

UNIVERSITE DE JIJEL

جامعة جيجل

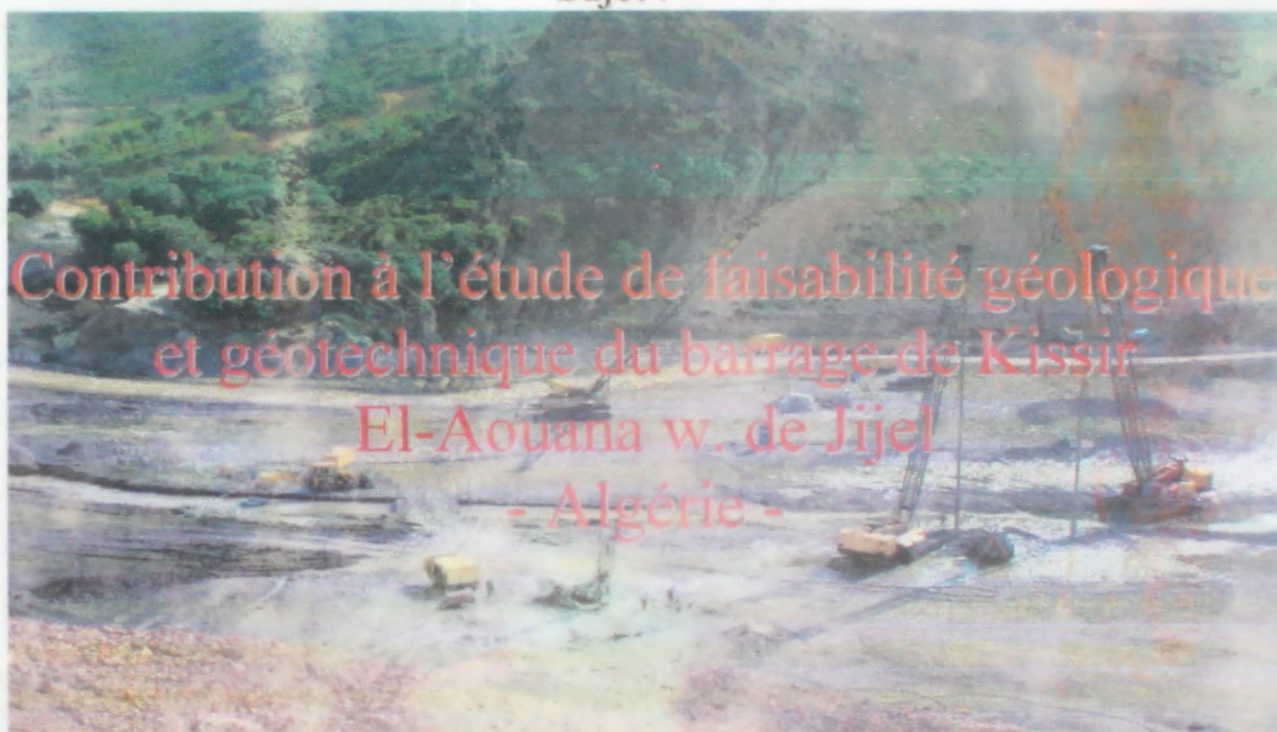
Faculté des Sciences
Département de
Géologie



كلية العلوم
دائرة الجيولوجيا

MEMOIRE PRÉSENTÉ ET SOUTENU PUBLIQUEMENT LE : 15/06/2008
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MAGISTER EN GÉOLOGIE APPLIQUÉE
OPTION : GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR
PAR : BAGHDAD ABDELMALEK

Sujet :



Jury de soutenance :

Président du jury :	Mr. BOUMEZBEUR ABDERRAHMANE	Maitre de conférence Centre Universitaire Tébessa
Rapporteur :	Mr. BOUFETOUHA YUCEF	Maitre de conférence Université de Jijel
Examineurs :	Mr. DJELLIT HAMOU	Directeur de recherche CRAAG Alger
	Mr. ZENNIR ABDELMALEK	Maitre de conférence Université de Jijel

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2007- 2008

UNIVERSITE DE JIJEL

جامعة جيجل

Faculté des Sciences
Département de
Géologie



كلية العلوم
دائرة الجيولوجيا

MEMOIRE PRÉSENTÉ ET SOUTENU PUBLIQUEMENT LE 15 06 2008
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MAGISTÈRE EN GÉOLOGIE APPLIQUÉE
OPTION GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR
PAR : BAGHDAD ABDELMALEK

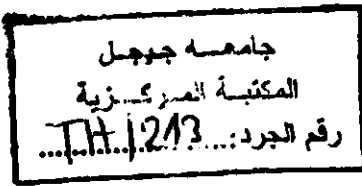
Sujet



Jury de soutenance

President du jury :	Mr. BOUMEZBEUR ABDERRAHMANE	Maitre de conférence Centre Universitaire Tébessa
Rapporteur	Mr. BOUFETOUHA YUCEF	Maitre de conférence Université de Jijel
Examineurs :	Mr. DJELLIT HAMOU	Directeur de recherche CRAAG Alger
	Mr. ZENNIR ABDELMALEK	Maitre de conférence Université de Jijel

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2007- 2008



551/1

DEDICACES



Je, dédie ce mémoire à :

- *Mes très chers parents*
 - A mon père Mohammed, à qui je dois tout*
 - A ma mère Louiza, qui a toujours été là pour mon soutien moral*
- *Mes très chers sœurs : Djamila, Messaouda, Oulia, Samia, Chahrazad et Naima*
- *Mes très chers frères : Toufik, Khaled et Hamza*
- *Mes chers neveux : Aïda, Adam, Naila, Youcef, Aymen, Amina, Saïfou, Amir et Chahinaz*
- *Mes tentes et oncles et leurs familles*
- *A ma futur femme Roukia*
- *A tous mes enseignants et professeurs et à tous mes amis et collègues de la promotion, qui ont rendu plus facile la réalisation de ce travail*



REMERCIEMENTS

J'adresse mes plus s'insère remerciements à mon rapporteur Mr. BOUFETOUHA YOUNEF qui a bien voulu diriger ce travail et par ces conseils avisés et ses corrections détaillées durant cette étude, soit assuré de ma reconnaissance.

Un immense merci également à Mr. BOUMEZBEUR ABDERRAHMANE qui m'a fait l'honneur et le plaisir de présider mon jury, je remercie aussi Mr. DJELLIT HAMOU Directeur de recherche au CRAAG et Mr. ZENIR ABDELMALEK maître de conférence à l'université de Jijel d'avoir accepté d'être membre de ce jury.

Je remercie Mr. BIBI chef de projet « A.N.B.T » et l'ensemble de son équipe Amira hakim, malik de m'avoir accueilli et m'autorisé à pouvoir accéder au chantier et profité pleinement des travaux.

Je remercie Mr. Gabriel Ingénieur Géologue et Mr. Taleb Dehmane ingénieur géotechnicien du bureau d'étude « I.S.L » qui mon fais profiter de leur expérience et pour leur conseils ainsi qu'à tous les membres de l'équipe de ISL.

Je remercie également mon cher ami BOUMEDJANE OTHMANE de m'avoir encouragé et aider durant la réalisation de la partie géologie, et les nombreuses sorties de terrain réalisé ensemble.

Un grand merci à Mr. BOUZNOUN AZZEDINE maître de conférence à l'université de Jijel de m'avoir encouragé a participé au concours de magistère ainsi qu'à ces précieux conseils, qu'il soit assuré de ma parfaite reconnaissance

Je tiens aussi à remercier tous mes amis en l'occurrence Salah, Hamou, Malek, Brahim ainsi qu'à tous mes amis étudiants pour le soutien que j'ai trouvé chez eux, qu'ils soient tous assurés de ma profonde amitié.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude et mes s'insères remerciements à tous ceux qui de près ou de loin ont, d'une manière ou d'une autre, contribué à l'élaboration de ce travail qu'ils soient tous assurés de ma parfaite reconnaissance.

Résumé

Face à un projet de barrage en terre, le souci de l'ingénieur est de créer un ensemble constitué du barrage et de sa fondation :

- Stable, qui se comporte de façon satisfaisante sans détérioration notable dans les conditions normales d'exploitation, évitera la rupture catastrophique dans les conditions exceptionnelles.
- Etanche, de façon à éviter les infiltrations, réduire le volume de fuite et éviter les accidents.

L'aménagement hydraulique de Kissir est destiné à régulariser l'apport de l'Oued Kissir afin de l'utiliser pour l'alimentation en eau potable de la région de Jijel et l'irrigation de ses plaines côtières.

La zone d'étude appartient d'un point de vue géologique au domaine des nappes supérieures de l'édifice structural de la petite Kabylie occidentale (compartiment structural supérieur).

Le choix d'un barrage en terre est plus économique qu'un barrage en béton, pour notre cas, on propose : un Barrage en terre avec recharge en alluvions et à noyau argileux avec un rip-rap en enrochement.

Face au problème de liquéfaction, une consolidation de la fondation de la digue par colonnes ballastées est prévue sur une surface de plus de 2 hectares avec une profondeur moyenne de 20 m. Le maillage des colonnes est de 3 m entre le centre des colonnes et 2.598 m entre lignes.

La nécessité de la réalisation d'un voile d'étanchéité composée de deux rangs. L'injection se fera jusqu'à une profondeur de 40 m pour les deux rives. Pour éviter une filtration de contournement un voile des berges doit être réalisé immédiatement à côté de la digue. Des injections pour un traitement de peau sont à exécuter dans la roche immédiatement sous le noyau de la digue.

Vu la perméabilité des alluvions du lit de l'oued Kissir, la réalisation d'une paroi moulée comme moyen d'imperméabilisation du remplissage alluvionnaire apparaît plus que indispensable. Sa profondeur varie de 4,0 m à 31,0 m et son épaisseur est conçue de 0,80 m et elle sera remplie d'un coulis de ciment Auto-durcissable ou en béton plastique.

Dans le présent travail, nous avons cherché d'une part à déterminer les coefficients de sécurité des deux talus du barrage, dans les trois conditions de chargement à savoir : fin de construction, écoulement permanent et vidange rapide en tenant compte des coefficients de sismicité « K_h » et de la pression interstitielle « R_u » et d'autre part de faire ressortir l'effet des pressions interstitielles (infiltrations) sur la stabilité du talus aval par le choix des dimensions et de la position optimale du tapis drainant, avec un logiciel performant « GEO-SLOPE ».

Nous avons pu constater que la position du tapis drainant qui nous donne un coefficient de sécurité minimal assurant la stabilité du talus aval en régime d'écoulement permanent, est fixée entre 1/3 et 1/2,5 de l'emprise du barrage, c'est-à-dire entre 33,33 % et 40 % de l'emprise du barrage.

La méthode de calcul pourrait être transposée pour l'ensemble des ouvrages hydrauliques de la région, et une étude comparative pourra se faire afin d'évaluer l'influence de la position et de la dimension du tapis drainant sur la stabilité des talus des digues en terre.

En fin, le choix des critères de projet est l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction d'un barrage en terre, car il peut influencer l'étendue et la nature des reconnaissances et les études de calcul.

Dans le présent travail nous avons essayé de mettre à la disposition des ingénieurs praticiens, des solutions et des recommandations qui les aideront à identifier toute la série de problèmes qui sont à considérer dans le choix des critères de projet pour les barrages en terre.

Nous espérons que ce travail incitera les ingénieurs de projets à réfléchir sérieusement à la signification des critères qu'ils aideront et les rendra conscients des conséquences que les critères peuvent avoir sur la conception et la construction.

Abstract

Facing a project of dam in earth, the engineer's worry is to create a together constituted of the dam and his foundation:

- Steady that behaves in a satisfactory way without considerable deterioration in the normal conditions of exploitation will avoid the catastrophic rupture in the exceptional conditions.
- Waterproof, in order to avoid the infiltrations, to reduce the volume of flight and to avoid the accidents.

The hydraulic planning of Kissir is destined to regularize the supply of the Kissir river in order to use it for the food in drinking water of the region of Jijel and the irrigation of his inshore plains.

The zone of survey belongs one point of geological view in the domain of the superior nappe of the structural edifice of the western petite Kabylie (superior structural compartment).

The choice of a dam in earth is more economic than a dam made of concrete, for our case, one proposes: a Dam in earth with recharging in alluvium and to clayey core with a rip-rap in enrockment.

Facing the problem of liquefaction, a consolidation of the foundation of the dam by stone columns is foreseen on a surface of more than 2 hectares with a middle depth of 20 m. The mesh size of the columns is of 3 m between the center of the columns and 2.598 m between lines.

The necessity of the realization of a cut-off wall composed of two ranks. The injection will make itself until a depth of 40 m for the two shores. To avoid a filtration of bypassing a veil of the riverbank must be achieved immediately next to the dam. Injections for a treatment of skin are to execute immediately in the rock under the core of the dam.

Seen the permeability of the alluviums of the bed of the Kissir river, the realization of a diaphragm wall like means of waterproofing of the replenishment alluvium appears more that indispensable. His depth varies from 4,0 m to 31,0 m and his thickness is conceived of 0,80 m and it will be filled of a grout of cement Auto-hardening or in plastic concrete.

In the present work, we looked for on the one hand has determine the coefficients of security of the two slopes of the dam, in the three conditions of loading to know: end of construction, permanent out-flow and fast draining while taking into account the coefficients of sismicity "Kh" and the pore pressure "Ru" and on the other hand to make take out again the effect of the pore pressures (infiltrations) on the stability of the slope downstream by the choice of the measurements and the optimal position of the carpet draining, with a outstanding software " GEO-SLOPE ".

We were able to record that the position of the carpet draining who gives us a minimal security coefficient assuring the stability of the slope downstream in permanent out-flow régime, is fixed between 1/3 and 1/2,5 the ascendancy of the dam, that means between 33,33% and 40% of the ascendancy of the dam.

The method of calculation could be transposed for the set of the hydraulic works of the region, and a comparative survey will be able to make itself in order to value the influence of the position and the dimension of the carpet draining on the stability of the slopes of the dams in earth.

In end, the choice of the project criterions is one of the most important elements of the process of conception and construction of a dam in earth, because it can influence the extent and the nature of the recognitions and the studies of calculation.

In the present work we tried to put at the disposal of the engineers practitioners, the solutions and recommendations who will help them to identify the whole set of problems that is to consider in the choice of the project criterions for the dams in earth.

We hope that this work will incite the engineers of projects to think seriously about the significance of the criterions that they will help and will return them conscios of the consequences that the criterions can have on the conception and the construction.

ملخص

حيال مشروع سد أرضي، الشغل الشاغل للمهندس هو وضع نظرة شاملة تتكون من السد بحد ذاته و أساسه:

- مستقر يتصرف بطريقة مقبولة بدون تشوهات بارزة في الظروف العادية للاستغلال، مع تجنب التسفقات الكارثية في الظروف الاستثنائية.
- عازل، بطريقة تجنب كل التسربات و التقليل من حجم رشح الماء مع استبعاد الحوادث.

مشروع سد كبير، موجه لتنظيم و تخزين مياه واد كسير من أجل استعمالها للتزود بالمياه الصالحة للشرب لمنطقة جيجل و لسقي سهلها الساحلية.

تتتمي منطقة الدراسة من وجهة النظر الجيولوجية لمنطقة الطبقات العلوية للنظام التركيبي لمنطقة القبائل الصغرى الغربية (الجزء التركيبي العلوي).

اختيار سد أرضي يعتبر اقتصادي بعكس سد من الخرسانة، فيما يخص حالتنا نقترح سد أرضي مع تعبئة من الطمي و نواة من الطين مع حماية للمنحدرين بالتصخير.

حيال مشكلة التسيل، تقوية و تدعيم أساس السد بواسطة أعمدة مرصوفة بالحجارة أخذ في الحسبان على مساحة تقدر بأكثر من هكتارين مع عمق متوسط بـ 20 م، شبكية الأعمدة تقدر بـ 3 م ما بين مراكز الأعمدة و 2.598 م ما بين الصفوف.

ضرورة لنجاز حاجز عازل متكون من صفيين، عملية الحقن يجب أن تتم حتى عمق 40 م للضفتين. من أجل تجنب التسربات الالتفافية يجب أن ينجز حاجز لكلا الضفتين مباشرة بجانب السد. عمليات الحقن السطحي يجب أن تتم على مستوى الصخور مباشرة تحت النواة.

علما أن الطمي و الغرين المكون لمجرى واد كسير ذو نفاذية عالية، يعتبر من الضرورة انجاز حائط مقولب كطريقة لجعل للتعبئة الطميية عازلة. عمق الحائط او الحاجز يتراوح ما بين 4 إلى 31 م و سماكته مصممة بـ 0.80 م، حيث أنه يملأ بواسطة ملاط نو تيبس مراقب أو بخرسانة لينة.

في هذا العمل، قمنا بالبحث من جهة على معامل السلامة لكلا المنحدرين، مع الأخذ بالاعتبار الثلاثة ظروف للاستغلال : نهاية الأشغال، سيلان دائم و تفريغ سريع، إضافة إلى ذلك الأخذ بالاعتبار المعامل الزلزالي و الضغط للخلائي، و من جهة أخرى من أجل استخراج نور الضغوط الخلائية (التسربات) على استقرار منحدر مهبط للنهر باختيار أبعاد و الموقع الملائم لبساط صرف المياه المتسربة بواسطة برنامج معلوماتي جد متطور "جيو- سلوب".

استطعنا أن نستنتج بأن وضعية بساط صرف المياه المتسربة التي تعطينا معامل السلامة الأدنى الذي يضمن استقرار منحدر مهبط النهر في نظام سيلان دائم، محدد ما بين 1/3 إلى 1/2.5 من طول قاعدة السد، بمعنى ما بين 33.33% إلى 40% من طول قاعدة السد.

طريقة الحساب يمكن أن تطبق على مختلف مشاريع السدود بالمنطقة، حيث يمكن القيام بدراسة مقارنة من أجل تقييم تأثير وضعية و أبعاد بساط صرف المياه المتسربة على استقرار المنحدرات السدود الأرضية.

أخيرا، اختيار مقاييس المشروع تعتبر واحدة من بين العناصر المهمة و الضرورية في سياق دراسة و انجاز سد أرضي، حيث انه يمكن أن يؤثر على حجم و طبيعة الاستكشافات و دراسات الحساب.

في الدراسة الحالية قمنا بمحاولة وضع في متناول المهندسين التطبيقيين حلول و توصيات يمكن أن تساعد في تشخيص مجمل المشاكل و الصعوبات التي يواجهونها في اختيار مقاييس المشاريع فيما يخص السدود الأرضية.

نأمل أن يحث هذا العمل مهندسي المشاريع من أجل التفكير حقيقتا في معنى المقاييس التي تساعد و التي تجعلهم مدركين للنتائج، و بدور هذه المقاييس في الدراسة و الانجاز.

• Introduction générale et présentation de l'étude	01
--	----

CHAPITRE I

GENERALITES

I.1. Introduction	04
I.2. Caractéristiques générales du site du barrage	04
I.2.1. Situation géographique	04
I.2.2. Aspect géomorphologique	05
I.2.3. Végétation	05
I.2.4. Aperçus climatique	05
I.3. Caractéristiques physiques et hydrographiques du bassin versant	07
I.3.1. Caractéristiques de la retenue	07
I.3.1. Apports solides	08
I.4. Sismicité de la région	08

CHAPITRE II

CADRE GEOLOGIQUE REGIONAL

II.1. Introduction	11
II.2. Historique des travaux anciens	11
II.3. Géologie de la petite Kabylie occidentale	12
II. 3.1. Le compartiment structural inférieur	14
II. 3.1.1. Les unités frontales infra-Kabyle	14
II. 3.2. Le compartiment structural supérieur	16
II. 3.2.1. Les unités supra-Kabyles	16
II. 4. Les dépôts post-nappes dans la région	20
II. 4.1. La série marneuse Tortono-Messinienne	20
II. 4.2. Les conglomérats du Pliocène	21
II.5. Les formations du Quaternaire	22
II. 6. Aspect Tectonique de la partie occidentale du massif de la petite Kabylie	22

CHAPITRE III

CADRE GEOLOGIQUE LOCAL

III.1. Introduction	23
III.2. Géologie du site	23
III.2.1. Lithostratigraphie	23
III.2.1.1. Les formations du flysch numidien	23
III.2.1.2. Les formations de l'Oligo-Miocène-Kabyle « O.M.K »	25
III.2.1.3. Les Dépôts Quaternaires	27
III.2.1.3.1. Les dépôts des terrasses alluviales	27
III.2.1.3.2. Les colluvions (éboulis de pente)	28

III.2.2. Conditions de stabilité et d'étanchéité au niveau du site	29
III.2.2.1. Stabilité	29
III.2.2.2. La fracturation	29
III.3. Aspects hydrogéologiques	30
III.4. Altération et décompression	30
III.5. Analyse structurale et tectonique	31
III.5.1. Structure géologique	31
III.5.2. Inventaire des éléments structuraux au niveau du site	35
III.5.2.1. Interprétation des Photographies Aériennes	35
III.5.2.2. Fractures et failles	36
III.6. Conclusion générale et recommandations	39

CHAPITRE IV

DONNEES DE LA COMPAGNE

DE RECONNAISSANCE

IV.1. Introduction	41
IV.2. Aspect géologique	41
IV.2.1. Introduction	41
IV.2.2. Interprétation des coupes géologiques	41
IV.2.3. Conclusion	42
IV.3. Aspect géotechnique	43
IV.3.1. Conditions hydrogéologiques	43
IV.3.1.1. Niveau de la nappe	43
IV.3.1.2. Résultats des essais de perméabilité	44
IV.3.1.3. Conclusion	48
IV.3.2. La fracturation	49
IV.3.2.1. Indice de fracturation (R.Q.D)	49
IV.3.2.2. Données de la fracturation	50
IV.3.2.3. Conclusion	51
IV.3.3. L'altération	51
IV.3.3.1. Notion d'altération	51
IV.3.3.2. Résultats d'altération	52
IV.3.3.3. Conclusion	53

CHAPITRE V

ETUDE DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES

DES TERRAINS DE FONDATION

V.1. Introduction	54
V.2. Programme des essais géotechniques des terrains de fondation	54
V.2.1. Essais in situ	54
V.2.1.1. Introduction	54
V.2.1.2. Essais de Pénétromètre Dynamique	55
V.2.1.2.1. Résultats des essais de pénétration dynamique.....	58
V.2.1.3. Essais S.P.T « Standard Penetration Test »	58
V.2.1.3.1. Résultats des essais de pénétration S.P.T	61
V.2.1.4. Essais Pressiométriques	61

V.2.1.4.1. Résultats des essais Pressiométriques	62
V.2.1.5. Conclusion	64
V.2.2. Essais de laboratoire	66
V.2.2.1. Introduction	66
V.2.2.2. Essai physiques	66
V.2.2.2.1. Analyse Granulométrique « GH »	66
V.2.2.2.2. Limites d'Aterberg	67
V.2.2.2.3. Détermination des propriétés physiques	68
V.2.2.3. Essai mécaniques	69
V.2.2.3.1. Essais œdométriques	69
V.2.2.3.2. Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.....	70
V.2.2.3.3. Essais de résistance à la compression simple et à la traction...	71
V.3. Conclusion générale	71

CHAPITRE VI

ETUDE DES CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX UTILES

VI.1. Introduction	74
VI.2. Situation géographique des zones d'emprunts	74
VI.2.1. Les Alluvions	74
VI.2.2. Les Argiles	75
VI.2.3. Les blocs de pierre pour l'enrochement.....	75
VI.3. Calcul de réserve en matériaux utiles.....	77
VI.4. Détermination des caractéristiques géotechniques des matériaux utiles	78
VI.4.1. Zones des argiles (I et II).....	78
VI.4.1.1. Introduction	78
VI.4.1.2. Analyse granulométrique	78
VI.4.1.3. Limites d'Atterberg	79
VI.4.1.4. Essais PROCTOR	80
VI.4.1.5. Essais Œdométriques	80
VI.4.1.6. Perméabilité	81
VI.4.1.7. Essais de cisaillement	81
VI.4.1.8. Essais triaxiaux	81
VI.4.2. Zones des alluvions	82
VI.4.3. Zone d'enrochement	84
VI.5. Conclusion générale et recommandation	85

CHAPITRE VII

ETUDE DES CONDITIONS GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DES OUVRAGES

VII.1. La Digue	88
VII.1.1. Choix du type de barrage	88
VII.1.1.1. Barrage en béton	88
VII.1.1.2. Barrage en terre	88

