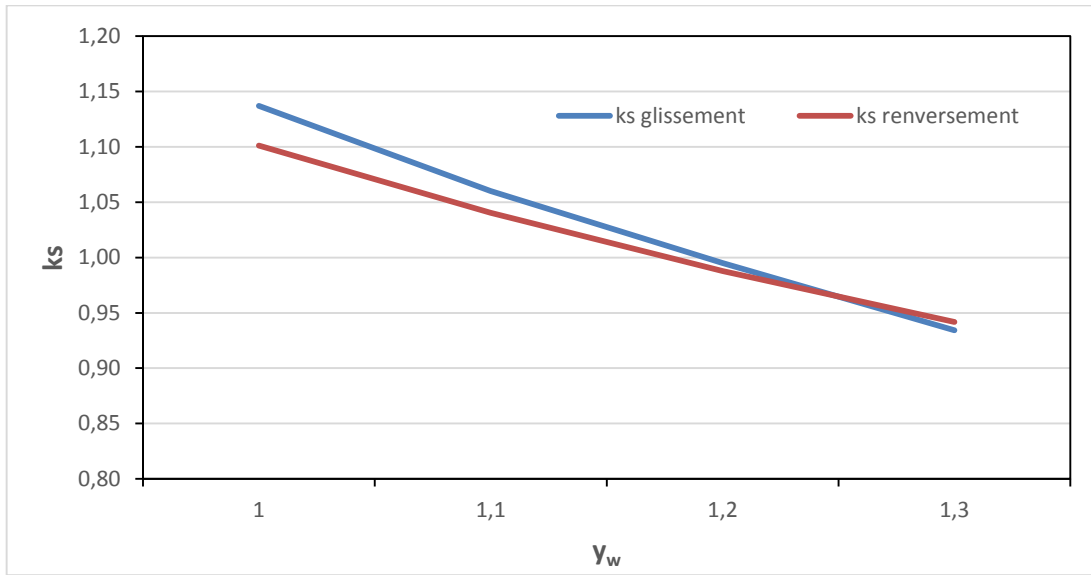


Figure IV- 10- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas dynamique renforcé

A travers la figure qui résume la décroissance de k_s en fonction de l’augmentation du poids volumétrique de l’eau, on observe une amélioration des valeurs de k_s dans les états de renversement et de glissement.

IV-2-3-3-2- Avec le changement du poids volumique déjaugé de sédiment vivant :

a- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_d = 0.5$ kN/ m³)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	$0.5.r.g.B.H^2w$	27208,035	$Y_w+0.33.H_w$	33,5	911469,1725
Fwv	$r.g.V$	16696,0314	$X_{wv}+0.66.bH_w$	37,3	622761,9712
Fsé v h	$0.5 \gamma_d.B.hs^2.c_1$	5052,96	$Y_{sv}+0.33.hs_v$	30	151588,8
Fsé v v	$\gamma_d.V_1$	123,53	$X_{svv}+0.66.bhsév$	39,7	4904,141
Fsé m v	$\gamma_d'.V_2$	4002,912	$X_{smv}+0.66.bhsv$	57,5	230167,44
Fsp	$0.5.P_m.b_1.B$	26891,6625	$X_{sp}+0.66.bas$	54,5	1465595,606
Fp1	$V'.\gamma_b1$	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
Fp2	$V''.\gamma_b2$	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
Fwave	$2.\gamma_w .B.H^2s$	0	$0.375.H_s$	0	0
Fw sei, h	$\Delta P =0,58.\gamma_w a h.B.H^2w$	526,02201	$Y_{wsei}+0.4.H_{we}$	34,7	18252,96375
Fsei,h	$\alpha h(P_1+P_2)$	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	$c(b_1+b_2)B+\Sigma(\sigma_n)tg(\phi)$	54656,3935			
Tx	$fct*\cos 48$	1152,4788			
Ty=	$fct*\sin 48$	1292,1732			
Ffrotte	$c(b_1+b_2)B+\Sigma(\sigma_n)tg(\phi)$	55560,9148		20	1111218,295
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		47847,35	55560,91	3041235,04	3382402,34