VII.1.2. Conditions de filtres et drains	88
VII.2. Dérivation provisoire des eaux de chantier	91
VII.2.1. Tunnel de dérivation	91
VII.2.2. le Batardeau	92
VII.3. Evacuateur de crue	92
VII.4. Fondation du Barrage	93
VII.4.1. Liquéfaction des sables	94
VII.4.1.1. Introduction	94
VII.4.1.2. Définition	94
VII.4.1.3. Aspect fondamental de la liquéfaction	94
VII.4.1.4. Vérification de la liquéfaction pour le cas du site de Kissir	95
VII.4.1.5. Conclusion	97
VII.4.2. Techniques d'amélioration des sols	97
VII.4.2.1. Introduction	97
VII.4.2.2. Les Colonnes Ballastées	98
VII.4.2.2.1. Principe et objectifs	98
VII.4.2.2.2. Processus de réalisation des colonnes ballastées	98
VII.4.2.3. Application au site du barrage de Kissir	99
VII.4.2.3.1. Choix du maillage des colonnes	99
VII.4.2.3.2. Plan de contrôle et programme d'essais	100
VII.4.2.3.3. Essais de contrôle de la compacité des colonnes ballastées... ..	100
VII.4.2.3.4. Essai de chargement	102
VII.4.3. Forages et Injection	102
VII.4.3.1. Conditions générales	102
VII.4.3.2. Voile d'étanchéité sous la digue	103
VII.4.3.3. Voiles des berges	104
VII.4.3.4. Traitement de peau	104
VII.4.3.5. Paroi moulée	104
VII 4.3.5.1. Méthode d'exécution de la paroi	105
VII.5. Conclusion	108

CHAPITRE VIII

INTERACTION ENTRE LA DIGUE ET LA FONDATION

VIII.1. Dimensionnement du profil en travers de la digue	110
VIII.1.1 Introduction.....	110
VIII.1.2. Hauteur du barrage	110
VIII.1.2.1. Niveau du volume mort (NVM) et du niveau normal de la retenue (NNR)	110
VIII.1.2.2. Niveau des plus hautes eaux (NPHE).....	112
VIII.1.2.3. Calcul de la revanche « R »	112
VIII.1.2.3.1. Formule simplifiée	112
VIII.1.2.3.2. Formule Pacquant	112
VIII.1.2.4. Calcul de la hauteur maximale de la digue	115
VIII.1.2.5. Longueur en crête du barrage	115
VIII.1.2.6. Largeur en crête du barrage	115
VIII.1.2.6.1. Formule de T. T. Knappen	115
VIII.1.2.6.2. Formule T. B. A. R (techniques des barrages et aménagement rural)	115

VIII.1.2.6.3. Formule de Preece	116
VIII.1.2.7. Longueur en pied du barrage	116
VIII.1.2.8. Pente des talus	116
VIII.1.2.9. Détermination des bermes	117
VIII.1.3. Le Batardeau	118
VIII.1.4. Evacuateur de crue	118
VIII.1.5. Protection des talus	119
VIII.1.5.1. Talus amont	119
VIII.1.5.2. Talus aval	120
VIII.1.6. Conclusion	121
VIII.2. Interaction entre la digue et la fondation	123
VIII.2.1. Introduction	123
VIII.2.2. Contraintes provoquées par le poids propre du sol	123
VIII.2.3. Pression de la digue sur la fondation	123
VIII.2.4. Capacité portante du sol de fondation	124
VIII.2.4.1. L'état de contrainte limite dans le sol	124
VIII.2.4.2. Calcul de la capacité portante du remplissage alluvial sous le corps de la digue	124
VIII.2.4.2.1. Charge initiale critique (P_{cr1})	124
VIII.2.4.2.2. Charge limite critique (P_{cr2})	126
VIII.2.4.2.3. Charge admissible (q_{adm})	127
VIII.3. Stabilité de la digue.....	128
VIII.3.1. Calcul du débits d'infiltration sous la digue	128
VIII.3.2. Etude de Stabilité des talus et influence de la pression interstitielle	128
VIII.3.2.1. Introduction	128
VIII.3.2.2. Notion de coefficient de sécurité	129
VIII.3.2.3. Présentation du Logiciel GEO-SLOPE	129
VIII.3.2.4. Hypothèse et principe de calcul	131
VIII.3.2.5. Circonstance de calcul et choix des caractéristiques Géotechniques	133
VIII.3.2.6. Prise en compte de la sismicité	134
VIII.3.2.6.1. Séisme de projet et méthodes de calcul de la stabilité des talus	135
VIII.3.2.6.2. Méthode Pseudo-statique	135
VIII.3.2.7. Calcul de stabilité des talus	137
VIII.3.2.7.1. Stabilité en fin de construction (court terme)	137
VIII.3.2.7.2. Stabilité en régime d'écoulement permanent (long terme)	138
VIII.3.2.7.2.1. Choix de la position optimale du tapis drainant dans le cas du barrage de Kissir	140
VIII.3.2.7.3. Stabilité en cas de vidange rapide (long terme)	143
VIII.3.3. Analyse des résultats	143
VIII.4. Conclusion générale et recommandations	145

- Bibliographie
- Annexes

Liste des Figures :

Fig. 1 : Situation géographique du site du barrage de Kissir	05
Fig. 2 : Plan de situation géographique du barrage de Kissir	06
Fig. 3 : Carte de zonage sismique du territoire national	09
Fig. 4 : Schéma structural de la méditerranée occidentale	11
Fig. 5 : Schéma géologique de la Petite Kabylie	12
Fig. 6 : Esquisse géologique de l'extrémité occidentale de la petite Kabylie	13
Fig. 7 : Coupe synthétique de l'extrémité occidentale de la petite Kabylie	14
Fig. 8 : Colonne synthétique des formations Olistostromiques de l'Oligo-Miocène	17
Fig. 9 : Colonne lithologique synthétique du flysch dissocié	18
Fig. 10 : Colonne lithologique synthétique du flysch Numidien	20
Fig. 11 : Coupe longitudinale rive gauche	32
Fig. 12 : Coupe longitudinale rive droite	32
Fig. 13 : Coupe longitudinale le long de l'oued Kissir	33
Fig. 14 : Carte des linéaments du site de Kissir et ces alentours	35
Fig. 15 : Histogramme circulaire des Linéaments Aérophotogéologiques du site de l'oued Kissir	36
Fig. 16 : Histogramme circulaire des fractures relevées sur l'ensemble du site de l'oued Kissir	37
Fig. 17 : Diagrammes illustrant la variation de la perméabilité (K) en fonction de la profondeur (P) au niveau de la rive gauche	46
Fig. 18 : Diagrammes illustrant la variation de la perméabilité (K) en fonction de la profondeur (P) au niveau de la rive droite	46
Fig. 19 : Diagrammes illustrant la variation de la perméabilité (K) en fonction de la profondeur (P) au niveau de l'oued Kissir	47
Fig. 20 : Pointe du Pénétromètre dynamique PDA	55
Fig. 21 : Pénétromètre dynamique PDA	55
Fig. 22 : Variation de la résistance de la pointe en fonction de la profondeur	56
Fig. 23 : Coupe du carottier SPT	59
Fig. 24 : Appareillage pour l'essai de pénétration au carottier « SPT »	59
Fig. 25 : Schéma du Pressiomètre	62
Fig. 26 : Constituants de la sonde Pressiométrique	62
Fig. 27 : Variation du module pressiométrique (E_M) en fonction de la profondeur	63
Fig. 28 : Variation de la pression limite (P_L) en fonction de la profondeur	63
Fig. 29 : Représentation triangulaire de la granulométrie des échantillons des sols de la zone de la fondation	67
Fig. 30 : Classification des sols d'après l'Abaque de Plasticité de Casagrande « terrains de fondation »	68
Fig. 31 : Plan de situation des zones d'emprunts	76
Fig. 32 : Classification des sols d'après l'Abaque de Plasticité de Casagrande « zone d'emprunts »	79
Fig. 33 : Analyse granulométrique zones des alluvions	83
Fig. 34 : Représentation des filtres et drains pour la digue du barrage de Kissir	89
Fig. 35 : Fuseaux de spécification granulométrique des recharges, noyau et masque d'argile	90
Fig. 36 : Fuseaux de spécification granulométrique du filtre, drain, enrochement de protection et Rip Rap	90
Fig. 37 : N-Valeur critiques engendrant une liquéfaction, en fonction de l'accélération sismique maximale	96
Fig. 38 : Granulométrie des alluvions « fondation de la digue » sable fin avec graviers	97
Fig. 39 : Matériels et processus de réalisation des colonnes ballastées D'après KELLER « fondation spéciales »	98
Fig. 40 : Caractéristiques du maillage des colonnes ballastées au niveau du site de Kissir	99
Fig. 41 : Plan d'implantation des Colonnes Ballastées Site du barrage de Kissir	101
Fig. 42 : Principe d'essai de chargement à la plaque	102
Fig. 43 : Plan du voile d'injection et parois moulée Profil longitudinal	106
Fig. 44 : Principe d'exécution des panneaux	107
Fig. 45 : Exécution par panneaux primaires et secondaires	107
Fig. 46 : Courbes caractéristiques Capacité-Surface-Hauteur	111
Fig. 47 : Caractéristiques géométriques du Batardeau Amont	118
Fig. 48 : Profil en travers de la digue du barrage de Kissir	122

Fig. 49 : Distribution des contraintes exercées par le corps de la digue sur la fondation du barrage	125
Fig. 50 : Schéma de la chaîne « GEO-SLOPE »	130
Fig. 51 : Bilan des forces sur une tranche	131
Fig. 52 : Barrage non drainé	139
Fig. 53 : Barrage drainé la position du drain est arbitraire, diminution des pressions	140
Fig. 54 : La longueur du tapis est plus grande, la diminution des pressions est importante	140
Fig. 55 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du tapis pour $K_h = 0.00$	141
Fig. 56 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du tapis pour $K_h = 0.05$	142
Fig. 57 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du tapis pour $K_h = 0.0875$	142

Liste des Tableaux :

Tableau 1 : Coordonnées de référence du site	04
Tableau 2 : Classification des zones sismiques	08
Tableau 3 : Classification sismique selon l'importance de l'ouvrage	08
Tableau 4 : Coefficient d'accélération de zone A	10
Tableau 5 : Caractéristiques de la nappe alluviale de l'oued Kissir	43
Tableau 6 : Classification des roches en fonction de la perméabilité	44
Tableau 7 : Récapitulatif des valeurs moyennes de perméabilité de la fondation du barrage	48
Tableau 8 : Classification des roches en fonction du R.Q.D.	50
Tableau 9 : Classification des roches en fonction du degré d'altération	51
Tableau 10 : Récapitulatif des essais géotechnique réalisés au niveau du site de Kissir	54
Tableau 11 : Récapitulatif des résultats des essais mécaniques	57
Tableau 12 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration dynamique	58
Tableau 13 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration S.P.T	60
Tableau 14 : Caractéristiques mécaniques moyennes des dépôts alluvionnaires D'après l'essai S.P.T	61
Tableau 15 : Caractéristiques mécaniques moyennes des dépôts alluvionnaires D'après l'essai Pressiométrique	63
Tableau 16 : Caractéristiques mécaniques moyennes des dépôts alluvionnaires	64
Tableau 17 : Résultats des essais in situ réalisé au niveau du site du barrage de Kissir	65
Tableau 18 : Récapitulatif des essais granulométriques pour les sols de fondation	66
Tableau 19 : Récapitulatif des résultats d'essais de limite d'aterberg Pour les sols de fondation du barrage	67
Tableau 20 : Classification des sols en fonction de l'indice de consistance IC et l'indice de plasticité IP	68
Tableau 21 : Résultats des essais d'identification physique des dépôts alluvionnaires de l'oued Kissir	69
Tableau 22 : Résultats des essais œdométriques réalisés sur les dépôts alluvionnaires de l'oued Kissir	69
Tableau 23 : Classification des sols en fonction du coefficient de compressibilité C_c	70
Tableau 24 : Résultats des essais de cisaillement réalisés sur les dépôts alluvionnaires de l'oued Kissir	70
Tableau 25 : Résultats des essais de compression et de traction réalisés sur les échantillons de grès	71
Tableau 26 : Résultats des essais réalisé au laboratoire et in situ	73
Tableau 27 : Récapitulatif de calcul de réserve des matériaux utiles	77
Tableau 28 : Programme de reconnaissance des zones d'emprunts	78
Tableau 29 : Résultats des essais granulométriques	79
Tableau 30 : Résultats des essais de limites d'aterberg	79
Tableau 31 : Résultats des essais Proctor	80
Tableau 32 : Résultats des essais Œdométriques	80
Tableau 33 : Classification des sols en fonction du coefficient de compressibilité C_c	81
Tableau 34 : Résultats des essais de cisaillement	81
Tableau 35 : Résultats des essais Triaxiaux	82
Tableau 36 : Résultats des essais Granulométriques	82
Tableau 37 : Résultats des essais de compression et traction	84
Tableau 38 : Récapitulatif des caractéristiques géotechniques des matériaux utiles	87
Tableau 39 : Récapitulation des valeurs de « h_v », « V » et « R »	113
Tableau 40 : Représentation des marges de sécurités en fonction des classes des barrages	114

Tableau 41 : Récapitulation des résultats de calcul de la largeur en crête du barrage	116
Tableau 42 : Tableau donnant les différentes pentes des talus en fonction du type et de la hauteur du barrage	116
Tableau 43 : Tableau donnant les dimensions des bermes et les pentes adoptées pour le barrage de Kissir	117
Tableau 44 : Caractéristiques de l'évacuateur de crue	119
Tableau 45 : Dimension de la protection amont en enrochements (D'après « C.I.G.B » 1993)	120
Tableau 46 : Tableau récapitulatif des caractéristiques techniques et géométriques de la digue du barrage de Kissir ..	122
Tableau 47 : Tableau récapitulatif des contraintes provoquées par le poids propre du sol	123
Tableau 48 : Termes de portance en fonction de l'angle de frottement interne	126
Tableau 49 : Données géotechniques des matériaux de construction et des sols de fondation pour le calcul de stabilité des talus de la digue	136
Tableau 50 : Coefficients de sécurité requis pour les différentes conditions de chargement	137
Tableau 51 : Talus Aval Condition non drainée non consolidé « UU »	137
Tableau 52 : Talus Aval Condition consolidé non drainée « CU » + $R_U = 0.4$	138
Tableau 53 : Talus Amont Condition non drainée non consolidé « UU »	138
Tableau 54 : Talus Amont Condition consolidé non drainée « CU » + $R_U = 0.4$	138
Tableau 55 : Résultats de calcul de stabilité régime d'écoulement permanent	141
Tableau 56 : Talus Amont Condition consolidé non drainée « CU » + ligne piézométrique	143

Liste des Photos :

Photo 1-2 : Flysch schisto-gréseux (flysch Massylien) plissé et schistosé, visible au sud de Texenna (Oued Missa)	15
Photo 3-4 : Illustrant la discordance des conglomérats du pliocène sur la série marneuse Tortono- Messinienne Visible au Nord de Texenna « REKKADA METLETINE »	21
Photo 5-6-7-8 : Illustrant les caractéristiques géologique de l'assise gréseuse du flysch Numidien	24
Photo 9-10-11-12 : Illustrant les caractéristiques géologique de l'alternance grés/argile du flysch Numidien	25
Photo 13 : Illustration le plissement et le débit en plaquettes des marnes de l'O.M.K	26
Photo 14 : Illustration des niveaux de grés micacés de l'O.M.K	26
Photo 15 : Illustrant un micropli affectant des calcaires bioclastiques organogènes à nummulite de couleur gris clair et des argiles rouges, visible au niveau de la rive droite près de l'excavation de l'évacuateur de crue	26
Photo 16 : Photo prise le long de la route d'axe qui longe l'oued Kissir (rive droite), on peut voir en divers endroits dans les molasses miocènes (O.M.K), plusieurs fragments non roulés, à bords anguleux et des bancs discontinus de calcaires bioclastique, riches en nummulites et algues de l'Eocène (Priabono-Lutetien)	27
Photo 17-18 : Illustrant les caractéristiques géologique des terrasses alluviales anciennes	27
Photo 19-20 : Illustrant les caractéristiques géologique des terrasses alluviales récentes	28
Photo 21 : Illustrant le mouvement de terrain identifié au niveau de la rive gauche	29
Photo 22-23 : Illustrant les failles de direction E-W qui affectent le flysch Numidien (rive droite et gauche)	31
Photo 24 : Illustrant le contact anormal net entre les marnes gris à droite et l'alternance de grés et argile du flysch numidien à gauche	34
Photo 25 : Illustrant l'intense fracturation des bancs de grés et leurs débit en prismes	34
Photo 26-27-28-29 : Illustrent les plans de faille (surface de cisaillement) avec des stries très spectaculaires, sur lesquels ont été effectué les mesures.	37
Photo 30-31 : Matériels mis en œuvre au niveau du site de Kissir pour la réalisation des colonnes ballastées	99
Photo 32 : Benne preneuse utilisée pour le projet de Kissir	107
Photo 33 : Photo illustrant les procédures de réalisation de la paroi moulée (projet barrage de Kissir)	107

Notations et symboles :

$P_{\text{moy an}}$	Pluie moyenne annuelle
K_S	Coefficient sismique
g	Accélération de la pesanteur
UL	Unité Lugeon
K	Coefficient de perméabilité
RQD	Rock Quality Designation
SPT	Standard Penetration Test
N_{d10}	Nombre de coup nécessaire à faire pénétrer la pointe de 10 cm
I_D	Indice de Densité
RP	Résistance à la pointe du pénétromètre dynamique
E_D	Module de déformation
φ, ϕ	Angle de frottement interne du sol
N_0	Nombre de coup nécessaire à faire enfoncer le carottier de 15 cm
N_1, N_2	Nombre de coup nécessaire à faire enfoncer le carottier de 15 cm chacun (un total de 30 cm)
N	Nombre de coup nécessaire à faire enfoncer le carottier de 30 cm ($N_1 + N_2$)
E_M	Module pressiométrique
P_L	Pression limite
W_L	Limite de liquidité
W_P	Limite de plasticité
I_c	Indice de consistance
I_P	Indice de plasticité
γ_h	Poids volumique du sol humide
γ_d	Poids volumique du sol sec
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé
γ_s	Poids volumique des grains solides
γ'	Poids volumique du sol déjaugé
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_{dmax}	Poids volumique maximum (valeur Proctor normal)
W_{opt}	Teneur en eau à l'Optimum Proctor normal
W	Teneur en eau naturelle
S_r	Degré de saturation
e	Indice des vides
n	Porosité
C_c	Indice de compression
C_g	Indice de gonflement
C_v	Coefficient de consolidation
P_c	Pression de consolidation
C	Cohésion apparente
C_{uu}	Cohésion non drainée non consolidée
φ_{uu}	Angle de frottement interne non drainé non consolidé
C_{cu}	Cohésion consolidée non drainée
φ_{cu}	Angle de frottement interne consolidé non drainé
C	Cohésion effective
φ	Angle de frottement interne effectif
R_c	Résistance à la compression
Rt	Résistance à la traction
τ	Contrainte de cisaillement
e_{moy}	Epaisseur moyenne de la couche à exploitée
S	Surface de la zone à exploitée

V	Volume de la zone à exploitée
C_u	Coefficient uniformité (coefficient de Hazen) = D_{60}/D_{10}
D_{15}	Diamètre équivalent à 15 %
d_{85}	Diamètre équivalent à 85 %
d_{10}	Diamètre équivalent à 10 %
D_{05}	Diamètre équivalent à 5 %
D_{50}	Diamètre équivalent à 50 %
LA	Valeur Los-angeles (Résistance au choc)
D_r	Densité relative du sol
a	Coefficient d'accélération de zone
R	Revanche
F	Fetch (longueur du plan d'eau)
V	Vitesse de propagation des vagues
hv	Hauteur des vagues
σ'	Contrainte effective
Z	Profondeur
P_{digue}	Pression de la digue
P_{cr1}	Charge initiale critique
q_{adm}	Contrainte admissible
q_L, P_{cr2}	Contrainte limite critique
D	Profondeur d'encastrement de la fondation
B	Largeur de la fondation
L	Longueur de la fondation
$N_{Ypl}, N_{Qpl}, N_{Cpl}$	Facteurs de capacité portante, coefficients sans dimension exprimant les effets respectifs du poids volumique, de la profondeur et de la cohésion dans l'expression de la pression limite sous la base.
Q	Débits de fuite
F_s	Coefficient de sécurité
U	Pression interstitielle
R_u	Coefficient de pression interstitielle
ΔU	Variation de la pression interstitielle
Δh	Variation du niveau de retenue
K_h	Coefficient sismique horizontal
K_v	Coefficient sismique vertical
α	Coefficient d'accélération
β	Coefficient de réduction
NNR	Niveau normal de la retenue
NVM	Niveau du volume mort
PHE	Plus hautes eaux
$L_{c\grave{e}te}$	Longueur en crête du barrage
$b_{c\grave{e}te}$	Largeur en crête du barrage
H_b	Hauteur du barrage
$N_{c\grave{e}te}$	Niveau en crête du barrage
L_{ped}	Longueur en pied du barrage

INTRODUCTION GENERALE ET PRESENTATION DE L'ETUDE

Vitale à la vie, l'eau cette matière qui représente un élément essentiel dans l'équation biologique, est devenue actuellement le nerf de toute industrie, comme elle représente une ressource énergétique non négligeable.

Pour notre pays, l'importance de ce liquide est dernièrement plus claire que jamais, elle est devenue le sel des discours des autorités en la considérant comme une richesse rare, ils ont entamé une politique de rationalisation et d'exploitation de cette dernière en profitant au maximum des eaux superficielles pour protéger le potentiel souterrain [31].

Et pour cela, l'Algérie a mis dans ses priorités le dessalement des eaux de la mer, la construction massive des réservoirs d'eau et barrages à capacités confondues selon les données hydroclimatiques.

La région de Jijel vue sa pluviométrie élevée ($P_{\text{moy an}} = 1255 \text{ mm}$), est appelée à être un réservoir considérable de cette richesse. Les barrages de *BOU SIABA*, *TABELLOUT*, *OUED DAR EL-OUED* et *KISSIR* (le cas de notre étude) seront les fruits de cette politique [31].

Le barrage de Kissir a pour but de mobiliser les ressources naturelles du bassin de l'Oued Kissir afin de satisfaire aux besoins en eau potable et industrielle de la wilaya de Jijel et des wilayas voisines (par un système d'adduction), ainsi que d'assurer l'irrigation des plaines côtières de la région.

L'édification d'ouvrages à travers des cours d'eau, en vue d'y prélever une part plus ou moins importante du débit, compte parmi les activités les plus anciennes de l'humanité : les œuvres modernes, bénéficiant des progrès continus de la technique, ont vu leurs tailles s'accroître, leurs formes s'élaborer, leurs buts se diversifier, mais chacune d'elles peut se reconnaître en un ancêtre, même à l'état embryonnaire [28].

La régularisation, réclamée par les différents secteurs, des débits au cours de l'année conduit à créer des réservoirs d'une capacité d'autant plus grande que l'on cherche à contrôler une fraction plus forte des apports annuels du cours d'eau ; à cet effet, il faut bâtir des barrages de plus en plus importants, par leur hauteur ou leur longueur. De tels lacs artificiels permettent, de réduire, dans une certaine mesure les dégâts occasionnés par les crues dont les pointes les plus sévères peuvent être écrêtées [28].

En fin, les barrages sont construits à d'autres fins : protection contre les crues, lutte contre l'incendie, navigation, création de polders, protection des estuaires contre les

remontées d'eau salée depuis la mer, alimentation en eau potable, usages industriels, tourisme et loisirs.

Par le matériau dont ils sont construits, les barrages peuvent être classés en deux groupes :

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

Pour les barrages en terre les volumes de matériaux à mettre en œuvre sont très importants, de 5 à 15 fois et plus le volume de béton qui serait nécessaire pour un barrage poids s'inscrivant dans le même site. La valeur d'une terre, après extraction mais avant mise en œuvre, étant bien plus faible que pour le béton. Cette condition impérative conditionne le projet du barrage en terre. Le barrage en terre est le seul qui convient à une fondation non rocheuse, il présente l'avantage de pouvoir être adapté à peu près à n'importe quelle fondation, et de pouvoir être réalisé avec une très grande variété de sols.

L'inconvénient majeur du barrage en terre est les infiltrations à travers le massif [28].