Tableau VI-35- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.5$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\begin{aligned}\Sigma F_{v \text{ rés}} &= 55560,91 \text{ KN} \\ \Sigma F_{h \text{ motr}} &= 47847,35 \text{ KN} \\ K_s &= 1.16\end{aligned}$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\begin{aligned}\Sigma M/o_{\text{rés}} &= 3382402,34 \text{ KN.m} \\ \Sigma M/o_{\text{motr}} &= 3041235,04 \text{ KN.m} \\ (K_s)_{M/o} &= 1.11\end{aligned}$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_d = 0.6 \text{ kN/ m}^3$)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5.r.g.B.H2w	27208,035	Yw+0.33.Hw	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	Xwv+0.66.bHw	37,3	622761,9712
Fsé v h	0.5 γ_d .B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	γ_d .V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsév	39,7	5884,9692
Fsé m v	γ_d '.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5.Pm.b1.B	26891,6625	Xsp+0.66.bas	54,5	1465595,606
Fp1	V'. γ_b 1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''. γ_b 2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2. γ_w .B.H2s	0	0.375.Hs	0	0
Fw sei, h	$\Delta P = 0,58.\gamma_w a h.B.H^2 w$	526,02201	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	18252,96375
Fsei, h	$a h(P1+P2)$	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma n)tg(\phi)$	54673,6877			
Tx	fct*cos 48	1152,4788			
Ty=	fct*sin 48	1292,1732			
Ffrotte	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma n)tg(\phi)$	55578,209		20	1111564,179
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		48857,94	55578,21	3071552,80	3383383,167

Tableau VI-36- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal ($H = 21.5$) et poids volumique déjaugé de sédiment vivant ($\gamma_d = 0.6$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\begin{aligned}\Sigma F_{v \text{ rés}} &= 55578,21 \text{ KN} \\ \Sigma F_{h \text{ motr}} &= 48857,94 \text{ KN} \\ K_s &= 1.14\end{aligned}$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3383383,167 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 3071552,80 \text{ KN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = 1,10$$

Hw	γ_d	ks glissement	ks renversement
21,5	0,5	1,16	1,11
21,5	0,6	1,14	1,10
21,5	0,7	1,14	1,10
21,5	0,8	1,14	1,10

Tableau VI-37- Résumé les résultats, cas dynamique renforcé, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_d).

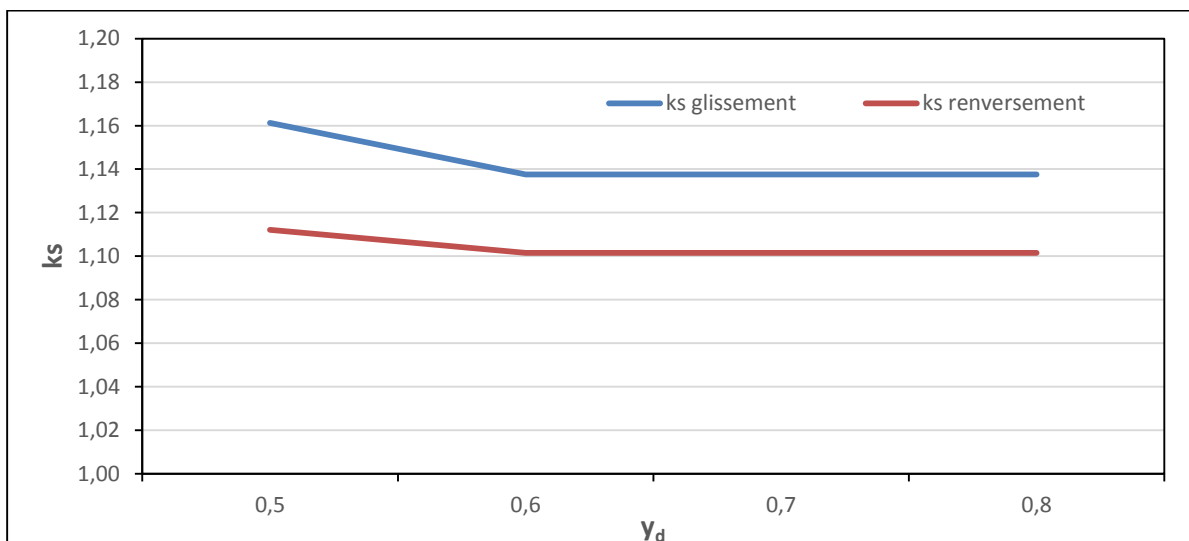


Figure IV- 11- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_d), cas dynamique renforcé

On note que le coefficient de sécurité a tendance à rester stable à une certaine valeur dans les deux cas avec une augmentation du poids volumique déjaugé de sédiment vivant γ_d et donc on enregistre une stabilité des résultats.

IV-2-3-3- Avec le changement du Coefficient d'accélération sismique horizontale (α_h)a- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\alpha_h = 0.1$ kN/ m³)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5.r.g.B.H2w	27208,035	Yw+0.33.Hw	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	Xwv+0.66.bHw	37,3	622761,9712
Fsé v h	0.5 γd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	γd.V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsév	39,7	5884,9692
Fsé m v	γd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5.Pm.b1.B	26891,6625	Xsp+0.66.bas	54,5	1465595,606
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375.Hs	0	0
Fw sei, h	ΔP =0,58.γwαh.B.H ² w	263,011005	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	9126,481874
Fsei,h	αh(P1+P2)	8106,4037	Yéqu (tot)	30,49	247164,2488
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	54673,6877			
Tx	fct*cos 48	1152,4788			
Ty=	fct*sin 48	1292,1732			
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	55560,9148		20	1111218,295
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		40488,52	55560,91	2815262,07	3383383,17

Tableau VI- 38- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal ($H = 21.5$) et Coefficient d'accélération sismique horizontale ($\alpha_h = 0, 1$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\begin{aligned}\Sigma F_{v \text{ rés}} &= 55560,91 \text{ KN} \\ \Sigma F_{h \text{ motr}} &= 40488,52 \text{ KN} \\ K_s &= 1.37\end{aligned}$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\begin{aligned}\Sigma M/o_{\text{rés}} &= 3383383,17 \text{ KN.m} \\ \Sigma M/o_{\text{motr}} &= 2815262,07 \text{ KN.m} \\ (K_s)_{M/o} &= 1.20\end{aligned}$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\alpha_h = 0.15$ kN/ m³)

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5.r.g.B.H2w	27208,035	Yw+0.33.Hw	33,5	911469,1725
Fwv	r.g.V	16696,0314	Xwv+0.66.bHw	37,3	622761,9712
Fsé v h	0.5 γd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsé v v	γd.V1	148,236	Xsvv+0.66.bhsév	39,7	5884,9692
Fsé m v	γd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	57,5	230167,44
Fsp	0.5.Pm.b1.B	26891,6625	Xsp+0.66.bas	54,5	1465595,606
Fp1	V'.yb1	5659,2	Xp1	41	232027,2
Fp2	V''.yb2	75404,837	Xp2	28,18	2124908,307
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375.Hs	0	0
Fw sei, h	ΔP =0,58.γwαh.B.H ² w	394,516508	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	13689,72281
Fsei,h	αh(P1+P2)	12159,6056	Yéqu (tot)	30,49	370746,3732
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	54673,6877			
Tx	fct*cos 48	1152,4788			
Ty=	fct*sin 48	1292,1732			
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	55560,9148		20	1111218,295
		Σ F _h	Σ F _v	Moment moteur	Moment résistant
		44673,23	55560,91	2943407,43	3383383,17

Tableau VI- 39- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal ($H = 21.5$) et Coefficient d'accélération sismique horizontale($\alpha_h = 0, 15$)

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v \text{ rés}} = 55560,91 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h \text{ motr}} = 44673, 23 \text{ KN}$$

$$K_s = 1.24$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{\text{rés}} = 3383383,17 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/o_{\text{motr}} = 2943407,43 \text{ KN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = 1.15$$

Hw	ah	ks glissement	ks renversement
21,5	0,1	1,37	1,20
21,5	0,15	1,24	1,15
21,5	0,2	1,14	1,10
21,5	0,25	1,05	1,06

Tableau VI-40- Résumé les résultats, cas dynamique renforcé, niveau maximal, différentes valeurs de (α_h)