Sur le plan technique, la conception d'un barrage en terre répond à deux exigences principales : l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

La stabilité de l'ouvrage dans les différents cas de sollicitations qui lui sont imposés (fin de construction, régime d'écoulement permanent et vidange rapide) et dont le paramètre prépondérant est la pression de l'eau. Ce phénomène est dû à des charges hydrauliques appliquées dans les interstices des matériaux du barrage et sa fondation [12].

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers les barrages en terre doivent être étudiées sous deux angles différents [12]:

- D'une part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtration.
- D'autre part, elles sont pour conséquences des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet.

Ce travail contribue à mettre à la disposition des ingénieurs praticiens la méthodologie et l'importance des études géologiques et géotechniques ainsi que les solutions et les recommandations qui les aideront à identifier toute la série de problèmes qui sont à considérer dans le choix des critères de projets pour les barrages en terre.

Le premier chapitre, présente un aperçu sur les caractéristiques générales du site ainsi qu'une présentation de la région d'étude avec un bref aperçu sur la sismicité de la région.

Le second chapitre, décrit les grands traits relatifs à la géologie régionale ;

Le troisième chapitre traite en détail les reconnaissances géologiques du site, qui ont été élaborées en parallèle des travaux de réalisation de cet ouvrage hydraulique.

Le quatrième et cinquième chapitre présente une interprétation des données de la campagne de reconnaissance (aspect géologique et hydrogéologique), ainsi qu'une étude des caractéristiques géotechniques des terrains de fondation et leurs interprétation, élaborer à partir des différents essais réalisés au laboratoire et in situ lors de la phase de reconnaissance et pendant la réalisation de l'ouvrage.

Dans le sixième chapitre, on a étudié les caractéristiques géologiques et géotechniques des matériaux de construction, nécessaires à la réalisation de la digue et des ouvrages annexes, sur la base des essais géotechnique réalisés. L'étude a fait trait aussi à leurs situations géographiques avec un calcul de réserve et à la fin par une conclusion et des recommandations indispensables à une bonne mise en œuvre.

Le septième chapitre, traite les conditions géologiques et géotechniques des ouvrages, il étudie :

- L'importance du choix de l'emplacement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, tunnel de dérivation) ;
- Choix du type de barrage le plus économique et le plus facile a réalisé ;
- Les conditions géotechniques des terrains de fondation ;
- Apprécié le potentiel de liquéfaction des sols sous la digue, et l'évaluer en fonction des caractéristiques géotechniques par application des normes en vigueur;
- Techniques de traitement des sols et leurs contribution à l'amélioration de la portance des terrains (principe, processus de réalisation, choix du maillage, contrôle d'exécution) ;
- L'étanchéité des barrages en terre par le voile d'étanchéité et paroi moulé.

Le huitième chapitre, représente la partie la plus importante du travail, à savoir l'interaction entre la digue et la fondation, il traite :

- Le dimensionnement du profil en travers de la digue, avec l'estimation des différents paramètres (largeur en crête, hauteur du barrage, pente des talus, bermes..etc) à partir de formules empiriques ;
- Etude de protection des talus amont et aval ;
- Etude des la contraintes provoquées par le poids propre du sol, calcul des pressions provoquées par la digue sur la fondation ainsi que la détermination de la capacité portante du sol de fondation.
- Etude de stabilité des talus avec un logiciel performant à savoir (**GEO-SLOPE**), on prenant en considération l'influence des pressions interstitielles (R_U), de la ligne piezométrique et l'effet de la sismicité (K_h) sur la stabilité des talus pour les différents cas de sollicitations, et enfin une simulation afin de mettre en évidence le rôle du tapis drainant comme organe de rabattement de la ligne de saturation et de réduction des risques des pressions interstitielles en faisons varié à chaque fois la longueur et la position de ce dernier.

Enfin, une conclusion générale, des annexes et une bibliographie qui se rapporte aux différents sujets traités dans ce travail.

CHAPITRE I

Généralités

CHAPITRE I

GENERALITES

I.1. Introduction

Pendant les 20 dernières années, la population de la ville de Jijel avait doublé, son industrie se développe intensément. Les plaines côtières de Jijel sont une heureuse exception, on y trouve près de 2000 ha de terre fertile dont le relief permet une agriculture irriguée, favorisée par des ressources hydriques disponibles [29].

Ainsi pour répondre aux besoins actuels et futur, et pour faire face à ce problème, l'administration concernée (Agence Nationale des Barrages et Transfert « ANBT ») a imposé la construction d'un aménagement hydraulique dans la localité de Kissir qui a pour but de mobiliser les ressources naturelles du bassin de l'Oued Kissir, en vue de satisfaire les besoins en eau potable et industrielle de la région, ainsi que d'assurer la possibilité d'irrigation des plaines côtières.

I.2. Caractéristiques générales du site du barrage

I.2.1. Situation géographique

Le site de barrage de Kissir est situé approximativement à 14 Km à l'ouest de la ville de Jijel et à 6 Km à l'Est de la localité d'El-Aouana (ex : Cavallo), en suivant la route nationale RN 43 (voir Fig. 01).

L'axe du barrage se situe à moins de 1 Km de la mer et à environ 300 m en amont à partir du nouveau pont routier sur l'oued KISSIR. Les coordonnées de références du site représentées par l'axe du barrage (Carte d'Algérie 1/25 000, DJIDJELLI N^{OS} 1-2), conformes au système géodésique Nord Sahara 1959 et selon les coordonnées U.T.M (Universal Transvert Mercator) sont :

Tableau 1 : Coordonnées de références du site
(Selon les coordonnées UTM)

Tableau 1

	Rive gauche	Rive droite
N	4.074.722,50	4.074.921,77
E	738.975,99	739.269,63

Le réservoir du barrage se développera vers la direction SSE, le long de la vallée de l'oued Kissir et vers l'Est, le long de la vallée de son affluent l'oued Takielt (voir fig.02).

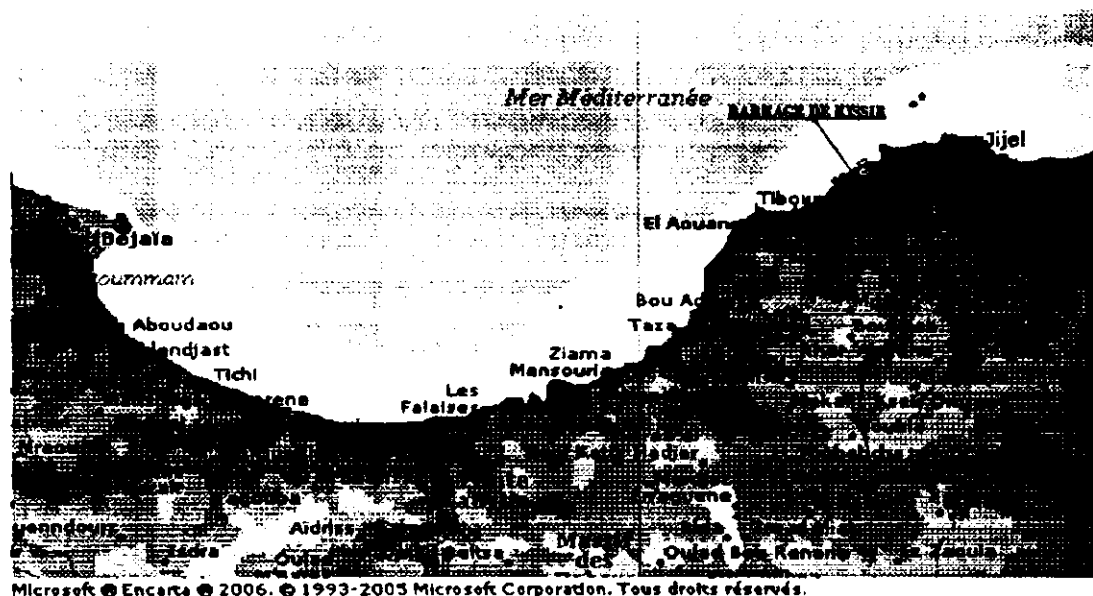


Fig. 01 : Situation géographique du barrage de Kissir
Echelle 1/1.000.000 (Encarta 2006)

1.2.2. Aspect géomorphologique

Le relief topographique du site est un étranglement assez accentué dont les flancs sont constitués de grands affleurements rocheux irréguliers. Dans cette gorge on trouve l'ancien pont et l'ancienne partie de la route nationale 43. Sur la rive gauche il y a un ancien tunnel routier.

Cette gorge est définie par une vallée encaissée d'une largeur de 100 à 150 m environ et d'une longueur de 150 m environ, après laquelle les rives ont une pente plus douce et la vallée s'ouvre en amont et en aval sur une largeur de 300 m environ.

Le flanc gauche a une pente moyenne de 30° et le flanc droit a une pente de 20° environ. Le fond de la vallée est constitué d'une plaine alluvionnaire.

1.2.3. Végétation

La végétation de la rive droite est formée de petits arbres et d'arbustes. Aux proximités de l'oued, on peut observer quelques arbres de taille moyenne. En aval de l'axe de la digue, dans les dépôts alluvionnaires, on remarque des zones de terres agricoles.

En amont de l'axe du barrage la végétation de la rive gauche est assez dense, on observe la présence d'arbres de moyenne et de grande taille et un enchevêtrement de cyprès. En aval, le flanc de la colline est formé d'affleurements de roches où l'on peut observer des arbustes et des arbres isolés.

1.2.4. Aperçus climatiques

Les conditions climatiques de la zone envisagée sont conditionnées par sa situation géographique, l'influence de la mer et le relief.

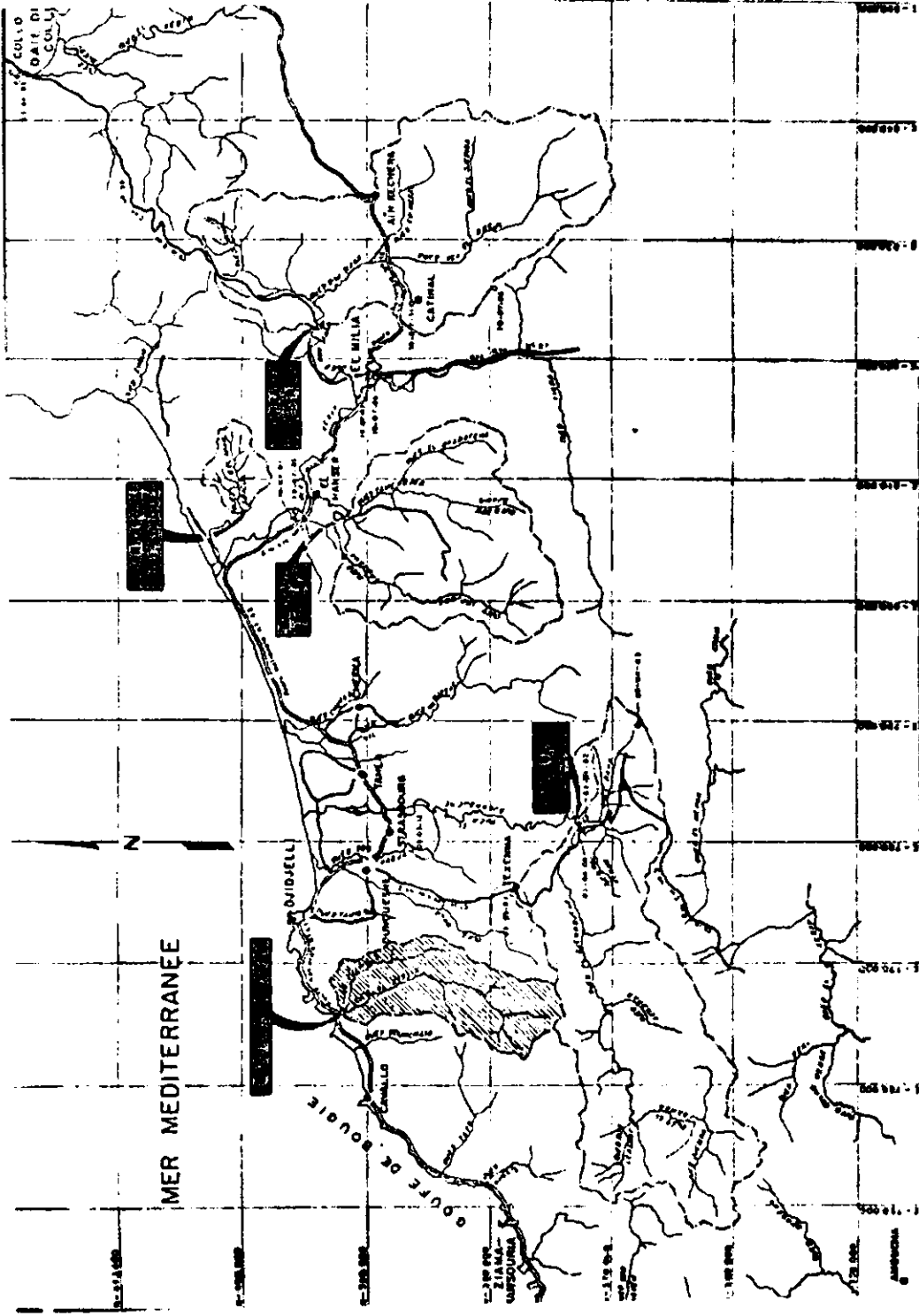
Le bassin versant de l'oued Kissir, se trouve dans la zone méditerranéenne avec un climat

Légende :

- Ville
- ▬ Village
- ▬ Route nationale
- ▬ Chemin de grande commune et d'intérêt commun
- ▬ Oued
- ▬ Limite du bassin versant
- ▬ Barrage
- ▬ Station pluviométrique
- ▬ Station pluviométrique

Données générales des barrages

- Barrage de Bousalaba
- Oued : Bousalaba
- Bassin versant : 376km²
- Coordonnées : N=394,10
- E=823,00
- Wilaya de Jijel
- Barrage Bou-Adjoul
- Oued Bou-Adjoul
- Bassin versant : 24km²
- Coordonnées : N=400,30
- E=807,90
- Wilaya de Jijel
- Barrage de Irjana
- Oued : Irjana
- Bassin versant : 235km²
- Coordonnées : N=391,50
- E=807,14
- Wilaya de Jijel
- Barrage de Kissir
- Oued : Kissir
- Bassin versant : 107km²
- Coordonnées : N=391,90
- E=786,00
- Wilaya de Jijel
- Barrage de Iabebouf
- Oued : Djendjen
- Bassin versant : 400km²
- Coordonnées : N=372,80
- E=781,70



Echelle : 1/200 000

Fig. 02 : Plan de situation géographique du barrage de Kissir [33]

méditerranéen caractérisé par un été chaud et sec et un hiver relativement humide. Les valeurs des facteurs climatologiques sont présentes ci-dessous [32]:

• Précipitation moyenne annuelle	1255 mm
• Température annuelle moyenne	16,9°C
• Températures maximales enregistrées (Juillet)	42,5 à 45°C
• Températures minimales enregistrées (Janvier)	0 à 2,5°C
• Humidité annuelle moyenne relative	76 %
• Evaporation moyenne annuelle	1183,00 mm

1.3. Caractéristiques physiques et hydrographiques du bassin versant

Les caractéristiques physiques et hydrographiques du bassin versant de l'oued Kissir sont estimées en utilisant la carte topographique à échelle 1 : 25.000^{ème}. Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous [32] :

• Surface du bassin versant	107,00 Km ²
• Périmètre	50,18 Km
• Pente moyenne du bassin versant	0,26 %
• Pente moyenne de l'oued Kissir	5,26 %
• Indice de forme	1,35
• Longueur du rectangle équivalent	19,43 Km
• Largeur du rectangle équivalent	5,5 Km
• Longueur du talweg principale	19,00 Km
• Altitude moyenne du bassin versant	513,00 m
• Indice de pente globale	50.43 m/Km
• Densité de drainage	5,56 Km/Km ²
• Longueur moyenne du bassin versant	5,63 Km

1.3.1. Caractéristiques de la retenue

La détermination des caractéristiques de la retenue a été faite sur la base de la destination du barrage de Kissir fixée par l'administration, à savoir une régularisation d'un volume d'eau annuel de 47 Hm³ pour satisfaire aux besoins d'eau potable et industrielle de la région de Jijel [32].

L'ensemble des caractéristiques est présenté ci-dessous :

• Volume total de la retenue	68,00 Hm ³
• Volume utile de la retenue	56,00 Hm ³
• Volume régularisé	48,00 Hm ³
• Volume mort	12,00 Hm ³
• Côte des plus basses eaux	19,50 m
• Côte d'envasement	15,50 m
• Côte du terrain naturel	0,38 m NGA
• Longueur du lac	4,2 Km

1.3.1. Apports solides

La détermination des apports solides du bassin versant de l'oued Kissir est effectuée par analogie, sur la base des données d'observation sur la concentration des sédiments par mois pour la station hydrométrique de Tabellout N° 03408 (fig. 01) de la période entre 1972/73 et 1990/91.

A partir de l'analyse effectuée entre les valeurs du transports solides et les débits moyens annuels, on a déterminé la concentration interannuelle des sédiments, qui est égale à $2,9 \text{ kg/m}^3$. Avec $\gamma_{\text{solides}} = 1,6 \text{ t/m}^3$ et avec les apports solides de fond, adoptés d'environ 30 % de la concentration des sédiments, le volume des apports solides annuels du barrage de Kissir est estimé à environ $0.150 \text{ Hm}^3/\text{an}$, soit d'environ $1700 \text{ t/km}^2/\text{an}$.

1.4. Sismicité de la région

D'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003), le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité, soit [26]:

Tableau 2 : Classification des zones sismiques [28]

Tableau 2

Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zone II _a et II _b	sismicité moyenne
Zone III	sismicité élevée

La figure 3, représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Le tableau 3 permet d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques [26].

Tableau 3 : Classification selon l'importance de l'ouvrage [26]

Tableau 3

Groupe 1A	Ouvrages d'importance vitale
Groupe 1B	Ouvrages de grande importance
Groupe 2	Ouvrages courants ou d'importance moyenne
Groupe 3	Ouvrages de faible importance

L'examen de la carte des zones sismiques (fig.03) et le tableau 3 (classification l'importance de l'ouvrage), montrent que la zone du site du barrage de Kissir (région de Jijel) se retrouve dans une région à moyenne sismicité (II_a) avec un ouvrage (barrage en terre) de grande importance classé en en groupe 1B.

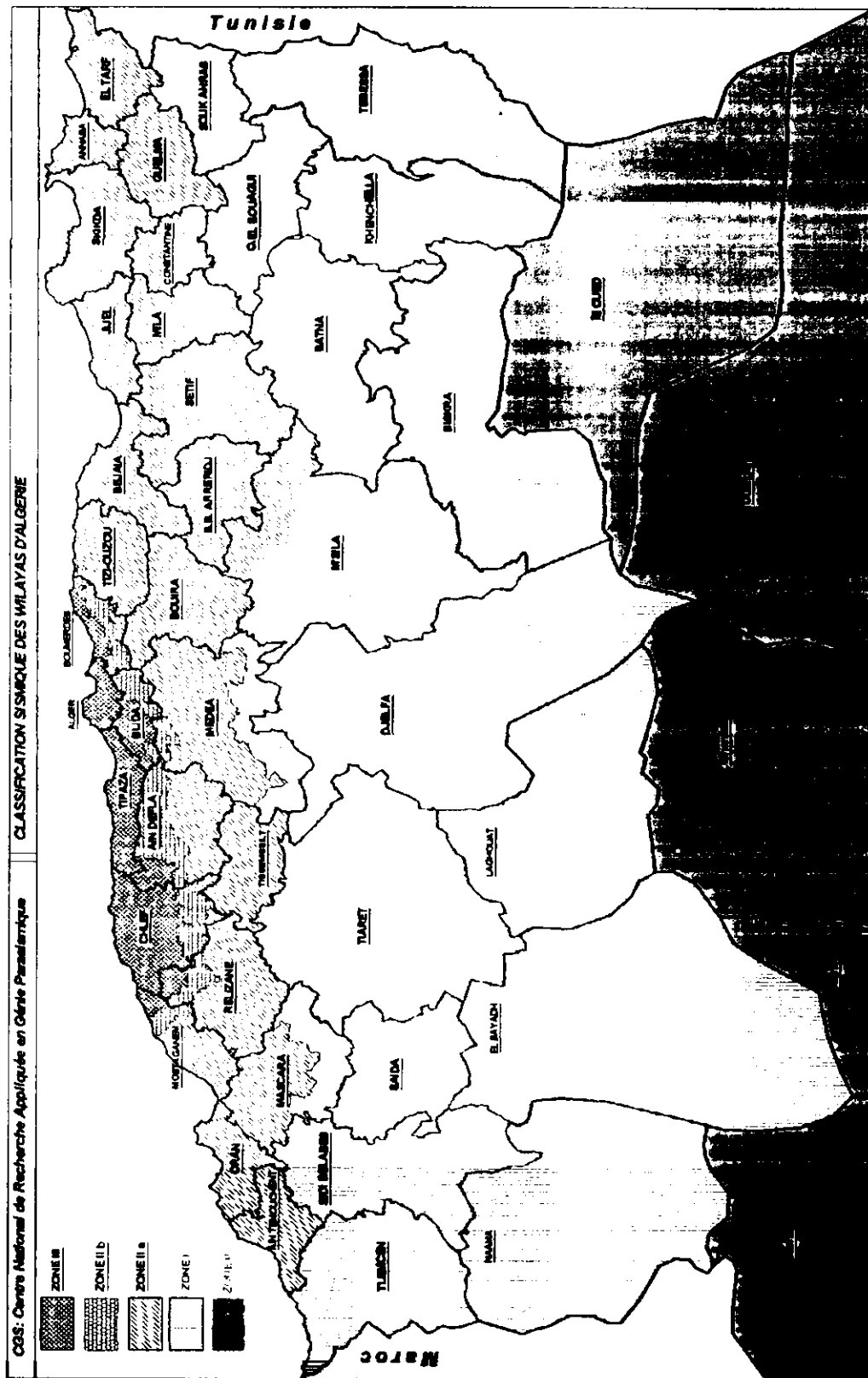


Fig. 03 : Carte de zonage sismique du territoire national
- RPA 1999/version 2003/ après addenda [28]

D'après les paramètres cités plus haut à savoir la carte des zones sismiques et le groupe d'usage de l'ouvrage, on peut déterminer les valeurs des accélérations au sol (coefficient d'accélération A) [26].

Tableau 4 : Coefficient d'accélération de zone A [26]

Tableau 4

Groupe	Zone			
	I	II _a	II _b	III
IA	0,15	0,25	0,30	0,40
IB	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

L'ensemble des considérations développées plus haut nous conduit à estimer les valeurs des accélérations au sol qu'il faut prendre en considération lors des calculs de stabilité des talus de la digue.

Pour une zone de sismicité moyenne (II_a) et un ouvrage (barrage en terre) de grande importance est classé en en groupe IB nous aurons :

- Séisme de projet (séisme normal) $K_S = 0.20$ (% g)
- Séisme exceptionnel $K_S = 0.35$ (% g)

Avec :

K_S : Coefficient sismique
 g : Accélération de la pesanteur

CHAPITRE II

Cadre géologique régional

CHAPITRE II

CADRE GEOLOGIQUE REGIONAL

II.1. INTRODUCTION

La région d'étude fait partie, de la branche sud méditerranéenne (maghrébides) de l'orogène alpin (fig. 04).

De point de vue structural, les maghrébides sont constitués de plusieurs nappes, charriées sur la plate forme africaine. Transversalement on y distingue, de l'intérieur vers l'extérieur de la chaîne [27] :

- Le domaine interne ou domaine Kabyle : qui comporte le socle Kabyle et la dorsale Kabyle sur laquelle il est charrié (Durand Delga, 1969; Raoult, 1974; Bouillin et al, 1971; Vila, 1980).
- Le domaine des flyschs : constitué par les flyschs Maurétaniens au Nord, et les flyschs massyliens au Sud. (Bouillin et al, 1971; Vila, 1980)
- Le domaine externe ou domaine telliens et l'avant pays : constitué d'un avant pays allochtone et un avant pays autochtone (Durand Delga, 1969; Vila, 1980).

Sur l'ensemble de ces unités géologiques repose en discordance la nappe numidienne, et les formations post-nappes.

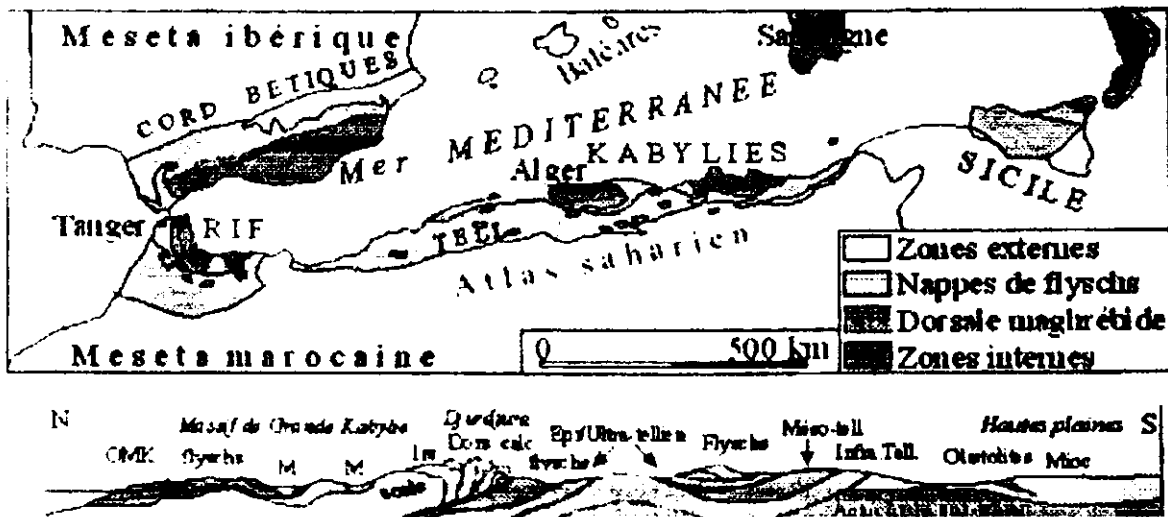


FIG. 04 : SCHEMA STRUCTURAL DE LA MEDITERRANEE OCCIDENTALE
D'APRES [DURAND. DELGA, 1960]

II.2. HISTORIQUE DES TRAVAUX ANCIENS

Les études géologiques se rapportant à la petite Kabylie sont peu nombreuses ; toutefois ceci n'a pas empêché certains auteurs d'essayer de faire une synthèse globale, mettant surtout en relief, les grands traits géologiques.

Les principaux travaux géologiques intéressant la petite Kabylie sont les suivants :

- Une carte géologique de la feuille de « *TAMESGUIDA* » au 1/50.000^{ème} dressé par F. ERRAM (1928).
- Les travaux de DURAND DELGA et ses élèves en 1955, ainsi que des publications plus récentes : « Mise au point sur la structure du Nord-Est de la Berberie » (1969), « les unités à mésozoïques métamorphique d'El-Milia à Texenna et leur cadre structural » (1971).
- Aux travaux de DURAND DELGA s'ajoutent ceux de : BOUILLIN et AL « Données préliminaires sur le complexe Volcano-sédimentaire de Rekkada-Metletine » (1977).

Ces travaux se sont intéressés à des zones situées soit au sud soit à l'est du secteur étudié.

L'étude la plus récente, portant sur la partie occidentale du massif de petite Kabylie dont fait partie notre secteur d'étude est celle de H. Djellit (Thèse Doctorat, 1987); qui s'appuie sur une carte structurale de 1/50.000^{ème} (Voir fig. 06), de la terminaison occidentale de la petite Kabylie (région de Jijel), ainsi que la récente publication de J. Andrieux et AL, 1989.

II. 3. GEOLOGIE DE LA PETITE KABYLIE OCCIDENTALE

Les grands ensembles géologiques de la partie occidentale du massif de la petite Kabylie

Le secteur étudié constitue une transversale des zones internes de l'orogénèse Nord-Africain, il appartient au domaine de la petite Kabylie, plus exactement à son extrémité occidentale qui est formée par la superposition de plusieurs ensembles géologiques, séparés par des contacts anormaux (Fig. 05).

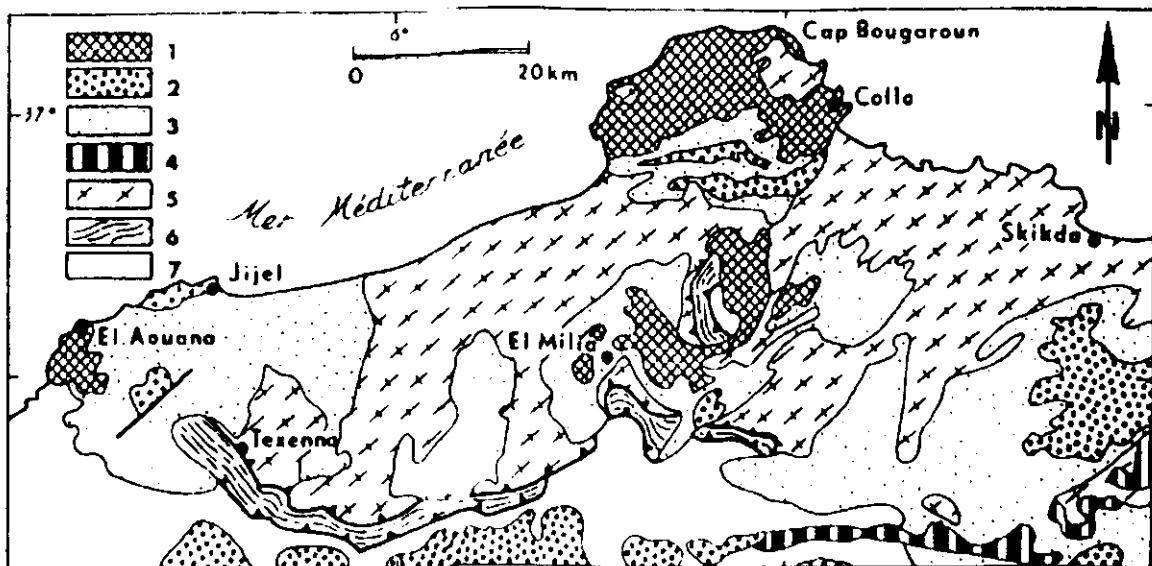


FIG. 05 — SCHEMA GEOLOGIQUE DE LA PETITE KABYLIE
D'APRES [J. ANDRIEUX ET AL, 1989]

- 1, Micro-Diorite; 2, Numidien; 3, Oligo-Miocène et unités allochtones supra-kabyles; 4, Dorsale calcaire; 5, socle kabyle; 6, unités schistosées infra-kabyles; 7, unités telliennes.**

Les données géologiques et structurales de l'extrémité occidentale du massif de la petite Kabylie (J. Andrieux et Al, 1989), mettent en évidence que l'édifice structural de cette partie est composé de deux compartiment structuraux alpins (inférieur et supérieur), de styles tectoniques différents [27]:

- *Un compartiment structural inférieur* : regroupe les unités frontales infra-kabyles schistosées plus ou moins métamorphisées et le socle qui les chevauche.
- *Un compartiment structural supérieur* : ce compartiment englobe les unités frontales supra-kabyles et l'ensemble des nappes supérieures.

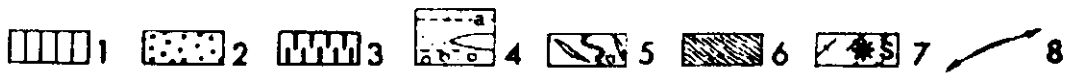
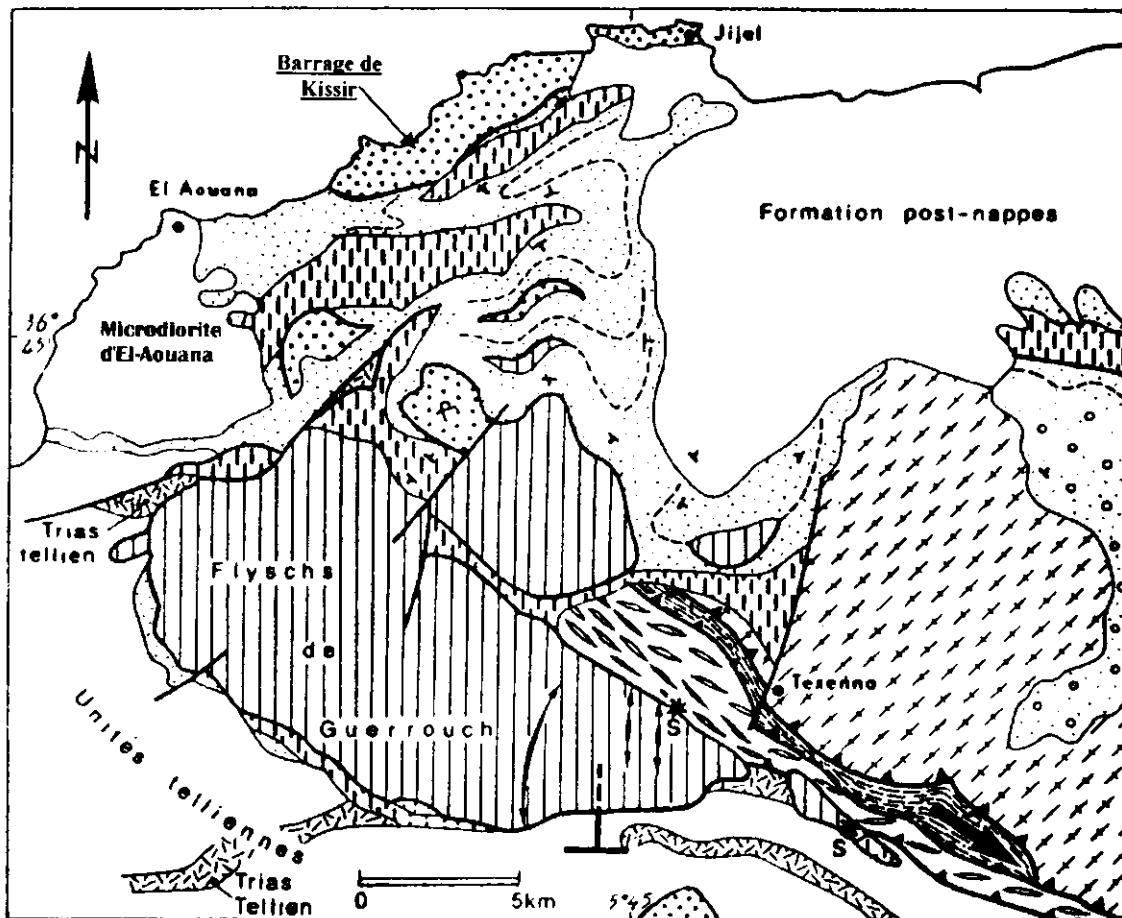


FIG. 06 : ESQUISSE GEOLOGIQUE DE L'EXTREMITE OCCIDENTALE DE LA PETITE KABYLIE D'APRES J. ANDRIEUX ET AL, 1989



FIG. 07 : COUPE SYNTHETIQUE DE L'EXTREMITE OCCIDENTALE
DE LA PETITE KABYLIE
D'APRES J. ANDRIEUX ET AL, 1989

LEGENDES DES FIGURES 6 ET 7

Unités supra-kabyles : 1. nappe de Guerouch ; 2. Numidien ; 3. Unité du flysch dissocié ; 4. Oligo-Miocène Kabyle (a, stratification ; b, olistolite majeur). Unités infra-kabykes : 5. Unité du flysch schisto-gréseux (a. Cénomano-Turonien) ; 6. Unité volcano-sédimentaire (la flèche dans cette unité indique la direction de cisaillement) ; 7. Socle kabyle (S, copeaux de socle à la base des unités supra-kabyles) ; 8. Plis N-S dans la nappe de Guerouch.

II.3.1. LE COMPARTIMENT STRUCTURAL INFERIEUR :

Il regroupe les unités frontales infra-Kabyles et le socle qui les chevauche. Ce compartiment est caractérisé par des déformations de style souple, caractérisant les unités frontales infra-kabyles, le niveau structural inférieur et les unités qui le composent sont séparés par des contacts tectoniques généralement inclinés (30-50°) NE et tardivement redressés [27] :

II.3.1.1. Les unités frontales infra-Kabyles :

On distingue du sud vers le nord :

- *L'ensemble tellien ou avant pays* : étudié par Durand Delga, 1955 et Obert, 1981, l'avant pays tellien est caractérisé par des formations lacuneuses essentiellement marno-carbonatées, dolomitiques à sa base et à nombreuses discordances, allant du Lias au Miocène. Il est en position structural inférieure [27].
- *L'unités du « flysch schisto-gréseux » ou flysch massylien* : bien développé au sud de Texenna, la série comprend le flysch schisto-gréseux Albo-Aptien, des marnes à microbrèches du Vraconien, des phtanites noires du Cénomanién, des calcaires et marnes du Turonien, enfin des pélites noires et microbrèches du Sénonien basal (J. Andrieux et Al, 1987) (Fig.06 et 07). Cette unité chevauchent l'ensemble tellien, est schistosée et plissé en un vaste anticlinal étroit d'axe NW-SE, auquel sont associés des plis mineurs N 110-N 130° (voir photo N° 01 et 02) [27].



Photo 01 et 2 : Flysch schisto-gréseux (flysch Massylien) plissé et schistosé, visible au sud de Texenna (Oued Missa)

- **L'unité Volcano-sédimentaire** : forme une bande pincée entre l'unité du « flysch schisto-gréseux » et le socle gneissique (Fig.07). Dans l'oued Djenjen elle montre une alternance (jusqu'à 500 m de puissance) de basaltes en coussin, dolérites et gabbros ; à sa base s'intercalent des radiolarites d'âge jurassique probable [27], vers le sommet les termes éruptifs se raréfient aux dépens des calcschistes et calcaires micritiques. L'unité volcano-sédimentaire est plus métamorphique que l'unité du « flysch schisto-gréseux », fortement schistosé d'âge jurassique présumé.

D'après les auteurs, la dorsale Kabyle est absente dans notre région d'étude; en position équivalente on rencontre une formation calcaire et volcano-sédimentaire c'est le « **LE COMPLEXE VOLCANO-SEDIMENTAIRE DE REKKADA-METLETINE** » [27].

- **Le Socle Kabyle** : reconnu au sein de ce dernier trois grands ensembles qui sont de bas en haut :
 - Un complexe gneissique polymétamorphique d'âge précambrien probable.
 - Un complexe phylladique d'âge cambro-ordovicien.
 - Un ensemble à psammites et calcaires du Siluro-Dévonien.

Le socle affleure dans la région de Texenna et chevauche vers l'ESE les unités infra-kabyles provoquant la déformation ductile synmétamorphique des séries volcano-sédimentaires et du flysch Albo-Aptien [27].

II.3.2. LE COMPARTIMENT STRUCTURAL SUPERIEUR :

Ce compartiment englobe l'ensemble des nappes supérieures en position structurale haute. Opposé au précédent, il est caractérisé par une tectonique de glissement superficiel de nappes gravitaires, séparées par des contacts anormaux « plats » (subhorizontaux) [27].

II.3.2.1. Les unités supra-Kabyles :

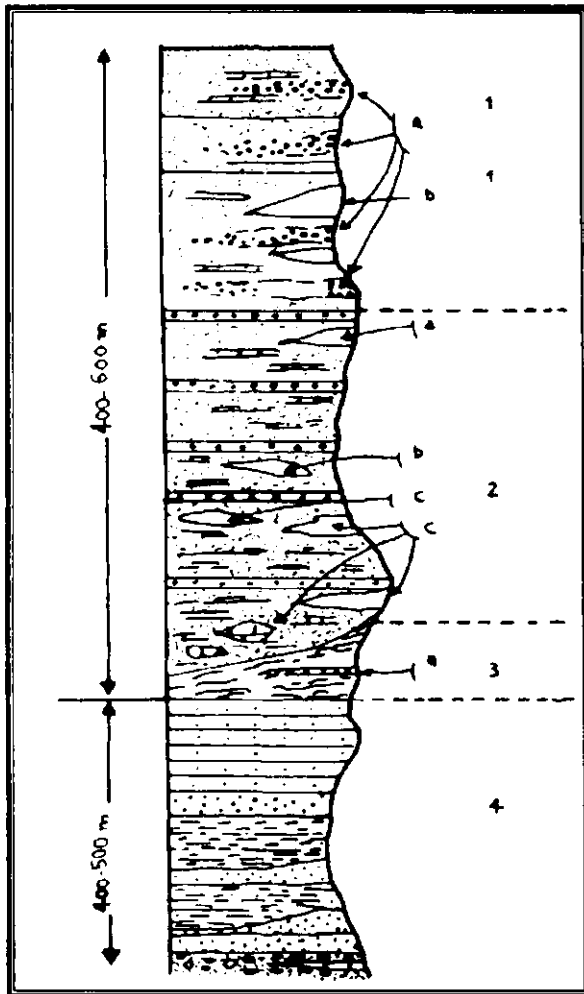
On reconnaît de bas en haut :

- **L'Oligo-Miocène Kabyle « O.M.K »** : L'Oligo-Miocène Kabyle constitue la couverture sédimentaire transgressive et discordante du Socle Kabyle. Les formations de cet ensemble sont datés du début de l'Oligocène supérieur (J.F.RAOULT, 1974 ; BOUILLIN, 1979).

L'O.M.K débute à la base par des conglomérats de l'Oligocène d'épaisseur très variable et discordants sur le socle kabyle. Un Olistostrome miocène (Aquitano-Serravallien) leur succède (Fig.08), ce dernier montre dans une matrice marneuse à passées gréseuses molassiques, des blocs de taille, d'âge et de nature variés. Certains, formés par des grés « Albiens » à granulométrie moyenne et à patine verte, identiques aux grés Albiens du flysch de Guerrouch. D'autres correspond à un grés grossiers hétérométriques, associés fréquemment à des argiles à Tubotomaculum, apparentés de toute évidence au flysch numidien « Aquitano-Burdigalien ».

D'autres enfin sont suffisamment volumineux pour constituer de véritables nappes et présentent l'intérêt de comporter un flysch Albo-Aptien, comparable du point de vue faciès, aux pélites et grés « Albo-Aptien » de l'unité schisto-gréseuse infra-Kabyle, c'est l'unité du flysch dissocié [27].

- **L'unité du flysch dissocié (ou flysch d'El-Aouana)** : Comporte un flysch Albo-Aptien à bancs de grés minces, des argiles à filons de l'Albien terminale, des calcaires et phtanites du Cénomaniens-Turonien, des marnes et des calcaires (micrites et microbrèches) du Sénonien (Fig. 09). Si ces faciès sédimentaires sont comparables à ceux des séries infra-kabyles de même âge, l'absence de schistosité et de métamorphisme les oppose à ces dernières [27].



1- Ensemble molassique à conglomérats dissociés (riches en huîtres et pectens) à galets de phyllades (a).

Dans cet ensemble existe surtout des blocs de flysch numidien (b) ainsi que de rares blocs de flysch dissocié (c).

2- Ensemble molassique à conglomérats en niveaux continus où on note :

- a)- des blocs de grés numidiens.
- b)- des blocs de grés de Guerrouch.
- c)- des blocs de flysch dissocié.

3- Lamme de flysch dissocié (Albien à Sénonien) à phanites rouges et blancs du Cénomanién (a).

4- Conglomérats et mollasses de l'Oligocène supérieur.

FIG. 08: COLONNE SYNTHETIQUE DES FORMATIONS OLISTOSTROMIQUES DE L'OLIGO-MIOCENE (D'APRES H. DJELLIT, 1987)

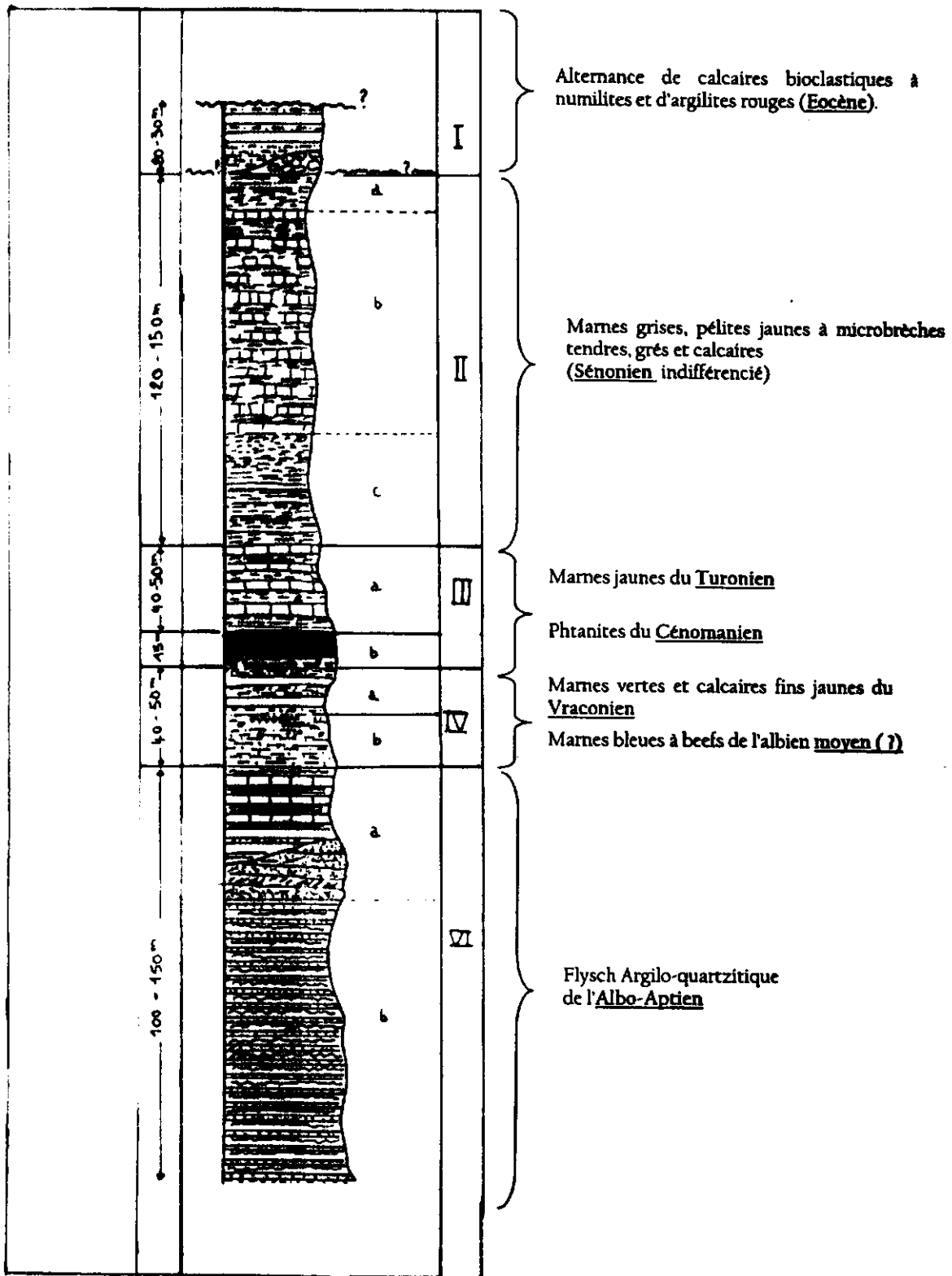


FIG.09 : COLONNE LITHOLOGIQUE SYNTHETIQUE DU FLYSCH DISSOCIE (D'APRES H. DJELLIT, 1987)

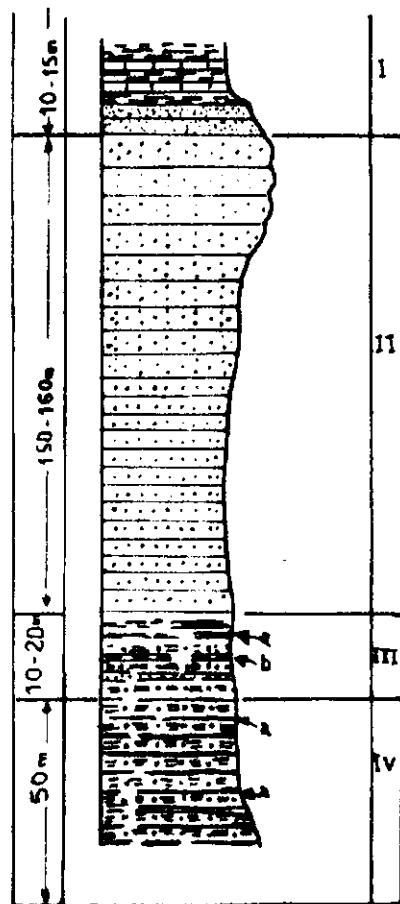
- **La nappe de Guerrouch (Flysch mauritanien) :** La nappe de Guerrouch est caractérisée successivement par un pré-flysch argilo-calcaire (Berriasien à Hauterivien), un flysch à grès assez grossiers, en bancs souvent épais (Barrémien à Albien moyen) puis par des argiles et calcaires de l'Albien supérieur (H. Djellit, 1987). L'ensemble atteignant le millier de mètres. Elle forme, des blocs épars dans le Miocène gréséo-micacé (O.M.K).