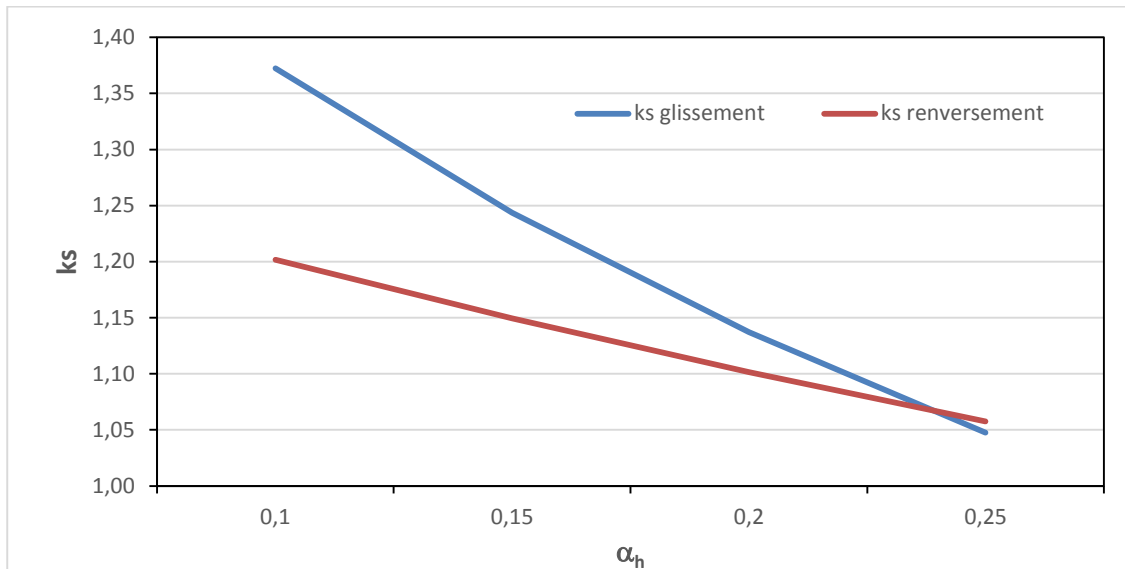


Figure IV- 12- Variation du coefficient de sécurité en fonction (α_h), cas dynamique renforcé

Le coefficient de sécurité diminue avec l’augmentation de l’accélération sismique horizontale (α_h), ce qui pose le problème d’une sécurité insuffisante du barrage lorsque le coefficient d’accélération dépasse la valeur 0,2.

IV-2-3-4- Cas vidange rapide ($H = 11\text{ m}$ et $\gamma_w = 1\text{ kN/ m}^3$) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	$0.5.r.g.B.H^2w$	7122,06	$Y_w+0.33.Hw$	33,5	238589,01
Fwv	$r.g.V$	2423,6586	$X_{wv}+0.66.bHw$	37,3	90402,46578
Fsév h	$0.5 \gamma_d.B.hs^2.c1$	6063,552	$Y_{sv}+0.33.hs_v$	30	181906,56
Fsév v	$\gamma_d.V1$	123,53	$X_{svv}+0.66.bhsév$	39,7	4904,141
Fsé m v	$\gamma_d'.V2$	4002,912	$X_{smv}+0.66.bhsv$	57,5	230167,44
Fsp	$0.5.Pm.b1.B$	13758,525	$X_{sp}+0.66.bas$	54,5	749839,6125
Fp1	$V'.\gamma b1$	5659,2	X_{p1}	41	232027,2
Fp2	$V''.\gamma b2$	75404,837	X_{p2}	28,18	2124908,307
Fwave	$2.\gamma_w .B.H^2s$	0	$0.375.Hs$	0	0
Fw sei, h	$\Delta P =0,58.\gamma_w\alpha h.B.H^2w$	172,11645	$Y_{wsei}+0.4.Hwe$	34,7	5972,440815
Fsei,h	$\alpha h(P1+P2)$	20266,0093	Yéqu (tot)	30,49	617910,622
Ffrotte	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma n)tg(\phi)$	53858,9288			
Tx	$fct*\cos 48$	1152,4788			
Ty=	$fct*\sin 48$	1292,1732			
Ffrotte	$c(b1+b2)B+\Sigma(\sigma n)tg(\phi)$	54763,4501		20	1095269,001
		ΣF_h	ΣF_v	Moment moteur	Moment résistant
		32471,26	54763,45	1794218,25	2850042,83