Au Sud (Voir Fig. 06), son contact sur les unités infra-kabyles est jalonné par des fragments de l'unité du flysch dissocié et du Miocène gréséo-micacé et surtout par des écaillés de gneiss du socle kabyle (H. Djellit, 1987). Outre l'absence de schistosité, les séries du flysch de Guerrouch se distinguent de celles de l'unité du « flysch schisto-gréseux » infra-kabyle par l'épaisseur des bancs gréseux et par la présence de débris détritiques provenant des massifs de type kabyle (H. Djellit, 1987). En outre, il est affecté par des plis précoces, antérieurs au charriage de cette nappe, et dont la direction subméridienne est à 90° de celle des plis des unités infra-kabyles [27].

Cette nappe est « Cartographiquement » discordante sur l'ensemble des unités composants les deux compartiment précédemment définis.

- **Le Flysch numidien :** bien représenté au niveau du site du barrage de kissir et Djebels Mezghitane, il comporte de bas en haut :
 - Des argiles colorées dites « argiles sous-numidiennes » à Tubotomaculum.
 - Un ensemble gréseux en bancs épais, composé de grés de teinte jaune-blanc (rouille à l'altération), à grains grossiers de quartz roulé.
 - Bancs de calcaires gréseux associés à des marnes calcaires.

Le flysch numidien constitue structuralement la nappe la plus haute de l'édifice alpin. Il est attribué en partie à l'Aquitano-Burdigalien et apparaît sous forme de blocs et/ou Klippes Tectono-sédimentairement superposé aux molasses miocènes. Il présente des structures anté-glissement représentées par des plis (NS) que tronquent les contacts de base des Klippes. Ces structures, qui sont comparable aux structures anté-nappes du flysch de Guerrouch, sont visibles au niveau du Djebel Mezghitane [27].



I) Bancs de calcaires gréseux (10-15 m) associés à des marnes calcaires.

II) Ensemble gréseux (150-160 m), en bancs épais (2-3 m), à faciès numidien, composé essentiellement de grés de teinte jaune-blanc (rouille à l'altération), à grains grossiers de quartz roulé.

III) Alternance de pélites bleutées et de marnes 10-20m à intercalations gréseuses décimétriques, soit en niveau continu (a), soit lenticulaires (b) et à figure de base (flute cast, figure de charge etc.)

IV) Argiles aux teintes variées vertes, rouges, jaunes et grises (50 m), à intercalations calcaro-gréseuses à glauconie (a).

Fig. 10 : COLONNE LITHOLOGIQUE SYNTHETIQUE DU FLYSCH NUMIDIEN
(D'APRES H. DJELLIT, 1987)

II.4. LES DEPOTS POST-NAPPES DANS LA REGION :

Les dépôts post-nappes sont représenté dans la région par :

II.4.1. La série marneuse Tortono-Messinienne :

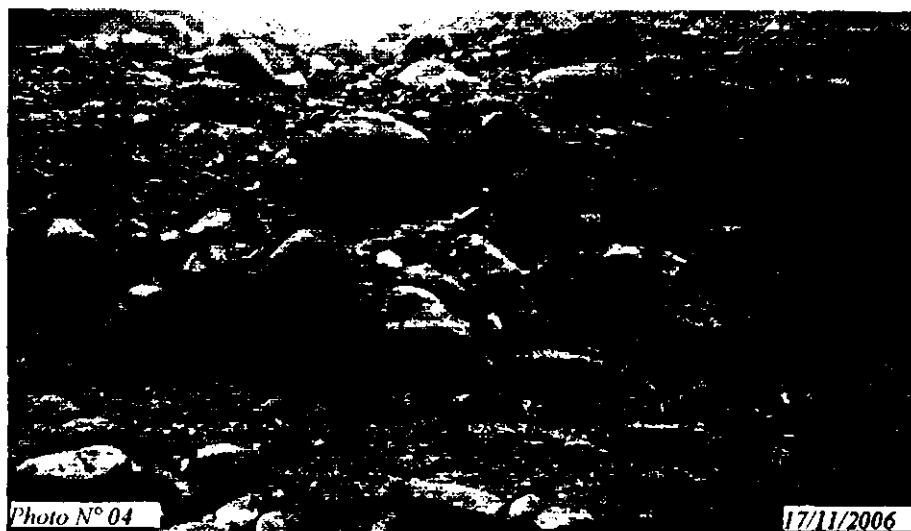
Représentée par des marnes bleues à passées calcareuses discontinues, souvent en nodules (miches), de couleur jaune ocre, que l'on peut rapporter au Tortonien moyen-Messinien [27].

La série marneuse repose en discordance à la fois sur le socle kabyle et l'OMK, elle est bien visible au Nord de Texenna « REKKADA METLETINE » (Photo 03) et largement développée dans la cuvette de Taher.



Les conglomérats du Pliocène

Les marnes bleues Tortonno-Messinienne



Les conglomérats du Pliocène

Photo N° 03 et 04 :

Illustrant la discordance des conglomérats du pliocène sur la série marnreuse Tortonno-Messinienne

Visible au Nord de Texenna « *REKKADA METLETINE* »

II.4.2. Les conglomérats du Pliocène :

Ils sont constitués essentiellement par des conglomérats d'au moins 50 m d'épaisseur, qui comportent des blocs anguleux, mal classés et de taille variable (centimétriques à métriques) empruntés en totalité soit au Socle Kabyle, soit aux unités à matériel flysch (numidien et flysch de Guerrouch) [27].

Ces conglomérats sont bien visibles au Nord de Texenna « *REKKADA METLETINE* » le long de RN 77 (voir Photo 03 et 04), et reposent directement, soit sur les marnes Tortonno-Messinienne (Photo 3), soit sur les blocs de flyschs dissocié.

II.5. LES FORMATIONS DU QUATERNAIRES :

Essentiellement représentées dans le bassin de Jijel. Elles comportent :

a. Les alluvions :

Elles sont représentées par des alluvions anciennes et des alluvions actuelles :

- Les alluvions anciennes sont grossières et constituent les terrasses alluviales anciennes des vallées, bien visibles dans la région de Kaous.
- Les alluvions actuelles sont composées d'éboulis et de brèches non consolidées. Elles occupent les lits mineurs et majeurs des différents oueds (ex : Oued Djen Djen, oued Nil, Oued Mencha, Oued Kissir ...etc).

b. Les dunes de sable :

Elles forment le cordon littoral bordant la mer méditerranée et comportent :

- *Les dunes actuelles* : constituées de sables fins parfois consolidés (sable de plages).
- *Les dunes anciennes* : constituées de sables fins limoneux souvent consolidés (ex : sables de dunes de la région de Tassoust).

II. 6. ASPECT TECTONIQUE DE LA PARTIE OCCIDENTALE DU MASSIF DE LA PETITE KABYLIE :

La structure de la petite Kabylie occidentale est interprétée (H. Djellit, 1987) comme un édifice structural composé d'un niveau structural inférieur représenté par les unités schistosées à matériel volcano-sédimentaire et un niveau structural supérieur formé par des nappes de type gravitaire.

Selon Jean Andrieux et al 1989, En Petite Kabylie occidentale, le socle des zones internes chevauche vers l'ESE les unités infra-Kabyles appartenant à la marge africaine. Ce chevauchement provoque la déformation ductile synmétamorphique des séries volcano-sédimentaires (Malm-Néocomien) et d'un flysch Albo- Aptien, témoins d'un bassin profond dit maghrébin; il a abouti à la collision du massif interne de Petite Kabylie et des unités telliennes. Cette suturation est réalisée avant le dépôt de l'Oligo-Miocène kabyle grés-micacé sur le socle des zones internes [20].

D'autres flyschs Albo-Aptien, différant du précédent par leur faible déformation, leur faciès et la nature des séries qui les encadrent, se trouvent en position supra-kabyle : ils constituent des olistolites ou parfois de véritables nappes dans le Miocène grés-micacé (nappe du flysch dissocié), ou bien forment une vaste klippe posée sur celui-ci et sur les zones externes (nappe de Guerrouch). Cette situation structurale et l'absence de déformation synmétamorphique dans ces deux flyschs empêche de les enraciner dans la suture sud-kabyle : leur patrie était au Nord de la Petite Kabylie [20].

Les nappes supérieures d'origine externe auraient quand à elles glissées selon une polarité Nord-Sud ; leur mise en place s'est effectuée en même temps que les molasses Aquitano-Serravallien, elle se serait poursuivie jusqu'à la fin du Serravallien et en partie au cours du Tortonien [20].

CHAPITRE III

Cadre Géologique local

CHAPITRE III:

CADRE GEOLOGIQUE LOCAL

III.1. INTRODUCTION :

L'étude géologique représente le support de base pour toute étude géotechnique et hydraulique. La reconnaissance géologique d'un site comporte d'une part, la collecte de toutes les données géologiques des études déjà réalisés au niveau du site et ces alentours et d'investigation plus détaillée, à savoir les levés géologiques de reconnaissance à échelle 1/1000^{ème} pour le site et de 1/5000^{ème} pour la cuvette réalisé par **PROMON 1984** et **l'ENHYD 1994**, et d'autre part tous les résultats des investigations sur le terrain.

Le but de cette reconnaissance est de :

- Caractérisation lithologique des différentes formations formant le site et qui sont visible à l'affleurement.
- Caractérisation de la structure géologique du site à travers l'établissement de coupes géologiques et de coupe de prospection.
- Recherche de sites potentiels pour les matériaux pouvant être utilisées dans la réalisation de l'ouvrage.

III.2. GEOLOGIE DU SITE :

III.2.1. Lithostratigraphie :

Les unités lithostratigraphiques formant le site du barrage de kissir sont représentées par :

- Les formations du flysch numidien ;
- Les dépôts de l'Oligo-Miocène Kabyle « O.M.K » ;
- Les dépôts quaternaires ;

III.2.1.1. Les formations du Flysch Numidien :

Ces formations sont bien présentées au niveau de l'axe du barrage. Une importante masse gréseuse affleure sur une grande étendue avec une épaisseur d'environ 600 m visible au niveau de la rive gauche de l'oued Kissir (Voir Photo 5 et 6).

Au niveau de l'assiette du barrage de Kissir, le flysch numidien est représenté par :

1. Une assise gréseuse ;

Ces grès sont épais et réguliers, massifs (Photo 5 et 6) de 2 à 3 m d'épaisseur, constituant un ensemble de 140 à 150 m d'épaisseur. Ce sont des grès quartzeux à granulométrie hétérométrique se particularise par la présence de dragées de quartz (photo 8), de couleur jaunâtre à blanchâtre montrant généralement une carapace ferrugineuse en surface.

Ces bancs gréseux surmontant une alternance de bancs de grès d'épaisseurs réduites et de marne de couleur grisâtre à noirâtre, bien visible à la sortie du tunnel

de dérivation (photo 07), on note aussi dans ce tunnel, la présence de poches de 1 à 40 cm de diamètre remplies par des argiles noires.

Les bancs de grés sont marqués par un abrupt tourne vers l'amont vu que les couches gréseuses de grandes épaisseurs qui constituent le massif plongeant de 65° à 85° vers le NNW, avec une direction variante entre $N 075^\circ$ à $N 090^\circ$ (EW) (Photo 5).

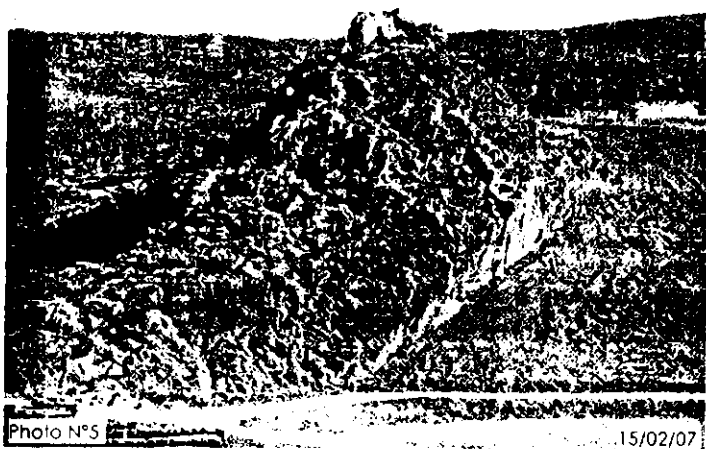


Photo N°5 15/02/07



Photo N°6

16/11/06



Photo N°7 16/11/06

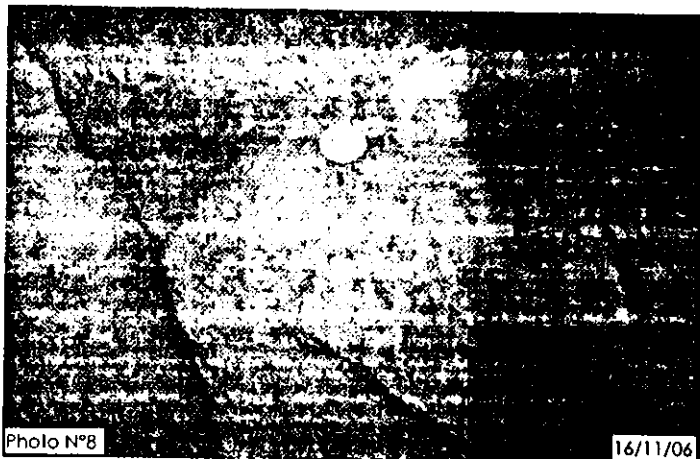


Photo N°8

16/11/06

2. Alternance de bancs de grés et d'argile ;

Les niveaux de grés formant cette alternance se particularisent par une épaisseur très variée décimétriques à métriques, présentent une granulométrie variée de fine à moyenne riche en quartz, de couleur variable de blanchâtre à grisâtre et de jaunâtre à rougeâtre rouille à l'altération et à cassure blanchâtre.

Les niveaux argileux sont parfois de couleur noire riche en matière organique, et qui montrent des concentrations de sulfure de fer (pyrite), donnant à l'oxydation de ces niveaux une teinte rouille.

Cette alternance d'argile et de grés est visible le long de la route en rive gauche sur environ 150 m avec une direction variable de $N 080^\circ$ à $N 090^\circ$ (EW) et un plongement variable de 50° à 71° vers le Sud, elle montre tantôt la dominance des argiles, tantôt celle des grés, mais en général au niveau du site du barrage, les niveaux gréseux prédominent sur les niveaux d'argiles.



Photo N° 9

16/11/06



Photo N° 10

16/11/06



Photo N° 11

16/11/06



Photo N° 12

16/11/06

III.2.1.2. Les formations de l'Oligo-Miocène-Kabyle «O.M.K»

Les formations de l'Oligo-Miocène-Kabyle affleurent sur le versant de la rive droite de l'oued Kissir, elles sont représentées par une alternance de pélite et des bancs de grés micacés, dilacérés et très perturbé (fracture, plissement...etc).

Les bancs de grés micacés discontinue et les marnes varicolores présentent par endroit des microplis très spectaculaire (photo 13 et 14).

Les marnes sont très altérées en surface donnant des horizons argileux, montrant souvent un débit en plaquettes millimétriques à centimétriques (Voir Photo 13).

Au niveau de la rive droite, près de l'excavation de l'évacuateur de crue, à divers endroits dans les formations de l'OMK, apparaissent des fragments non roulés, à bord anguleux ainsi que des bancs discontinus de calcaires bioclastiques remanié plissé, fracturé et bréchifié de couleur gris clair, riches en nummulites et algues ainsi que des argiles rouge de l'Eocène [d'après H. Djellit 1987] (Voir photo 15 et 16).

Au niveau de l'excavation du tunnel de dérivation une formation représentée par des marnes massive grises bleutées à noire dans laquelle est noyée de blocs et galets de calcaire gris claire. Cette formation pourrait correspondre aux dépôts poste nappe.

N80°E

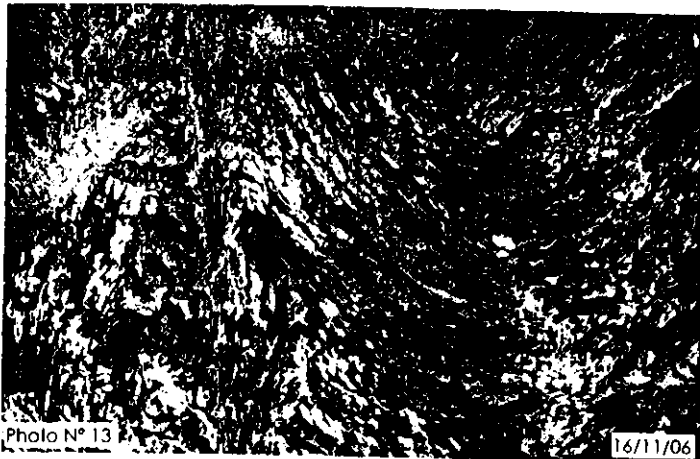


Photo N° 13

16/11/06

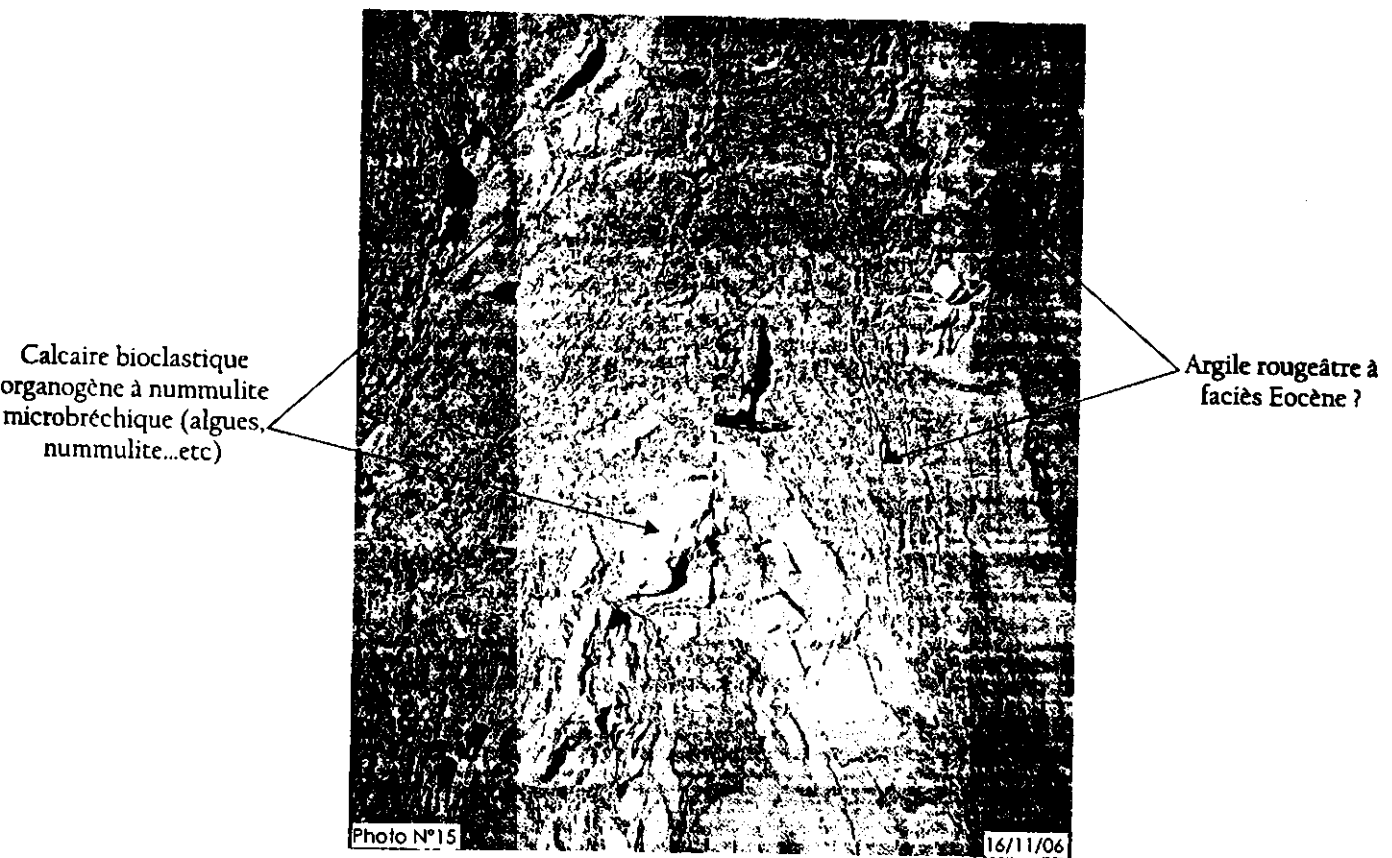


Photo N° 14

16/11/06

Photo 13: illustration le plissement et le débit en plaquettes des marnes
 Photo 14: illustration des niveaux de grès micacés de l'O.M.K

N80°E



Calcaire bioclastique organogène à nummulite microbréchique (algues, nummulite...etc)

Argile rougeâtre à faciès Eocène ?

Photo N°15

16/11/06

Photo 15: Illustrant un micropli affectant des calcaires bioclastiques organogènes à nummulite remanié de couleur gris clair et des argiles rouges, visible au niveau de la rive droite près de l'excavation de l'évacuateur de crue.

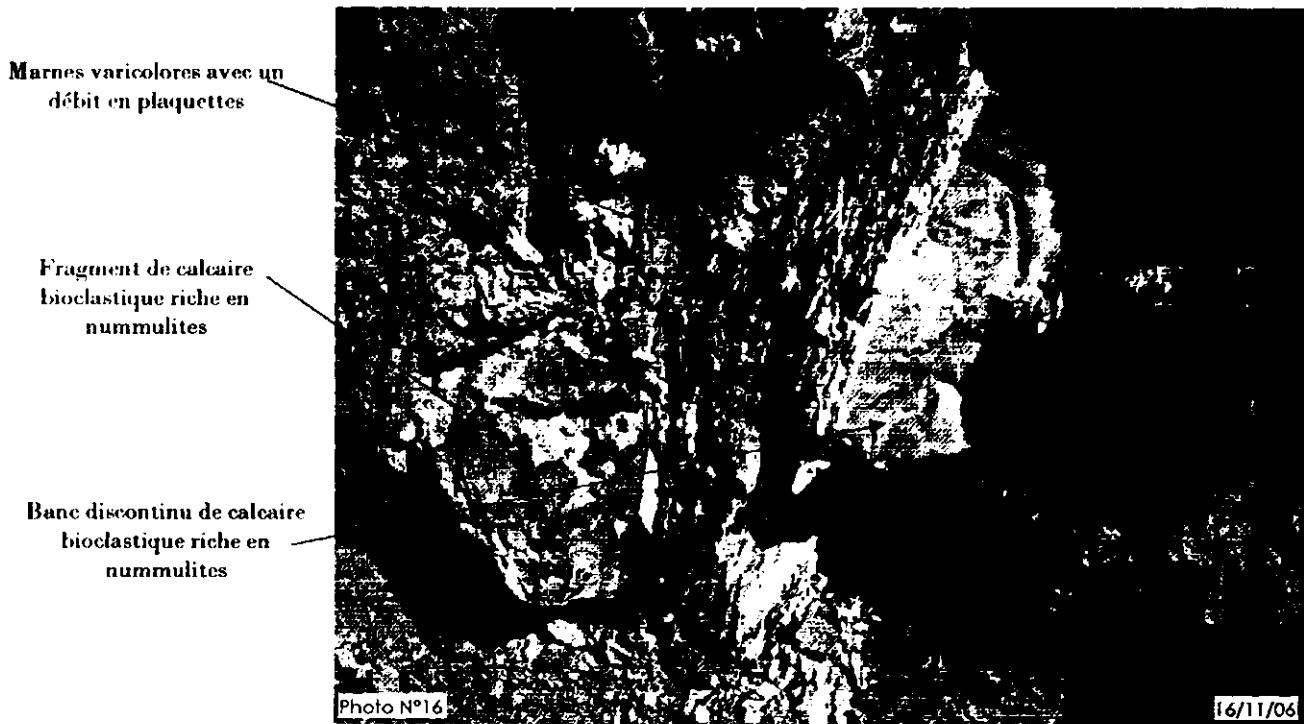


Photo 16 : prise le long de la route d'axée qui longe l'oued Kissir (rive droite), on peut voir en divers endroits dans les molasses miocènes (O.M.K), plusieurs fragments non roulés, à bords anguleux et des bancs discontinus de calcaires bioclastique, riches en nummulites et algues de l'Eocène (Priabono-Lutetien)

III.2.1.3. Les dépôts Quaternaires :

Dans la région de Kissir les dépôts quaternaires sont représentés pour l'essentiel par les dépôts des terrasses alluviales et les colluvions (éboulis de pente)

III.2.1.3.1. Les dépôts des terrasses alluviales :

A. Les terrasses alluviales anciennes :

Les dépôts alluvionnaires des hautes terrasses occupant les berges du lit de l'oued Kissir sont très répandus au niveau du site. Ils sont constitués essentiellement par un mélange d'argiles, de limons, de sables fins à grossiers et un faible pourcentage de graviers et blocs de nature dominée par les grés numidien (Voir Photo 17, 18).