Tableau VI-18- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcée, vidange rapide et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)

- **Calcul du coefficient de sécurité au glissement :**

$$\begin{aligned}\Sigma F_{v \text{ rés}} &= 54763,45 \text{ KN} \\ \Sigma F_{h \text{ motr}} &= 32471,26 \text{ KN} \\ K_s &= 1.69\end{aligned}$$

- **Vérification de la sécurité au renversement :**

$$\begin{aligned}\Sigma M/o_{\text{rés}} &= 2850042,83 \text{ KN.m} \\ \Sigma M/o_{\text{motr}} &= 1794218,25 \text{ KN.m} \\ (K_s)_{M/o} &= 1.59\end{aligned}$$

- Dans le cas de niveau d'eau normal, le coefficient de sécurité calculé est supérieur à la valeur 1.2 donc la condition de stabilité est vérifiée pour les deux situations au glissement et au renversement.
- Dans le cas de niveau d'eau maximal, le résultat est accepté car ce cas est très rare (h_{max} et séisme).
- Dans le cas vidange rapide, le résultat est accepté

Après vérification de la stabilité classique où le corps du barrage est considéré comme parfaitement rigide, mais en réalité le corps est rigide à un certain niveau, c'est-à-dire qu'il est possible d'avoir des ruptures ou des fissures sans avoir atteint le stade de renversement.

La question qui se pose, quels sont les critères et la méthode utilisées pour trouver les endroits les plus défavorables dans le corps du barrage ?

IV-3-Stabilité interne :

IV-3-1-Méthode de la résistance des matériaux (RDM) :

La résistance des matériaux est une branche de la mécanique appliquée servant à étudier le comportement des corps solides sous l'action des différents types de charge.

La résistance des matériaux est basée sur les principes de mécanique et les lois de Comportement des matériaux et leurs propriétés, qui ne peuvent être disponibles qu'à travers les résultats des travaux expérimentaux.

- Calcul de l'excentricité :

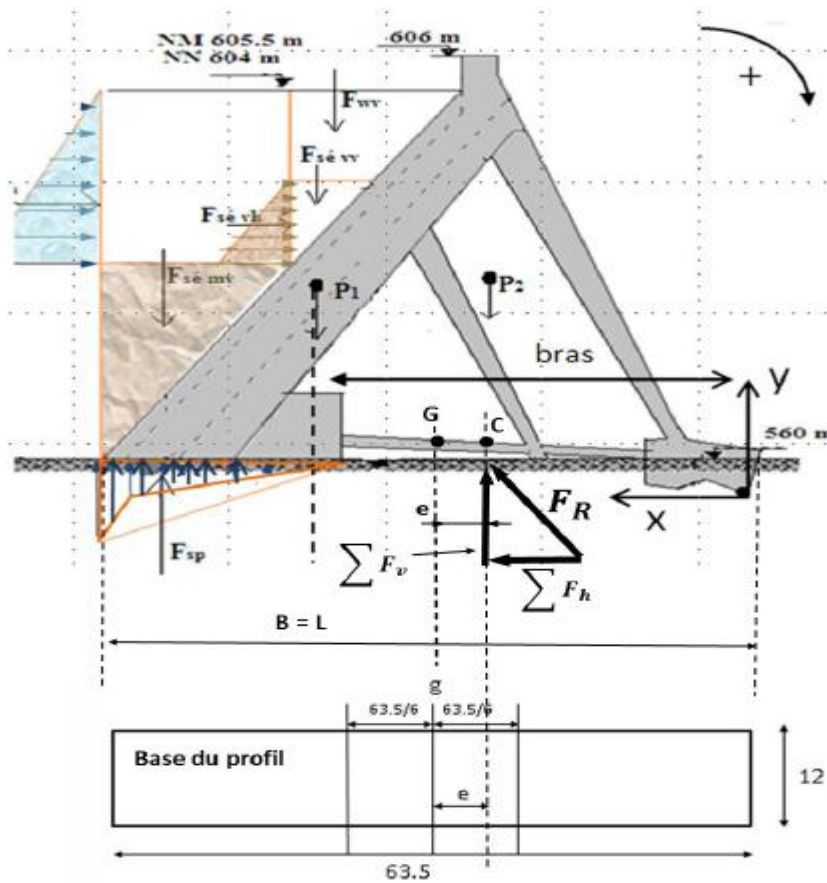


Figure IV.13 : surface de contact barrage fondation.

IV-3-1-1-Premier cas étude statique :

Cas particulier niveau maximal de la retenue : On considéré (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 12\text{KN/m}^3$).

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
F _{wh}	0.5. r.g.B.H _{2w}	32649,642	Y _w +0.33.H _w	34	1110087,828
F _{wv}	r.g.V	20035,23768	X _{wv} +0.66.bH _w	6,74	135037,502
F _{sév h}	0.5 yd.B.hs2.c1	6063,552	Y _{sv} +0.33.hsv	30	181906,56
F _{sév v}	yd.V1	123,53	X _{svv} +0.66.bhsév	7,95	982,0635
F _{sé m v}	yd'.V2	4002,912	X _{smv} +0.66.bhsv	25,75	103074,984
F _{sp}	0.5. Pm.b1.B	32269,995	X _{sp} +0.66.bas	22,75	734142,3863
F _{p1}	V'.yb1	5659,2	X _{p1}	9,25	52347,6
F _{p2}	V''.yb2	75404,837	X _{p2}	3,75	282768,1388
F _{frotte}	c(b1+b2)B+Σ(σ _n)tg(φ)	53229,00518			
		Σ F _h	Σ F _v	moment motrice	moment résistante
		38713,19	53229,01	2026136,77	574210,29

Tableau VI-44-Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal.

La somme des forces verticales : $\Sigma F_v = F_{wv} - F_{sp} + F_{séd.vv} + F_{séd.mv} + P_1 + P_2$
 135037,502 - 734142,3863 + 982,0635 + 103074,984 + 52347,6 + 282768,1388 = 72955,7217

La somme des moments :

$$\Sigma M / G_{rés} = F_{wh} + F_{séd.vh} + F_{sp} + P_2 = 2308904,91$$

$$\Sigma M / G_{motr} = F_{séd.vv} + F_{séd.mv} + P_1 + F_{wv} = 291442,149$$

$$\Sigma M / G = 2308904,91 - 291442,149 = 2017462,76$$

➤ **Première étape : Calcul de la distance (e) :**

$e = \frac{\Sigma \text{la sommes des moment au centre de la ligne de base}}{\Sigma F}$

$$e = \frac{2017462,76}{176208.906} = 11,44\text{m}$$

e : excentricité

Σ F: La somme des forces = 176208.906 KN

$$\frac{b}{6} = \frac{\text{longeur de base (b)}}{6} = \frac{63.5}{6} = 10.58$$

$$e > \frac{b}{6}$$

Alor les conditions de stabilité dépend la fatigué de béton est n'sont pas satisfaites.

➤ **Deuxième étape : Vérification de la contrainte :**

$$\sigma_n = \frac{\sum F_v}{s} \pm \frac{\sum M}{I}$$

$$I = \frac{B.b^3}{12} = \frac{12.63,5^3}{12} = 256047.87$$

$$\frac{\sum F_v}{s} = \frac{72955,72168}{762} = 95,7424169 \text{KN/m}^2$$

S : surface de base (m2)

$$\frac{\sum M}{I} = \frac{176208,9057}{25604.7} = 6,881896905$$

$$\sigma_{n_{max}} = \frac{\sum F_v}{s} + \frac{\sum M}{I} = 95,7424169 + 6,881896905 = 102,6243138 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{n_{min}} = \frac{\sum F_v}{s} - \frac{\sum M}{I} = 95,7424169 - 6,881896905 = 88,86052 \text{KN/m}^2$$

(σn) max: :(+) **La compression, (-) La traction.**

(σn) min : (+) **La compression, (-) La traction.**

IV-3-1-2-Deuxième cas d'étude dynamique :

Cas retenue rempli niveau normal (Hw =20 m et γw = 10 (kN/ m3) :