L'épaisseur de ces alluvions est variable et peut atteindre parfois les 30 m, mais elle diminue dans la mesure où l'on s'approche des talus. Ces terrasses constituent en surface un sol fertile cultivé. Elles sont très répandues aussi en aval du site et remontent sur les talus jusqu'à la côte de 15 m.

B. Les terrasses alluviales récentes

Les dépôts alluvionnaires récents appartiennent au lit actuel et à la basse terrasse de l'oued KISSIR. Elles sont constitués d'alternances de graviers et cailloux avec une matrice sableuse; sable fin à moyen avec présence de graviers et sables fin argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux.

On note que les alluvions récentes, formant un aquifère de la nappe superficielle de l'oued Kissir.



III.2.1.3.2. Les colluvions (éboulis de pente)

Les dépôts colluvionnaires couvrent la totalité des versants en amont et en aval du site ainsi que le relief gréseux, et sont très étendus sur toute la zone du site.

Ces dépôts sont constitués par des fragments à éléments anguleux de nature gréseuse, de taille variable centimétrique à décimétrique, emballés dans une matrice argilo-sableuse, provenant de l'altération superficielle des grés et des marnes.

Ces colluvions ont une épaisseur faible sur les reliefs (0.5 m) et deviennent de plus en plus épaisses au pied du talus (4 m). Elles sont plus stables en rive gauche du fait de leurs faibles épaisseurs (≈ 1.5 m) et de la végétation très dense qui recouvre la pente (pente moyenne 50°). Par contre, en rive droite où la végétation est moins dense, et la pente de l'ordre de 30° ces dépôts présentent des reptations superficielles dans les argiles colluvionnaires avec une épaisseur atteignant les 4 mètres dans les parties basses à la limite de la plaine.

En plus de ces éboulis de pente, il faut signaler la présence de gros paquets rocheux de grés numidien qui se sont détachés et viennent glissés au pied du versant et vers le lit de l'oued et se trouve emballée dans les alluvions.

III.2.2. Conditions de stabilité et d'étanchéité au niveau du site

III.2.2.1. Stabilité

Au cours de la période de reconnaissance géologique, les relevés de terrain nous ont permis de relever les instabilités suivantes :

- Au niveau de la rive gauche (côté amont), on signale la présence d'un mouvement de terrain juste au dessus de la route qui affecte les dépôts colluvionnaires et la matrice Oligo-Miocène-Kabyle (O.M.K), exactement au niveau du contact entre les formations de la nappes numidienne (alternance de grés et argile) et les formations de l'OMK.

Ce mouvement de terrain a pût être identifié par l'inclinaison des arbres (voir photo 21), d'où la nécessité de projeter des sondages de reconnaissances géotechniques à cet endroit, afin d'avoir des renseignements plus précis sur l'ampleur des déplacements des terres, vu que cette zone sera la sortie du tunnel de dérivation provisoire et plus tard de la tour de prise.



- En rive droite, on a observé les points ci-dessous :
 - Présence de reptation et de loupes d'arrachement (100 à 200 m³) dans les dépôts colluvionnaires qui présente une pente moyenne d'environ 30° à 40° d'où l'absence de la végétation à l'exception de quelques jeunes oliviers légèrement inclinés vers l'oued Kissir.

Ces reptations semblent superficielles et ces dépôts ne sont que le produit d'altération des marnes et grés. Pour cela, il faudra définir avec précision l'épaisseur de ces dépôts qui seront la fondation d'appuis de la digue d'où la nécessité de les excaver en totalité.

III.2.2.2. La fracturation

L'étanchéité des formations est liée au degré de fracturation des roches, pour le site de Kissir nous avons relevé les points essentiels suivants :

- Quatre (04) directions tectoniques affectent les formations de la nappe numidienne, ces directions sont accompagnées par un réseau de fracture à toute échelle qui pose un problème d'infiltration d'eau.

- Les dépôts colluvionnaires recouvrant les talus, constituent une formation perméable. Il faudra donc définir leurs épaisseurs et la profondeur du substratum étanche.
- Les alluvions au niveau du lit de l'oued Kissir, pose un problème d'étanchéité. Il est nécessaire de déterminer leurs épaisseurs exactes et leur perméabilité par des essais de perméabilité in situ.
- Quand à la structure géologique, l'alternance des bancs de grés et d'argiles plongent vers l'amont (direction presque E-W et un pendage de 70° vers le sud), ce qui est favorable à l'étanchéité amont aval.

III.3. ASPECTS HYDROGEOLOGIQUES :

Dans l'assiette du barrage, la nappe phréatique présente un écoulement vers la rivière et vers la mer. Sur les deux rives, la ligne piézométrique est subparallèle au versant (visible dans quelques puits exploités par les riverains)

Le niveau piézométrique de la nappe phréatique contenu dans les alluvions présente des variations importantes entre la période humide et la période sèche. Lors de la réalisation des travaux de terrassements (septembre 2006) le niveau d'eau a été mesuré à la côte 0,40 - 0,50 m.

III.4. ALTERATION ET DECOMPRESSION :

En fonction des résultats de l'altération constatés au niveau du site du barrage de Kissir, on peut distinguer deux types d'altération que la roche a subi :

Altération mécanique :

Ce type d'altération est dû essentiellement à la variation de la température qui provoque la dilatation et la contraction de la roche, l'action du gel dégel ajoutant le phénomène de fracturation, produisant la fragmentation et la désagrégation de la roche favorisant ainsi l'érosion mécanique et la formation des sols résiduels riches en fer et en aluminium.

Au niveau du site de Kissir, les sols issus de l'altération mécanique sont très répandus et sont représentés par des éboulis de pente constitués par de fragments de grés de différentes tailles emballés dans une matrice argileuse sableuse occupant les versants, principalement au niveau de la rive droite.

Altération chimique :

Le climat humide de la région de Kissir et la fracturation favorise l'altération chimique qui se manifeste par de différentes réactions chimiques à savoir l'oxydation, l'hydrolyse et l'hydratation.

Le résultat de l'altération chimique au niveau du site du barrage de Kissir est marqué par la présence d'oxyde de fer le long des discontinuités et la formation des sols argileux.

Les observations faites sur le terrain tendent à confirmer que la profondeur d'altération est importante. L'action physique et chimique des agents atmosphériques est particulièrement importante et atteint de grandes épaisseurs en raison de la fracturation et de la forte humidité de la région.

Généralement, d'après l'analyse des phénomènes d'altération et de décompression, on remarque que les terrains les plus altérés sont localisés environ sur les 12 premiers mètres. Il faut donc tenir compte de ces observations pendant la réalisation de la fondation de la digue et des ouvrages annexes, car l'altérabilité influe d'une manière défavorable sur les caractéristiques mécaniques des roches.

III.5. ANALYSE STRUCTURALE ET TECTONIQUE :

La structure de la zone de Kissir est complexe. Elle est la conséquence de plusieurs déformations liées à plusieurs phases tectoniques. Cette zone appartient au compartiment structural supérieur de l'édifice structural de la petite Kabylie occidentale.

III.5.1. Structure géologique :

La structure géologique au niveau du site, est représentée par un anticlinal d'axe voisin de la direction Est-Ouest (N 090°), dont le cœur est occupé par une alternance de bancs de grés et d'argiles Aquitano-Burdigalien du flysch Numidien (Voir fig.11 et 12)

Le flanc Sud de l'anticlinal est visible sur le terrain où les couches plongent de 70-80° à subvertical vers le SSE avec une direction variante de N 070°-N 085°. A cette position, l'alternance des bancs de grés et d'argiles est coupée perpendiculairement par la direction locale de la vallée, les couches continuent vers le Sud, elles sont plissées en un synclinal, dont le cœur est occupé par l'OMK et les alluvions. Il apparaît plus loin au niveau de Djebel Sammouda formant un anticlinal semblable à celui au nord.

Le flanc Nord de l'anticlinal est occupé par des bancs métriques de grés totalisant un ensemble de 150 m de puissance visible au niveau du tunnel routier rive gauche). Quelques mesures dans la zone du flanc Nord montrent que les couches plongent de 50° à 80° vers le NNW à NNE, avec une direction moyenne variante entre N 055°- N 100°.

La nappe numidienne est très fracturée et présente des failles de direction E-W (Voir Photo 22,23 et Fig. 11) et repose en contact anormal sur les formations de l'OMK.

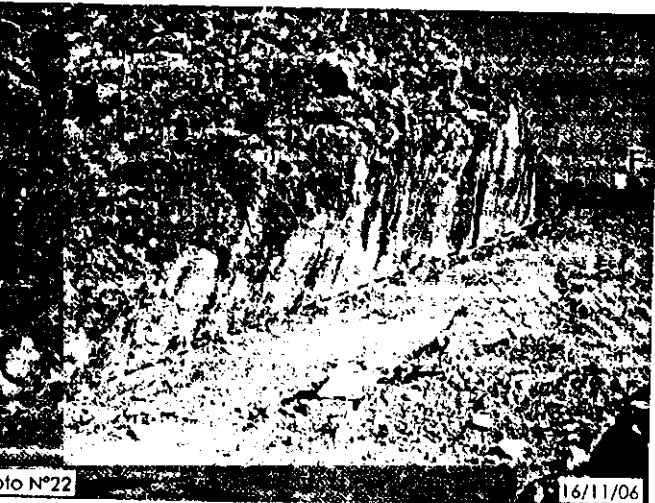


Fig. 11 : Coupe longitudinale Rive gauche

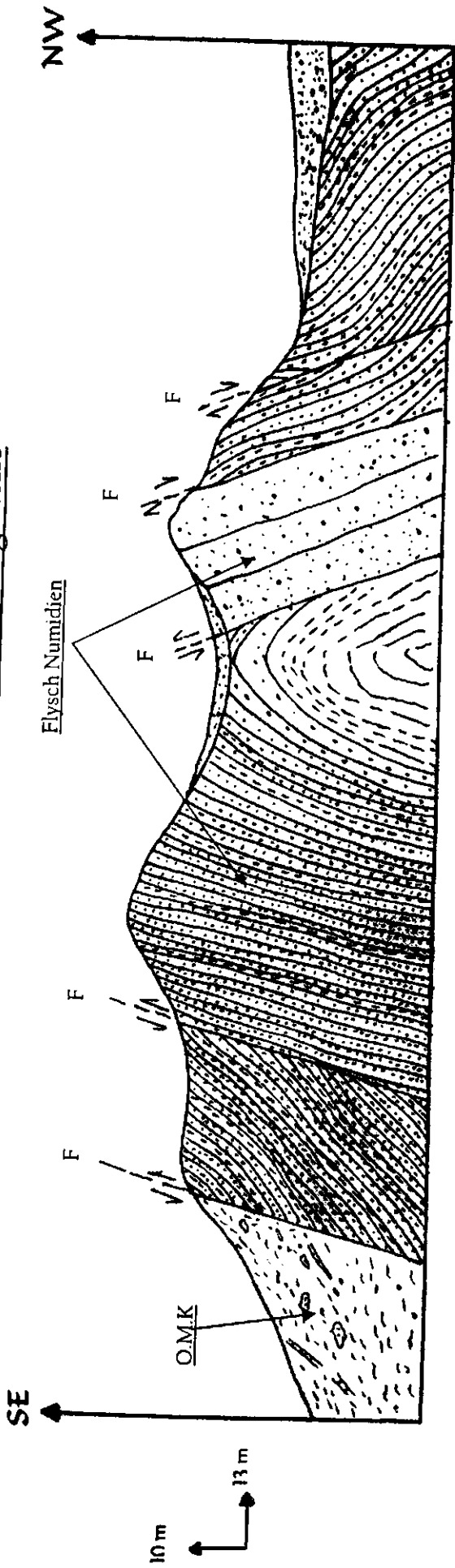
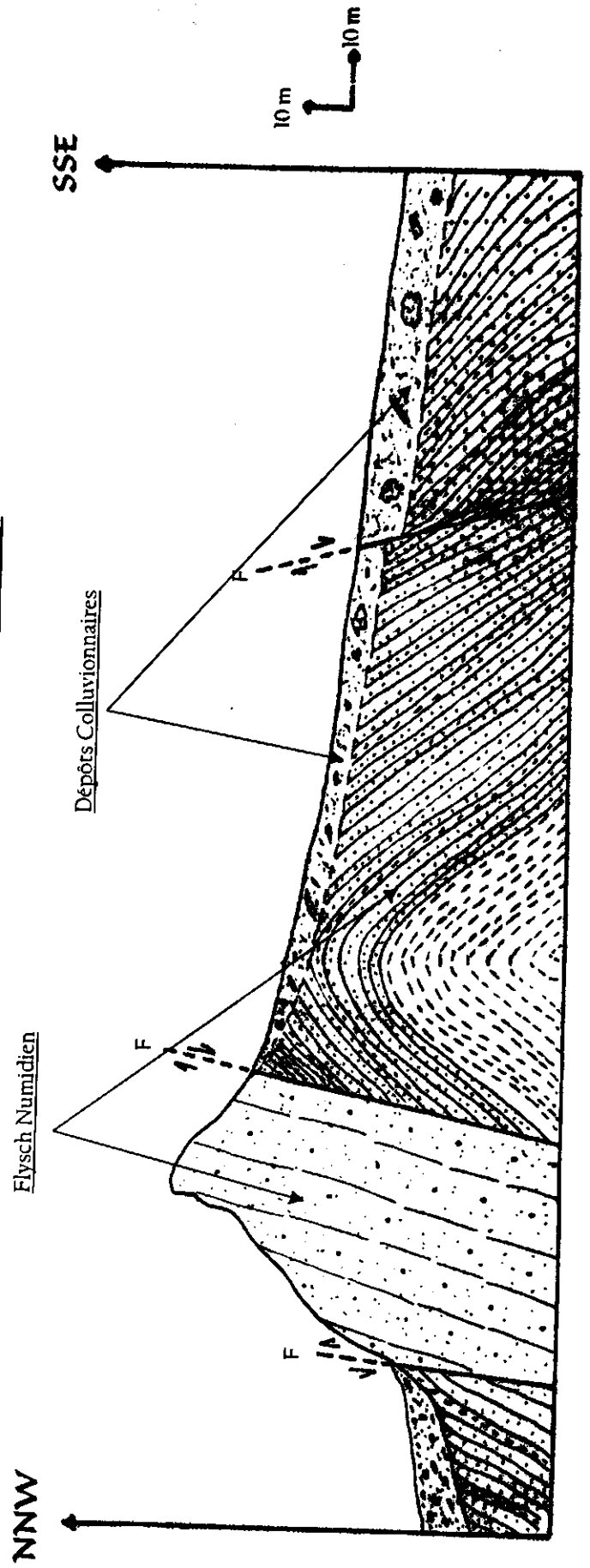
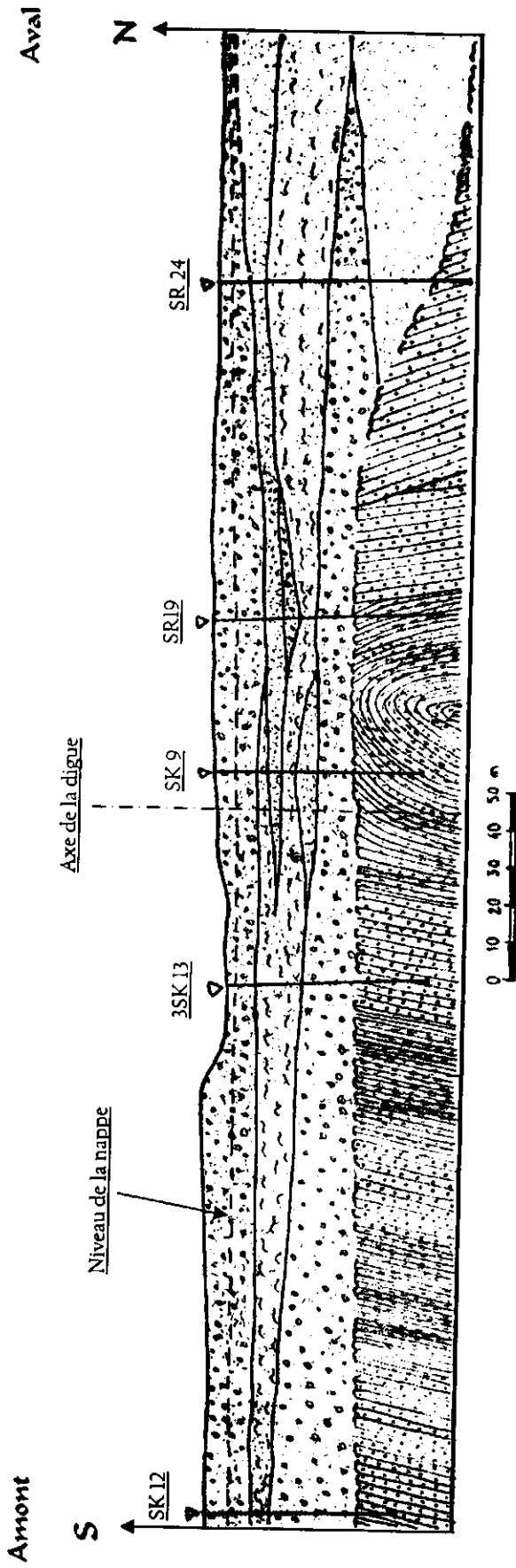


Fig. 12 : Coupe longitudinale Rive droite



**Fig. 13: Coupe longitudinale
Le long de l'Oued Kissir**



LEGENDE COMMUNE

QUATERNAIRE:



Colluvions: Fragments de grès altérés avec argile sableuse, brunâtre.



Alluvions du lit et basse terrasse de l'oued: Graviers et cailloux de grès peu altérés argileux limoneux gris jaunâtre.



Alluvions d'haute terrasse: Graviers et cailloux de grès peu altérés argileux limoneux gris jaunâtre.

FLYSCH NUMIDIEN : Oligocène terminal a Burdigalien



Grès quartzueux à grains moyens à grossiers, gris jaunâtre et blanchâtre, dur, fracturé.

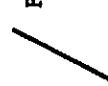


Grès à grains fin à moyen, gris jaunâtre, mi-dur à dur, fracturé.



Alternance irrégulière d'argile et de grès gris foncé, compacte mi-dur, fracturé.

Faïlle



OLIGO-MIOCENE KABYLE « O.M.K » : Aquitano-Serravallienne



Matrice marnreuse à blocs et bancs discontinus de grès micacés à débit en plaquettes. Avec présence de bancs de calcaire bioclastiques riche en nummulites.

φ

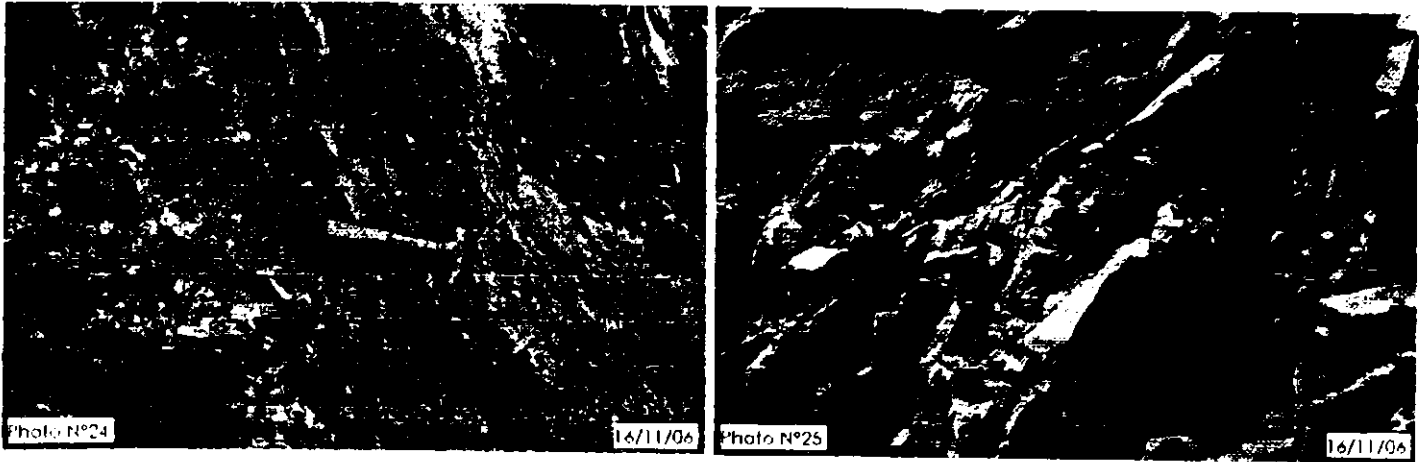


Photo 22,23: Illustrant les failles de direction E-W qui affectent le flysch numidien
(Rive droite et gauche)

Photo 24: Illustrant le contact anormal net entre les marnes gris à droite et l'alternance de grés et argile du flysch numidien à gauche.

Photo 25: Illustrant l'intense fracturation des bancs de grés et leurs débit en prismes.

III.5.2. Inventaire des éléments structuraux au niveau du site

III.5.2.1. Interprétation des Photographies Aériennes

Pour la région de l'oued Kissir, l'interprétation géologique a été réalisée sur des photographies aériennes aux échelles de 1: 25.000^{ème} dans le but :

- D'aider d'une part, les reconnaissances géologiques du terrain.
- La définition des contacts lithologiques entre les différentes formations géologiques.
- et d'autre part pour l'identification des principaux linéaments structuraux de grande extension.

Par la photo-interprétation on a identifié plus de 70 linéaments (voir fig. 14) définis par des aspects géomorphologiques (alignements de chaînes de montagnes, rivières encaissées, vallées rectilignes) ainsi que des indices structuraux (pointes de roche avec des parois planes, des fractures sur des affleurements rocheux).

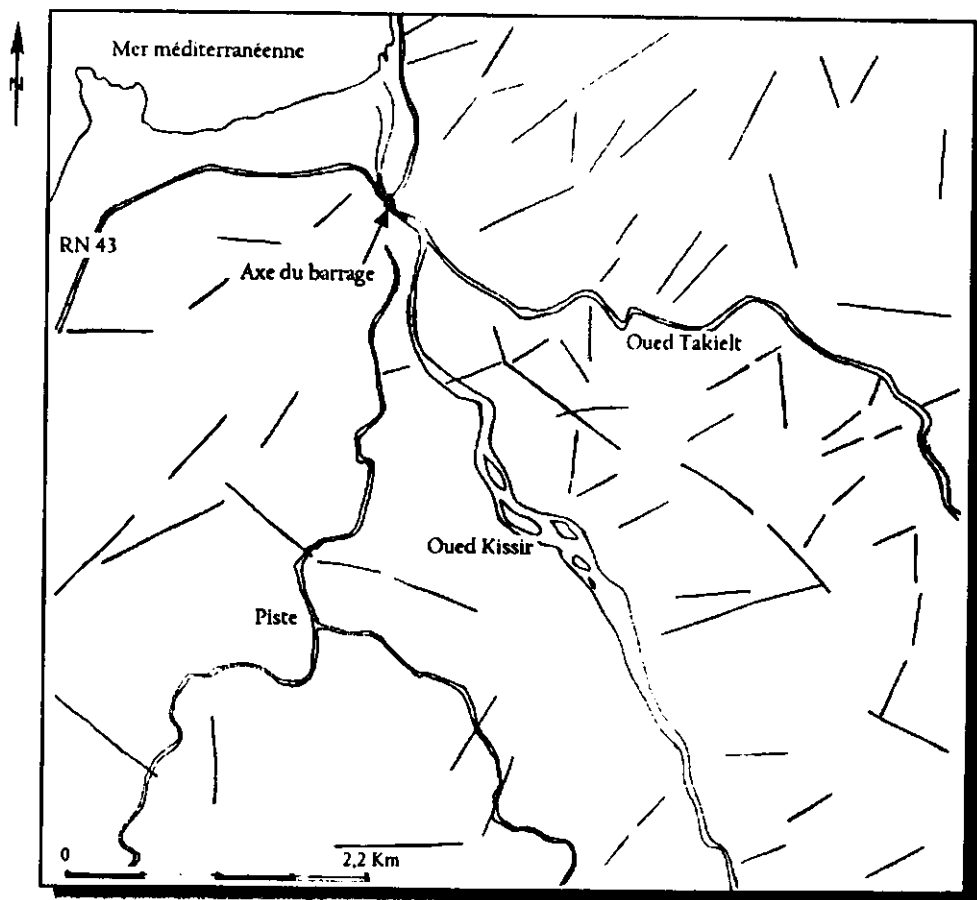


Fig. 14 : Carte des linéaments du site de Kissir et ces alentours

Les directions de tous les linéaments issus des images aériennes ont été reportées sur un histogramme circulaire (Fig. 15) afin de mettre en évidence les directions préférentielles de la fracturation, d'où en constate que l'orientation préférentielle est Nord-Est.