Force	Formule	valeur(KN)	Bras	valeur(m)	Moment(KN.m)
Fwh	0.5.r.g.B.H2w	23544	Yw+0.33.Hw	33,5	788724
Fwv	r.g.V	13941,972	Xwv+0.66.bHw	5,55	77377,9446
Fsévh	0.5 γd.B.hs2.c1	6063,552	Ysv+0.33.hsv	30	181906,56
Fsévv	γd.V1	123,53	Xsvv+0.66.bhsév	7,95	982,0635
Fsémv	γd'.V2	4002,912	Xsmv+0.66.bhsv	25,75	103074,984
Fsp	0.5.Pm.b1.B	25015,5	Xsp+0.66.bas	22,75	569102,625
Fp1	V'.γb1	5659,2	Xp1	9,25	52347,6
Fp2	V''.γb2	75404,837	Xp2	3,57	269195,2681
Fwave	2.γw .B.H2s	0	0.375.Hs	0	0
Fw sei, h	ΔP =0,58.γwαh.B.H²w	455,184	Ywsei+0.4.Hwe	34,7	15794,8848
Fsei,h	αh(P1+P2)	16212,8074	Yéqu (tot)	30,49	494328,4976
Ffrotte	c(b1+b2)B+Σ(σn)tg(φ)	54041,8657			
		Σ Fh	Σ Fv	moment moteur	moment résistant
		46275,54	54041,87	2049856,57	502977,8602

Tableau VI-45-Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal.

La somme des forces verticales : $\sum F_v = F_{wv} - F_{sp} + F_{séd.vv} + F_{séd.mv} + P_1 + P_2$

$$\sum F_v = 74116,951$$

La somme des moments :

$$\sum M / G_{rés} = F_{wh} + F_{séd.vh} + F_{sp} + P_2 = 1808928,45$$

$$\Sigma M / G_{motr} = F_{séd.vv} + F_{séd.mv} + P_1 + F_{vv} = 233782,592$$

$$\Sigma M / G = 1808928,45 - 233782,592 = 1575145,86$$

➤ *Première étape : Calcul de la distance (e) :*

$$e = \frac{\Sigma \text{la sommes des moment au centre de la ligne de base}}{\Sigma F}$$

$$e = \frac{1575145,86}{170423,494} = 9,24 \text{ m}$$

e : excentricité

$$\Sigma F: \text{La somme des forces} = 170423,494 \text{ KN}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{\text{longeur de base (b)}}{6} = \frac{63.5}{6} = 10.58$$

$$e < \frac{b}{6}$$

Alor les conditions de stabilité dépend la fatigué de béton est satisfaire.

➤ *Deuxième étape : Vérification de la contrainte :*

$$\sigma_n = \frac{\Sigma F_v}{s} \pm \frac{\Sigma M}{I}$$

$$I = \frac{B.b^3}{12} = 256047.87$$

$$\frac{\Sigma F_v}{s} = \frac{74116,951}{762} = 97,2663399 \text{ KN/m}^2$$

S : surface de base (m2)

$$\frac{\Sigma M}{I} = \frac{170423,4944}{25604.787} = 6,655923144$$

$$\sigma_{n_{max}} = \frac{\Sigma F_v}{s} + \frac{\Sigma M}{I} = 97,2663399 + 6,655923144 = 103,922263 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{n_{min}} = \frac{\Sigma F_v}{s} - \frac{\Sigma M}{I} = 97,2663399 - 6,655923144 = 90,61041675 \text{ KN/m}^2$$

Cas	Niveau	e (m)	(σn) max	(σn)min
Statique	Max	11,44	102,62	88,86
Dynamique	Normal	9,24	103,92	90,61

Tableau VI-46- résultat du deux cas (statique et dynamique).

CONCLUSION GENERALE :

L'élaboration du travail devrait impérativement être précédée de certains aspects liés à la maîtrise technique des éléments liés à la conception et à la stabilité des barrages rigide. En effet la contribution bibliographique avait pour objectif capital de cerner l'ensemble des critères liés :

- Au choix du type de barrages d'une manière générale en fonction des paramètres topographiques, géologique, hydrologique, sismiques, géotechniques et économiques,
- Au choix du type de barrages en béton lié à l'incorporation des évacuateurs des crues, aux spécificités des fondations et appuis et à la disponibilité des carrières pour la réalisation du barrage,
- A l'analyse des critères de stabilité de ce type d'ouvrage par :
 - ✓ La définition de sollicitations agissantes sur l'ouvrage,
 - ✓ La manifestation de ces actions et les paramètres d'évaluation,
 - ✓ Les critères de conception généraux en termes de combinaisons d'actions, de stabilité interne et de l'influence du mode de traitement des fondations sur les sous pressions,
 - ✓ Les procédés d'amélioration de la stabilité de l'ouvrage.