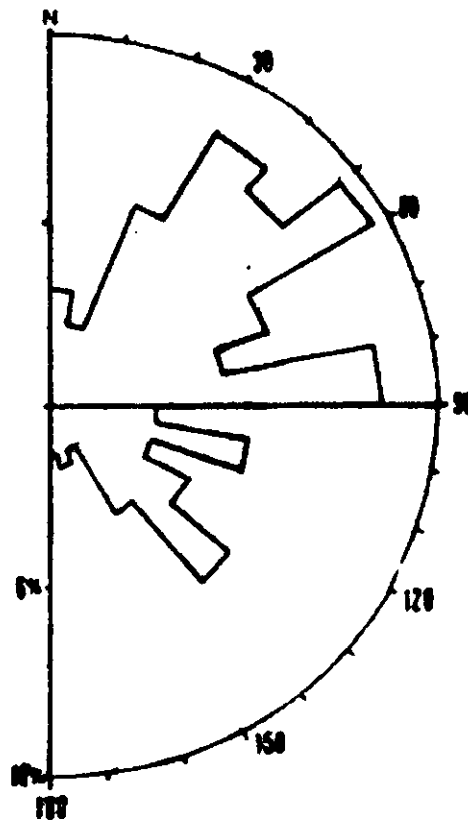


Fig. 15 : Histogramme circulaire des Linéaments Aérophoto géologiques du site de l'oued Kissir.

La répartition structurale suivante a pu être faite à partir de l'histogramme circulaire des linéaments :

- L'histogramme circulaire des linéaments a permis de mettre en évidence trois familles que l'on a caractérisées par leur direction moyenne :
 - Famille F1 (N 030°- N 060°)
 - Famille F2 (N 080°- N 090°)
 - Famille F3 (N 120°- N 140°)
- Dans la région du barrage de Kissir, il existe trois directions des linéaments, la principale au N 030°- N 060° et deux secondaires selon le N 085° et le N 140°.
- Dans la zone de l'axe du barrage, il existe une grande fracturation dans les roches gréseuses vers la direction N 080°-N 090° approximativement perpendiculaire à l'axe de la vallée (le long des plans de stratification).

III.5.2.2. Fractures et failles :

Des mesures ont été faites à partir des plans de failles (voir Photos ci-dessous) et des fractures (principalement au niveau de l'axe du barrage), est reportées sur un histogramme circulaire (fig. 16) afin de mettre en évidence les directions préférentielles de la fracturation.

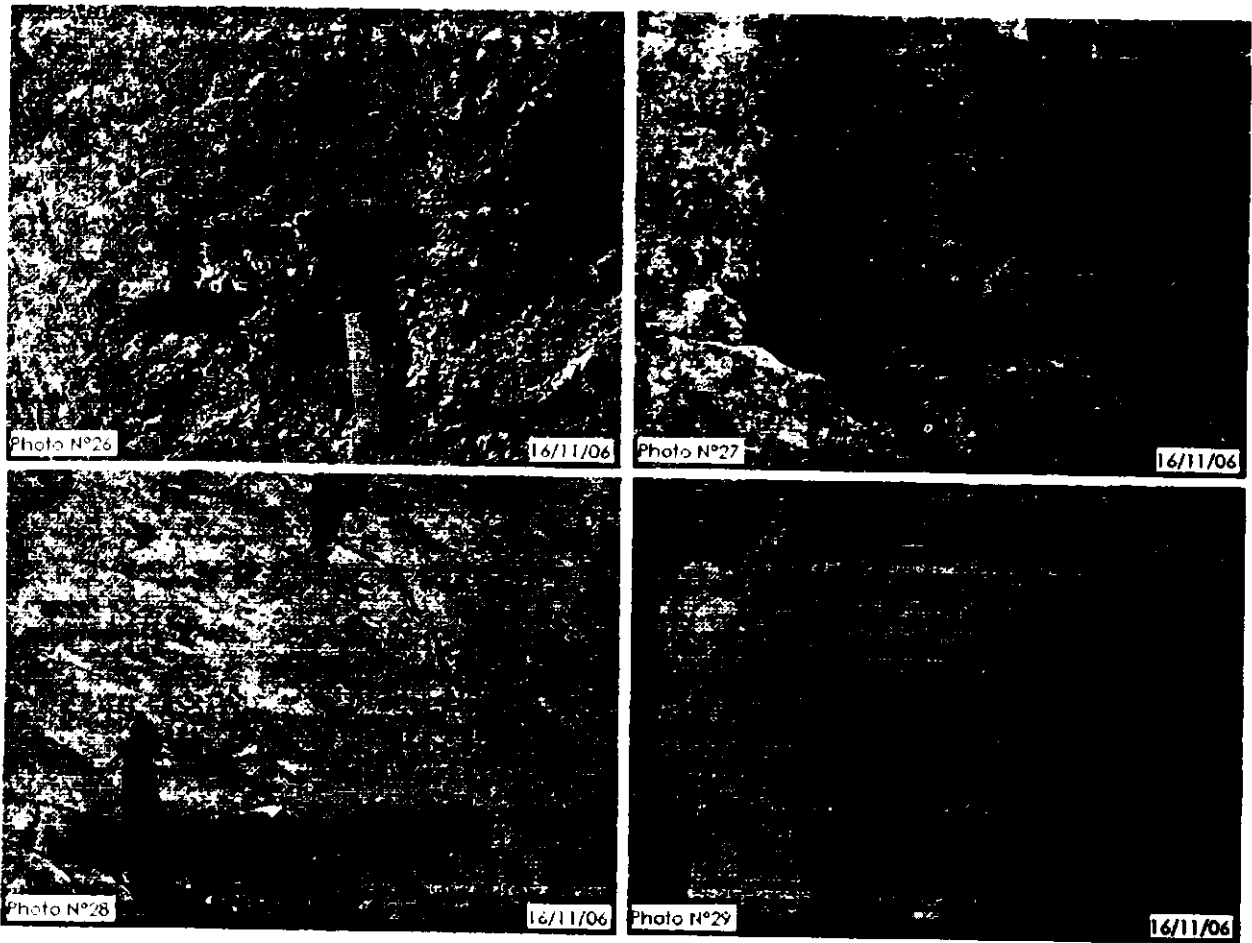


Photo 26, 27, 28 et 29 : Illustrent les plans de faille (surface de cisaillement) avec des stries très spectaculaires, sur lesquels ont été effectués les mesures.

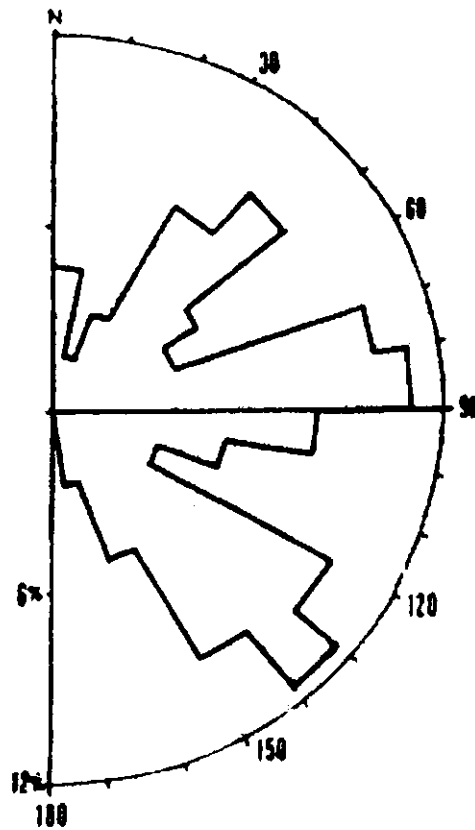


Fig. 16 : Histogramme circulaire des fractures relevées sur l'ensemble du site de l'oued Kissir.

A partir de l'histogramme de direction des fractures nous avons pût mettre en évidence :

- Trois familles directionnelles caractérisées par leur direction moyenne :
 - Famille F1 (N 030°- N 050°)
 - Famille F2 (N 070°- N 100°)
 - Famille F3 (N 120°- N 150°)
- Une orientation moyenne constante des fractures, selon la direction N 120°-N 150° et N 070°-N 100° (orientation principale), N 030°-N 050° (orientation secondaire).

Aussi, on a put remarquer que l'ensemble des failles qui affectent les roches ont jouées essentiellement en décrochement, avec résultats l'apparition des plans de cisaillement avec des stries, ainsi que des nœuds de faille, donnant un débitage en prisme des grès.

De point de vue stabilité du barrage (facteur d'étanchéité), la direction préférentielle des fractures et des failles est dans une direction presque toujours parallèle à l'axe du barrage (N 065°), avec une pente subverticale qui est favorable au projet (étanchéité amont-aval).

D'un autre côté il faudra prendre en considération la fracturation secondaire (N 030°- N 040°), (N 120°-N 150°), qui est aussi intense dans la direction transversale à l'axe et qui est défavorable en terme d'étanchéité.

En conséquence, il est nécessaire de tenir compte de l'existence de ces fractures et failles pendant la construction du barrage.

On se basant toujours sur les observations faites sur le terrain et les résultats de la campagne de reconnaissance géologique réalisé lors d'étude de faisabilité ainsi que pendant la phase d'APD (rapport de synthèse, ENHYD 1995), quelques indices nous ont permit de confirmer l'existence d'un grand accident tectonique :

- Présence d'une zone de broyage dans la zone centrale du barrage. La faille mise en évidence est principalement de direction subparallèle à l'oued KISSIR. Cette faille a été indiquée par les prospections géophysique lors de la campagne de l'étude de faisabilité et a été confirmée par les sondages de reconnaissance SK-9, SK-14 et SR-19, réalisés au stade de l'étude de l'APD [rapport de synthèse].
- La faille qui a été mise en évidence dans la cuvette dans le lit d'oued Kissir près de Djabel Sammouda lors des sorties de terrain et qui affecte les grès numidien a la même direction c'est-à-dire Nord-Sud, c'est une faille verticale décrochante senestre qui a été précédé par un mouvement de compression de direction E-W à ENE-WSW ayant provoqué le plissement des grès.
- On se basant sur la photographie aérienne (Photo aérienne à échelle 1/25.000^{ème}), on peut remarquer dans la zone centrale du barrage un sectionnement net de l'assise gréseuse du flysch numidien en deux partie dans l'axe du barrage provoqué par une faille de direction N-S et qui se prolonge vers l'amont le long de l'oued Kissir.

Tous ces indices nous permettent de confirmer l'existence d'une grande faille décrochante verticale senestre de direction N-S.

III.6. CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS :

Les résultats des reconnaissances géologiques réalisées au cours de cette phase ont permis d'évaluer avec une précision satisfaisante, les conditions géologiques, hydrogéologiques, géomorphologiques, et géotechniques du site, à savoir :

- Le site du barrage de Kissir est constitué en majeure partie par des grés massifs et une alternance d'argile/grés (flysch numidien), la fondation du barrage est représentée par un remplissage alluvial (graviers et cailloux avec une matrice sableuse; sable fin à moyen avec présence de graviers et sables fin argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux), ainsi que des marnes molassiques renfermant des blocs et des bancs discontinus de grés (O.M.K) qui se développe vers l'amont. Les versants de l'oued Kissir sont formés essentiellement par des dépôts colluvionnaires (fragments de grés emballés dans une matrice argileux sableuse) issus de l'altération superficielle des grés et des marnes.
- La plaine alluviale constitue une nappe phréatique superficielle, d'où le niveau d'eau présentant des variations entre la période humide et la période sèche, avec des niveaux allant de 0.5 à 1 m de profondeur.
- L'action de l'altération est importante au niveau du site et atteint de grandes épaisseurs en raison de la fracturation intense et de la forte humidité de la région. Les terrains les plus altérés sont localisés environ sur les 12 premiers mètres.
- L'interprétation des histogrammes circulaires de direction des linéaments géologiques et de la fracturation a permis de mettre en évidence trois directions préférentielles, direction NE (N 030°- N 060°), EW (N 080°-N 090°), SE (N 120°- N 150°). La direction préférentielle de la fracturation s'oriente dans une direction presque parallèle à l'axe proposé du barrage (N 060°), qui est favorables pour le projet. Néanmoins, la direction secondaire de fracturation (N 140°, N 090°) qui est perpendiculaire à l'axe du barrage devra être prise en considération.

En fonction des conclusions tirées des reconnaissances géologiques, des recommandations s'imposent afin de faire face aux problèmes liés à l'aspect géologique :

- ☞ L'assise du barrage devra avoir de bonnes caractéristiques de résistance et de déformabilité, pour cela il sera nécessaire de réaliser l'excavation des premiers mètres de roche altérée et des sols résiduels (dépôts colluvionnaires) dans la fondation des appuis du barrage.
- ☞ Les alluvions de la vallée de l'oued Kissir présentent une puissance considérable ($\approx 30\text{m}$) et sont disposés de façon dissymétrique avec une perméabilité moyenne à grande, causant ainsi des problèmes d'étanchéité, de tassement et éventuellement de liquéfaction. Pour cela il faut prévoir un traitement adéquat de la fondation par une amélioration du sol.
- ☞ L'intense fracturation qui affecte les roches, différemment de sa direction, influe sur la perméabilité de ces formations et par conséquent sur la stabilité du

barrage, pour cela il faut prévoir un traitement pour colmater ces fissures (voile d'étanchéité) au niveau des appuis et du substratum du barrage.

- En plus de ces investigations, on recommande l'exécution d'investigations additionnelles tout au long de l'axe définitif qui sera adopté pour le barrage et dans les zones des structures auxiliaires (tunnel de dérivation et évacuateur de crue). De telles investigations devront inclure des sondages rotatifs avec essais de perméabilité, des profils sismiques, puits et tranchées pour obtenir une meilleure connaissance sur les caractéristiques de la fondation et des appuis, ainsi que de leur perméabilité.

CHAPITRE IV

*Données de la campagne de
reconnaissance*

CHAPITRE IV

DONNEES DE LA COMPAGNE DE RECONNAISSANCE

IV.1. Introduction

L'étude de faisabilité du barrage de Kissir a été réalisé par **Promon Technical Services Inc** (Brésil) en 1984, et les différents essais in situ et au laboratoire ont été réalisés par la société **ENRB/UFSI**- Alger. L'étude d'avant projet détaillé « APD » quand à elle à été élaborée par **l'ENHYD** en 1994.

La campagne de reconnaissance à porter sur la réalisation de :

- Quatre (04) profils sismiques de réfraction totalisant 800 m, avec des bases de 110 m (5 tirs avec 12 géophones).
- Quinze (15) sondages électriques.
- Sept (07) sondages rotatifs à des profondeurs qui varient entre 30 et 41.50 m exécutés dans la zone de l'axe du barrage.
- 58 essais d'infiltration et de perte d'eau, pour le calcul de la perméabilité.
- Treize (13) puits ont été exécutés dans les zones d'emprunts à une profondeur moyennes de 2.5 m.
- Quatre (04) tranchées de dimension de 4 à 10 m de longueur.
- Des essais géotechniques de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés.

IV.2. Aspect géologique

IV.2.1. Introduction

Trois coupes géologiques (Voir fig. 11, 12 et 13 Chapitre III) ont été réalisées afin de bien cerner la structure géologique du site.

Les observations géologiques de surface ont été poursuivies en profondeur par les données géophysiques.

- Vitesses sismiques de 400 à 800 m/s : alluvions saturés (sables et graviers) plus ou moins compactes.
- Vitesses sismiques de 1400 à 1900 m/s : alternance grés argiles.
- Vitesses sismiques supérieur à 2600 m/s : indique un massif dense, elle a été enregistrée dans les grands bancs de grés numidiens [33].

IV.2.2. Interprétation des coupes géologiques

Les coupes géologiques établies au niveau du site montrent que, dans la zone ou sera implanté le futur barrage, le substratum est constitué essentiellement par une alternance des bancs de grés et d'argiles. Cette formation affleure au niveau des rives avec une direction variable de N80°E à N90°E (EW) et un pendage de 50° à 80° vers le SSE

(voir coupe 11, 12 et 13 chapitre III). Elle est recouverte sur les talus par des dépôts colluvionnaires et continue sous les alluvions de l'oued avec la même orientation, ce qui est favorable à l'étanchéité amont aval du site.

Sur le terrain, des failles de différentes directions (EW, NS...etc) ont été relevées, les bancs de grés et d'argiles sont très fracturés et plissés, ce qui met en évidence les manifestations tectoniques auxquelles était soumise la région.

Les niveaux de grés et d'argiles sont plissés en un anticlinal. Le flanc Sud de cet anticlinal est très visible (à l'occasion des travaux de terrassements au niveau de la rive gauche) et continue vers le Sud et les couches se trouvent plissées en un synclinal dont le cœur est occupé par les formations de l'O.M.K et les alluvions de l'oued. Le flanc Nord de l'anticlinal n'est pas visible en raison du recouvrement quaternaire.

La partie aval est occupée par les grés numidiens qui se présentent en bancs métriques de grés plongeant de 65° à 85° vers le NNW avec une direction variante entre $N 75^\circ E$ à $N 90^\circ E$ (EW). Ces grés sont fracturés et faillés d'où il est très important d'implanter des sondages dans le lit de l'oued et des sondages inclinés au niveau des deux rives pour étudier l'allure de ces grés en profondeur car ces grés peuvent jouer le rôle de soutènement pour le corps de la digue.

En ce qui concerne les dépôts alluvionnaires leur épaisseur maximale atteint les 32 m (sondage SR_1), cette épaisseur diminue au fur et à mesure que l'on se rapproche des talus. Ces alluvions peuvent poser des problèmes d'étanchéité, de tassement et de liquéfaction.

Pour cela il est nécessaire de déterminer leurs caractéristiques géotechniques avec précision et leur épaisseur exacte en tous points sous le corps de la digue.

Les talus sont recouverts par des colluvions et des sols résiduels. Ces derniers sont de faible épaisseur dans la partie supérieure du relief et deviennent plus épaisses lorsqu'on se rapproche du pied du talus ou leur épaisseur peut atteindre les 10 m (sondage SR_2).

IV.2.3. Conclusion

La structure géologique de la zone où sera implanté le futur barrage est complexe, en raison de l'hétérogénéité des formations géologiques, de l'intense fracturation et des plissements.

Cette structure est rendue plus complexe en raison des recouvrements par de dépôts colluvionnaires et alluvionnaires qui recouvrent presque la totalité de la zone, ce qui rend difficile une interprétation géologique.

Donc, il est d'une grande importance de développer en plus, des moyens de reconnaissances d'autres investigations plus détaillées, afin d'étudier avec précision les conditions géologiques de la zone. Plus en aura d'informations géologiques et géotechniques, plus l'interprétation sera satisfaisante.

II.3. Aspect géotechnique

IV.3.1. Conditions hydrogéologiques

IV.3.1.1. Niveau de la nappe

L'assiette du barrage

Sur les rives de l'oued Kissir et de l'oued Takielt, aucune installation piézométrique n'a été réalisée pour l'évaluation du niveau de la nappe. Cependant, nous avons repéré quelques sources sur les rives, ainsi que des résurgences d'eau au pied des talus ; ces derniers alimentent l'oued. On peut conclure que la partie inférieure des reliefs contient une nappe qui alimente l'oued.

Au niveau des alluvions occupant la partie supérieure de l'oued Kissir, un sondage destiné à l'irrigation (réalisé en mars 1990) est implanté. Son niveau piézométrique dans ce sondage varie entre 3,75 m et 4 m, donc les alluvions de l'oued constituent le réservoir d'une nappe.

Les mesures du niveau de la nappe ont été effectuées dans 7 sondages (SR₁, SR₂, SR₃, SR₄, SR₅, SR₆, SR₇).

- Sur la rive gauche, le niveau piézométrique de la nappe s'élève à la côte de 14 m (sondage SR₂) avec une profondeur de 8.5 m par rapport à la côte du sondage.
- Sur la rive droite, la profondeur du niveau piézométrique varie de 3 à 8 m, ceci est illustré dans les sondages (SR₃, SR₄, SR₅, SR₆) qui ont été réalisés au pied du talus, tandis que dans le sondage SR₇ (54,67 m NGA), la profondeur du niveau piézométrique est de 5 m.
- Dans les alluvions de l'oued, la profondeur du niveau piézométrique de la nappe mesurée dans le sondage SR₁= 2.8 m donc les alluvions constituent une nappe superficielle.

Tableau 5 : Caractéristiques de la nappe alluviale de l'oued Kissir

Tableau 15

N° Sondage	Localisation	Côte du sondage en (m)	Profondeur de la NP en (m)	Côte de la NP en (m)
SR 1	Lit d'oued	4.23	2.8	1.43
SR 2	Rive gauche	22.49	8.5	13.99
SR 3	Rive droite	7.79	6.6	1.19
SR 4	Rive droite	5.17	8.0	-2.83
SR 5	Rive droite	8.95	3.0	5.95
SR 6	Rive droite côté aval	11.49	0.5	10.99
SR 7	Rive droite	54.67	5.0	49.67

Nous concluons qu'au niveau de la plaine alluviale de l'oued Kissir existe une nappe superficielle.

Cette nappe a été confirmée par des études faites par l'ANRH de Jijel (Mai 2003), suite à une campagne d'étude piézométrique ou des mesures (essai de pompage) ont été effectuées sur les différents forages et puits creusés dans les alluvions de l'oued Kissir, qui ont donné des valeurs de transmissivité et de perméabilité moyenne de $T = 7,29.10^{-2}$ m^2/s et $K = 3,64.10^{-3}$ m/s , ce qui démontre que les dépôts alluvionnaires de l'oued Kissir sont très perméables [31].

Remarque :

Les niveaux de la nappe ont été mesurés pendant une période humide ; pour cela nous souhaiterons l'installation de tubes piézométriques pour suivre l'évolution du niveau de la nappe pendant toute l'année, ainsi que l'implantation d'autres tubes piézométriques dans le but de définir les conditions hydrogéologiques de la région (niveau de saturation des terrains, sens d'écoulement de la nappe souterraine).

IV.3.1.2. Résultats des essais de perméabilité :

Au niveau du site, un total de 58 essais d'infiltration et de perte d'eau ont été réalisés, pour le calcul de la perméabilité lors de l'étude de faisabilité (*Promon Technical Services Inc, 1984*) (voir profils de sondage en Annexe) [32].

Une autre campagne de reconnaissance de 126 essais de perméabilité de type LUGEON et 68 essais de type LEFRANC ont été réalisés lors de l'étude d'A.P.D (ENIYD, 1994) de façon systématique au niveau du site du barrage (voir tableau N°7) [34].

Les résultats obtenus sont reportés sur les coupes géomécaniques ainsi que sur les diagrammes illustrant l'évolution de la perméabilité en fonction de la profondeur $K = f(P)$ (figure N° 17, 18 et 19).

Le tableau 6 permet de classer les roches à partir des valeurs de perméabilité exprimée en cm/s.

Tableau 6 : Classification des roches en fonction de la perméabilité [15]

Tableau 6

Valeurs de perméabilité K		Nature de la roche
K en (cm/s)	K en (UL)	
$K > 10^{-2}$ cm/s	UL > 1000	Roche très perméable
$10^{-2} > K > 10^{-3}$ cm/s	$1000 > UL > 1000$	Roche perméable
$10^{-3} > K > 10^{-4}$ cm/s	$100 > UL > 10$	Roche moyennement perméable
$10^{-4} > K > 10^{-5}$ cm/s	$10 > UL > 1$	Roche peu perméable
$K < 10^{-5}$ cm/s	UL < 1	Roche pratiquement imperméable

A. Roche de la rive gauche :

Les résultats des essais de perméabilité obtenus, montrent sur une tranche de terrain allant de 5 à 45 m de profondeur (Voir Fig N°17), des terrains moyennement perméables ($K = 4,94 \cdot 10^{-4}$ cm/s au niveau SK-2) à peu perméables ($K = 5,20 \cdot 10^{-5}$ cm/s au niveau SK-1), cette partie correspond à une alternance de grés et d'argiles avec prédominance des bancs de grés.