Une part importante du travail a été réservée à l'analyse paramétrée de la stabilité par le biais de la modélisation. La définition des variantes de conception étudiées s'est articulée autour de l'influence des critères relatifs au mode de traitement et à l'inertie des fondations, de l'influence des sous pressions et des dispositions permettant l'augmentation des forces participantes à la résistance du barrage au glissement et au renversement.

L'ensemble des cas de figures analysés a été traité à travers l'évaluation du poids de décision de conception par l'intermédiaire de calcul des coefficients de sécurité de l'ouvrage vis-à-vis du glissement et du renversement.

L'analyse de stabilité engagée a débouché sur un certain nombre de conclusions :

- Dans la partie statique, les coefficients de sécurité vis-à-vis au glissement/renversement calculés pour les différents cas restent acceptables et rentrent dans les normes. Ils sont supérieurs à 1.5 donc on peut dire que la condition de stabilité est vérifiée. Le critère de vérification contre l'écrasement est vérifié.
- Dans la partie dynamique, les coefficients de sécurité calculés sont inférieurs à la norme (1.2) et le critère contre l'écrasement n'est pas vérifié, donc la stabilité dynamique n'est pas vérifiée.

- Dans le cas de renforcement de la stabilité par la présence des câbles précontraints avec la présence d'un séisme, pour le niveau d'eau normal, le coefficient de sécurité calculé est supérieur à la valeur (1.2) donc la condition de stabilité est vérifiée pour les deux situations (glissement, renversement).
- Concernant la stabilité interne en dynamique, nous avons réalisé les différentes étapes de simulation, il reste seulement comment déclarer les forces de séisme dans l'eau et dans le corps du barrage pour exécuter le code de calcul et qui reste comme étape perspective à attendre.

Références Bibliographiques

Références bibliographiques :

- 1/ J. M. Durand et al, Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, Cemagref éditions –ISBN 2- 85362-511-7/1999.
- 2/ Djemila. L, Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le masque en béton bitumineux », thèse de Doctorat, 2006.
- 3/ ANBT, agence nationale des barrages et transferts, rapport interne
- 4/ Règles parasismique algériennes « RPA99/ Version 2003 »
- 5/ Comité français des grands barrages, Recommandations pour la justification
- 6/ Khalifa Maalel et Zouheir Hafsia, Polycopié du cours ouvrages hydrauliques, Département de Génie Civil de l'ENIT, Tunis, 2012
- 7/ Moulay Elboudkhili Abdelhakim, Etude paramétrée de la stabilité des barrages poids, mémoire de Master en Génie Civil Université Aboubaker Belkaid, Tlemcen, 2014.
- 8 / Malm, R., Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses. Licentiate Thesis, Royal Institute of Technology (KTH) 2006.
- 9/ Van mier, J.G.M. Mode I fracture of concrete: discontinuous crack growth and crack Interface grain bridging. Cement and Concrete Research, 21, n° 1, pp. 1-15. 1997.
- 10/ Kupfer, H.B., Gerstle, K.H., Behaviour of concrete under biaxial Stresses. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1973, n° 4, pp. 853-866. 1973
- 11/ Carrere A., Conception des barrages voûtes. In : Colloque Technique 2001 du CFGB, Aix-en-Provence, 2001.
- 12/ Cerrere A., Barrages, Technique de l'Ingénieur, 1996.
- 13/ Bouchelil Lynda étude numérique (3-d) et évaluation de l'intégrité structurale des éléments en béton arme sous l'action des charges monotones, thèse de magister ; 2011.
- 14/ Daradji Azouz, Etude de stabilité interne d'un barrage rigide (en présence d'un séisme), cas barrage K'sob 2017

Sites internet

- 15/[https://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/engguide/ chap10.pdf](https://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/engguide/chap10.pdf)
- 16/ http://www.barrages-cfgb.org/Info/pr_barC4.html