Au delà de 45 m la valeur de la perméabilité s'améliore en profondeur avec une valeur moyenne de $6,50 \cdot 10^{-6}$ cm/s (SK-1), d'où la roche est peu perméable à pratiquement imperméable, cette dernière correspond sur la carotte à des argiles et grés sains.

B. Roche de la rive droite :

D'après le diagramme illustrant l'ensemble des valeurs de la perméabilité en fonction de la profondeur (Fig N°18), nous remarquons que les terrains les plus perméables ont été localisés près de la surface. La valeur moyenne de la perméabilité mesurée est égale à $2,0 \cdot 10^{-4}$ cm/s entre 09 et 25 m au dessous de la limite supérieure de la roche saine. En profondeur et au-delà des 25 m la perméabilité moyenne de la roche est d'environ $4,0 \cdot 10^{-5}$ cm/s à $3,25 \cdot 10^{-6}$ cm/s (SR-7), d'où on peut dire que la roche est peu perméable (SR-20) à pratiquement imperméable (SR-7, SR-4, SR-5).

C. Lit de l'oued :

Dans le lit de l'oued (SR₁), nous remarquons sur la figue N°19 deux grands ensembles de valeur de perméabilité. Une valeur moyenne de $3,17 \cdot 10^{-3}$ cm/s (SR-1, SK-9) qui correspond à un sol perméable et qui continu sur 35 m. toute cette épaisseur est représentée en majeure partie par des alluvions et de produits d'altération constituant donc un terrain très perméable.

Au delà de 35 m (voir Fig N°19) la valeur de la perméabilité s'améliore et devient $1,60 \cdot 10^{-6}$ cm/s, d'où la roche est peu perméable. A cette profondeur le terrain est constitué par une alternance de grés et d'argiles (substratum).

RIVE GAUCHE

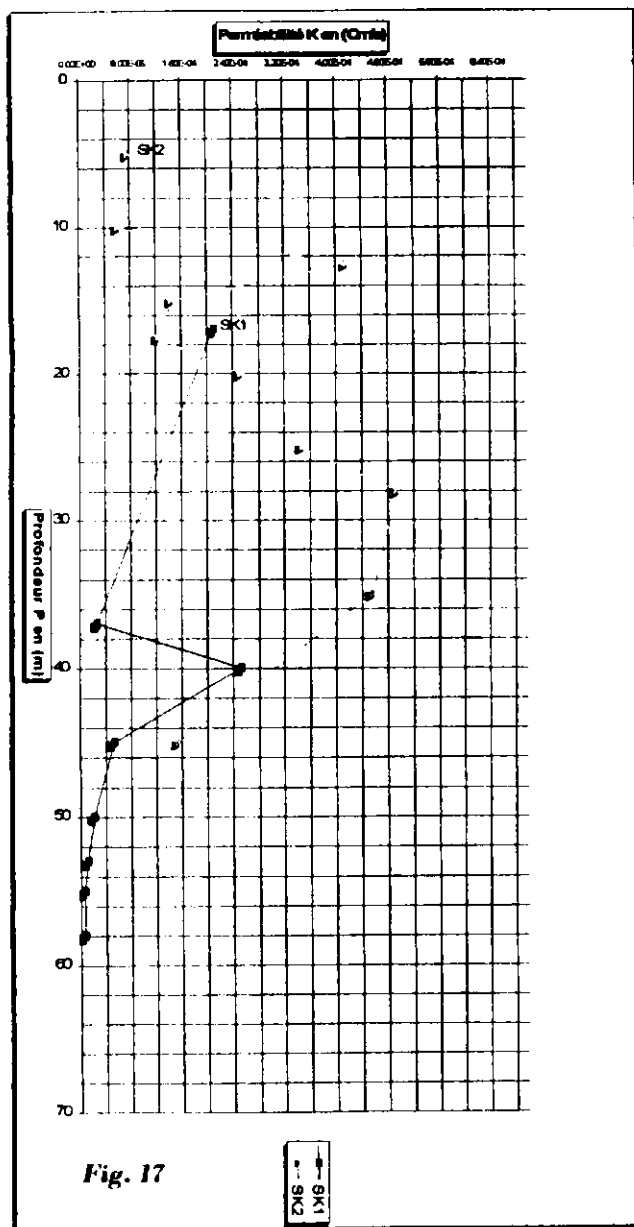


Fig. 17 : Diagrammes illustrant la variation de la perméabilité (K) en fonction de la profondeur (P)

RIVE DROITE

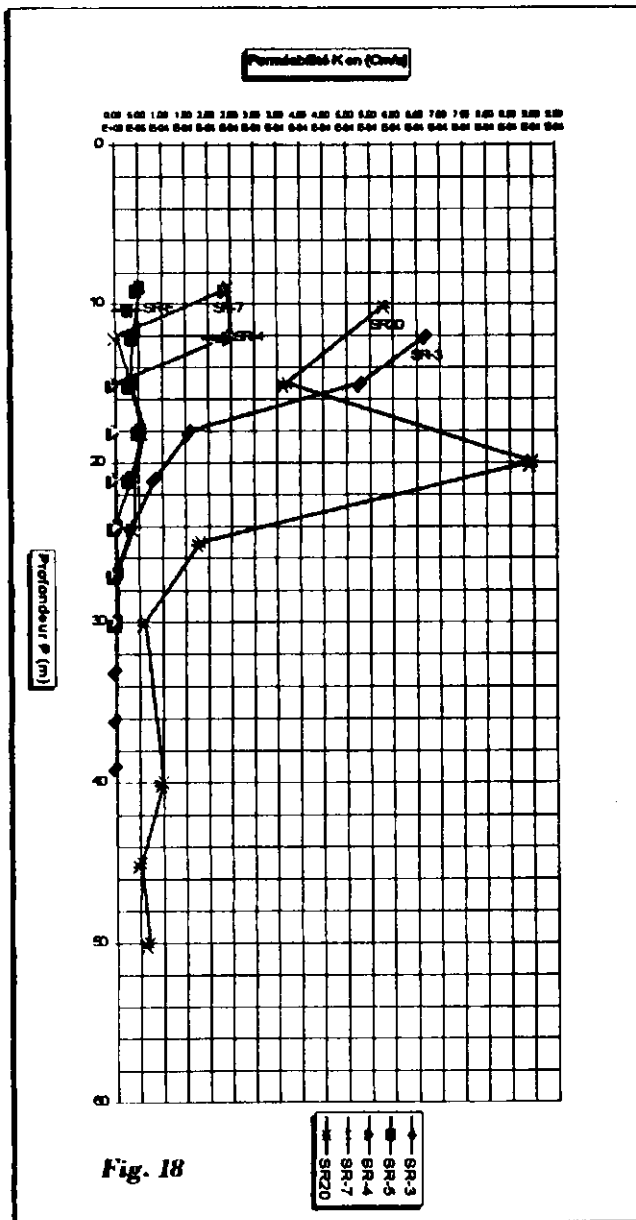


Fig. 18 : Diagrammes illustrant la variation de la perméabilité (K) en fonction de la profondeur (P)

LIT D'OUED

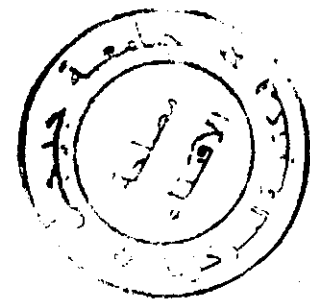
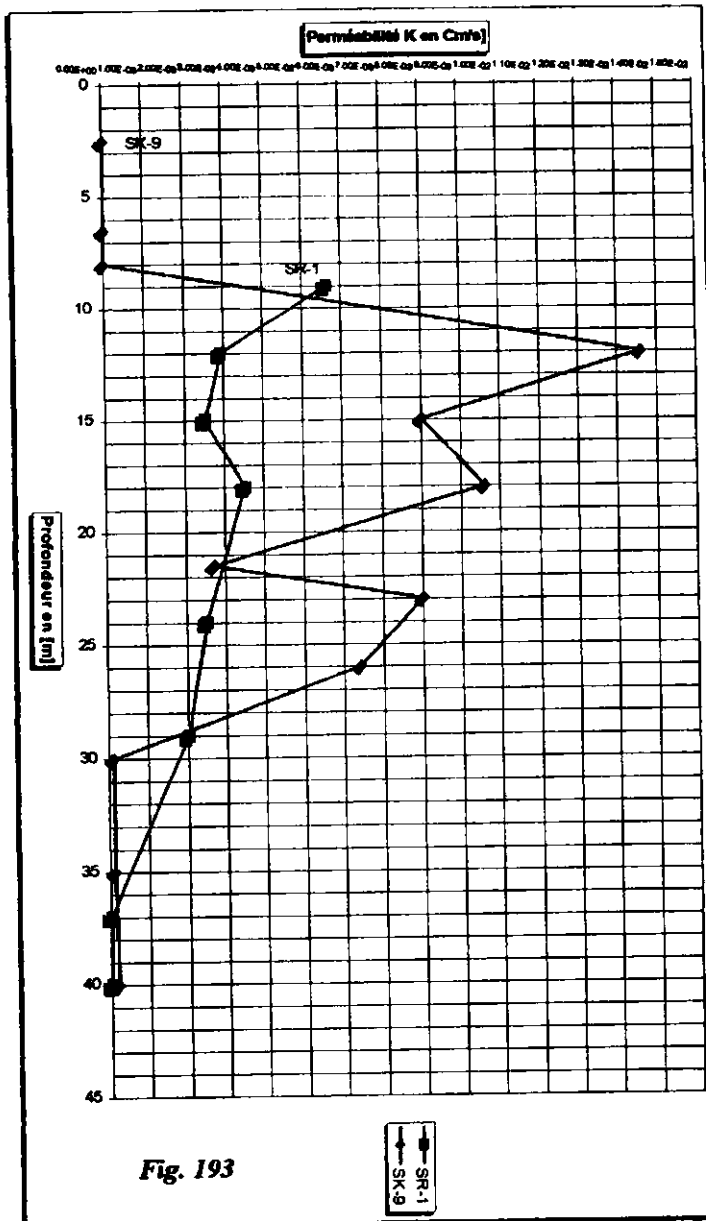


Fig. 19 : Diagrammes illustrant la variation de la perméabilité (K) en fonction de la profondeur (P) au niveau du lit de l'oued Kissir

Tableau 7: Récapitulatif des valeurs moyennes et pénetration de la fondation du barrage [32]

Tableau 7

Zone	Degré de perméabilité	Unité	Profondeur de la zone en [m]			
			0-20	20-40	40-60	0-60
Rive gauche	Max	UL	32	38	4	24.7
		K, Cm/s	$4,16 \cdot 10^{-4}$	$4,94 \cdot 10^{-4}$	$5,20 \cdot 10^{-5}$	$3,21 \cdot 10^{-4}$
	Min	UL	4.7	2	0.5	2.4
		K, Cm/s	$6,11 \cdot 10^{-5}$	$2,60 \cdot 10^{-5}$	$6,50 \cdot 10^{-6}$	$3,12 \cdot 10^{-5}$
	Moy	UL	14.1	22.2	1.5	12.6
		K, Cm/s	$1,84 \cdot 10^{-4}$	$2,88 \cdot 10^{-4}$	$1,92 \cdot 10^{-5}$	$1,64 \cdot 10^{-4}$
Vallée	Max	UL	-	-	0.2	-
		K, Cm/s	$1,36 \cdot 10^{-2}$	$8,00 \cdot 10^{-3}$	$3,20 \cdot 10^{-6}$	$7,20 \cdot 10^{-3}$
	Min	UL	-	-	0.0	-
		K, Cm/s	$9,60 \cdot 10^{-3}$	$1,89 \cdot 10^{-4}$	0.0	$3,26 \cdot 10^{-3}$
	Moy	UL	-	-	0.1	-
		K, Cm/s	$6,53 \cdot 10^{-3}$	$2,75 \cdot 10^{-3}$	$1,60 \cdot 10^{-6}$	$3,09 \cdot 10^{-3}$
Rive droite	Max	UL	69	48	5.3	40.8
		K, Cm/s	$8,97 \cdot 10^{-4}$	$6,24 \cdot 10^{-4}$	$6,89 \cdot 10^{-5}$	$5,30 \cdot 10^{-4}$
	Min	UL	0.2	0.4	4	1.5
		K, Cm/s	$2,60 \cdot 10^{-6}$	$5,20 \cdot 10^{-6}$	$5,20 \cdot 10^{-5}$	$1,99 \cdot 10^{-5}$
	Moy	UL	1.8	7.6	4.6	4.7
		K, Cm/s	$2,30 \cdot 10^{-5}$	$9,94 \cdot 10^{-5}$	$6,05 \cdot 10^{-5}$	$6,10 \cdot 10^{-5}$

NB : 1 Lugeon correspond grossièrement à $1,3 \cdot 10^{-5}$ cm/s [29].

IV.3.1.3. Conclusion

L'interprétation des diagrammes de la variation de la perméabilité en fonction de la profondeur ainsi que l'examen des résultats du tableau N° 05, nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les valeurs de la perméabilité au niveau du site du barrage sur toute la profondeur étudiée sont très hétérogènes.
- Les terrains au niveau du lit de l'oued sont plus perméables que ceux des deux rives. Cela s'explique par le fait qu'au niveau du lit de l'oued on a une épaisseur de 31,70 m (SR₁) d'alluvions représenté en majeure partie par des graviers sableux, sable graveleux et sable fin argileux à argile sableuse avec une perméabilité moyenne de $3,17 \cdot 10^{-3}$ cm/s (sol perméable), par contre au niveau des deux rives les colluvions et les sols d'altération ont une épaisseur qui varie de 05 à 10 m.
- Sur les deux rives de la vallée, dans la zone des appuis la perméabilité s'améliore en profondeur avec une profondeur atteinte de 48 m pour la rive gauche, et de 35 à 50 m pour la rive droite, d'où nous remarquons que les conditions d'étanchéité en rive droite sont meilleures que ceux de la rive gauche.
- La complexité du terrain (hétérogénéité des formations géologique, de l'intense fracturation, altération et le plissement du substratum), ne permet pas de faire une zonation fiable ou assez correcte de la perméabilité.

- Matériau de des argilites et grès en profondeur constitue une formation cohérente qui améliore l'étanchéité de l'ensemble.
- Les valeurs de perméabilité obtenus par l'essai LEFRANC au niveau des alluvions sont de l'ordre de $2,4 \cdot 10^{-5}$ cm/s à $1,2 \cdot 10^{-2}$ cm/s. La valeur moyenne de perméabilité de l'ensemble alluvionnaire est d'environ $4,5 \cdot 10^{-3}$ cm/s. ces dépôts ont une perméabilité moyenne à grande ce qui nécessitera de prévoir un traitement, ou bien qu'ils soient traversés par une paroi moulée sur toute l'épaisseur jusqu'au substratum.
- En fonction des résultats de perméabilité, ainsi que la connaissance des principales familles de discontinuités nous pouvons proposé la profondeur de la zone à traiter (rideau d'étanchéité) au-dessous du niveau du fond de la fouille du noyau d'argile : pour la rive gauche à 40 m, pour la zone centrale de la vallée de 50 à 60m pour la rive droite de 35 à 50m. La direction et l'inclinaison des sondages d'injection devront être orientés de manière que l'on puisse recouper de manière optimale les diaclases et les plans de stratifications. La distance définitive entre les divers sondages sera fixée sur terrain, après la réalisation d'une planche d'essai et la constatation de l'efficacité des injections expérimentales dans les zones des deux rives et de la zone centrale.

IV.3.2. La fracturation

Les conditions géotechniques sont basées sur le degré d'altération des roches et l'indice de fracturation (R.Q.D).

IV.3.2.1. Indice de fracturation (R.Q.D)

L'analyse est basée sur l'indice de fracturation R.Q.D (Rock, Quality, Designation). La notion du R.Q.D fut proposée par DONDEER (1914). il représente le pourcentage en longueur des carottes de plus de 10 centimètres de longueur par rapport à une passe de sondage généralement de 1 mètre, en supposant un taux de récupération de 100 % [12].

$$R.Q.D = \frac{\Sigma \text{Longueur de carotte supérieure à 10 cm}}{\text{Longueur de la passe}} * 100 \%$$

On établi ainsi pour chaque type de terrain rencontré au niveau d'un sondage, un indice global qui n'a de valeur que si le sondage a été bien exécuté et si son diamètre est supérieur à 50 mm.

A partir du R.Q.D DONDEER (1968), propose la classification ci-dessous :

Tableau 8 : Classification des roches en fonction du R.Q.D [12]

Tableau 8

N ^{br} de fractures p/mètre	R.Q.D (%)	Densité de fracturation	Qualité du massif
En fragment	0 - 25	Très forte (F5)	Très mauvais
11 à 20	25 - 50	Forte (F4)	Mauvais
5 à 10	50 - 75	Moyenne (F3)	Moyen
2 à 5	75 - 90	Faible (F2)	Bon
0 à 1	90 - 100	Nulle à très faible (F1)	excellent

Remarque :

Les indices F1, F2, F3, F4, F5 sont représenté sur les coupes géomécaniques (voir annexe).

IV.3.2.2. Données de la fracturation

A. Rive gauche

Les valeurs du R.Q.D ont été prises dans les sondages SK-1, SK-2 et SR-2. Les 10 premiers mètres sont représentés par des sols résiduels sablonneux limoneux avec présence de fragments de grés, et parfois des passages gréseux de couleurs ocre à blanchâtre avec des grains fin à moyen. Dans cette tranche les valeurs R.Q.D sont très hétérogènes, présentant des valeurs de 75 à 100 % caractérisant les grés sains, et des valeurs de 0 à 15 % relatives aux sols d'altération.

Au-delà des 10 mètres est jusqu'à 35 m la formation traversée est représentée essentiellement par une alternance de grés gris et d'argile, la qualité de la roche est très hétérogène d'ou la valeur moyenne du R.Q.D mesurée égale à 51,25 % d'ou la qualité du massif est moyenne, la densité de fracturation varie de F2 peu fracturée à F3 moyennement fracturée.

B. Lit de l'oued

Deux sondages ont été réalisés au niveau de l'axe de la digue (SR-1 et SK-9). La description de la carotte montre une épaisseur de 31 m d'alluvions. Au delà de cette profondeur est jusqu'à 41,50 m (SR-1) la formation traversée est représentée par une alternance de grés et d'argiles, donc les valeurs R.Q.D mesurées sont valable que pour les dix derniers mètres.

Ces derniers montrent des valeurs de R.Q.D qui varient de 0 % (très mauvais) à 100 % (bon). La densité de fracturation varie de peu fracturée (F2) à extrêmement fracturé (F5), nous remarquons que pour la même formation des valeurs de R.Q.D varient de 0 % à 100 % ; ceci est du à l'alternance des grés/argiles ainsi que l'intensité de fissuration qui affecte les grés.

C. Rive droite

Les mesures du R.Q.D obtenus sur la rive droite varient d'un sondage à l'autre. Au niveau du sondage SR-5 qui traverse les grés massifs, ces derniers présentent une valeur R.Q.D = 99.33 %, un degré de fracturation varie de sans fracture (F1) à peu fracturé (F2) d'ou la qualité du massif est excellente.

IV.3.3.2. Résultats d'altération

A. Rive gauche

D'après la coupe géomécanique du sondage (SR-2), on constate que les quatre (04) premiers mètres traversent un sol résiduel représenté par une matrice sablonneuse limoneuse avec fragments de grés issus de l'altération physique (dépôts colluvionnaires).

Juste au-dessous sur huit (08) mètres présence de bancs de grés de couleur blanchâtre à rougeâtre avec intercalation de grés et d'argiles qui présente des roches moyennement altérés (A2) à très altérés (A3). Le processus d'altération qui prédomine est chimique qui se manifeste par une modification partielle de la couleur de la roche par le phénomène d'oxydation (couleur rougeâtre oxyde de fer) et une importantes transformations physico-chimiques.

Le reste de la coupe et jusqu'à 35 m (23 m) de profondeur est représenté par des grés fin de couleur gris à gris foncé moyennement altéré (A2). Ceci indique que l'altération sur ces deux formes physique et chimique est très active sur les douze (12) premiers mètres.

B. Lit de l'oued

Les trente premiers sont traversés par des alluvions représentés par trois types de sols graviers et cailloux dans une matrice sableuse, sable fin à moyen avec présence de graviers et sable fin argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux, ce remplissage alluviale est issu en majeure partie de l'altération physique et chimique des roches.

Au-delà des 31 mètres c'est le substratum, il est constitué par une alternance de grés et d'argile. Le grés est de fin à moyen de plusieurs couleurs (blanc, ocre, marron, gris) ce qui indique que l'altération chimique prédomine vu la présence de l'eau. La roche est moyennement altérée à très altérée.

C. Rive droite

D'après les coupes de sondages SR-3, SR-4 et SR-5 réalisés sur la rive droite, on constate que pour les sept (07) premiers mètres, les sondages traversent des sols résiduels (dépôts colluvionnaires) constitués d'une matrice argileuse sableuse avec présence de fragments de grés issus essentiellement de l'altération physique et chimique des roches.

Au-dessous des sols résiduels, les sondages traversent des grés massifs (SR-3, SR-4) constitué de grés fin à moyen gris blanchâtre. Ce grés constitue l'assise du flysch numidien, le grés est très dur et pratiquement sain ne présentant de signe d'altération que sur les premiers mètres ou la couleur est légèrement rougeâtre (oxyde de fer) qui indique le début de l'altération chimique (oxydation).

Au niveau du sondage SR-3 et au-delà des huit (08) premiers le terrain est constitué d'une alternance de grés et d'argiles jusqu'à 40 mètres de profondeur. Les quinze (15) premiers mètres la roche est moyennement altérée (A2) à très altérée (A3) vu la présence de la nappe phréatique à 07 mètres où l'altération chimique est active en présence d'eau, au-delà la roche est pratiquement saine (A1) ne présentant aucun signe d'altération.

W.3.3.3. Conclusion :

L'analyse de l'altérabilité à partir des coupes géomécaniques des sondages réalisés, on remarque que :

- Au niveau des deux rives les premiers mètres (4 à 7 m) son représentés par des sols résiduels (dépôts colluvionnaires), constitué d'une matrice argileux sableuse avec présence de fragments de grés issus essentiellement de l'altération physique des roches. Au-dessous, les formations géologiques sont représentées par une alternance de grés et d'argiles moyennement altéré (A2) à très altéré (A3), Ceci est du à la variation lithologiques des formations géologiques, de l'intensité de la fracturation et du plissement.
- L'assise gréseuse du flysch numidien représentée par des grés à grains moyens à grossiers présente une résistance à l'altération (roche pratiquement saine A1), à l'exception des premiers mètres où on constate le début d'une altération chimique le long des fractures et fissures qui se manifeste par le processus d'oxydation (couleur rougeâtre oxyde de fer).
- Les terrains les plus altérés sont localisés sur les 15 à 20 premiers mètres, Au-delà les roches sont moyennement altérées (A2) à pratiquement saines (A1).
- La profondeur d'altération est importante, qui implique que l'action physique et chimique des agents atmosphériques et particulièrement importante et atteints de grandes épaisseurs en raison de la fracturation et de la forte humidité de la région.
- Il faut donc tenir compte de ces observations pendant la réalisation des fondations du barrage et des ouvrages annexes, car l'altérabilité influe d'une manière défavorable sur les caractéristiques mécaniques des roches.

CHAPITRE V

*Etude des caractéristiques
géotechniques des terrains de fondation*

CHAPITRE V

ETUDE DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES TERRAINS DE FONDATION

V.1. Introduction

Le site du barrage de Kissir se particularise par un remplissage alluvial qui a fait l'objet d'un examen détaillé [32].

Une campagne de reconnaissance par essais géotechniques in situ a été menée dans le lit alluvial ainsi que sur les deux rives de telle sorte a tenter de définir les caractéristiques géotechniques des formations actuelles et d'en préciser les limites. Trois types d'essais géotechniques in situ ont été réalisés, le tableau 10 donne dans le détail les travaux de reconnaissance effectués sur le site du barrage, il fournit par ailleurs, tous les essais effectués in situ.

Tableau 10 : Récapitulatif des essais géotechnique réalisés au niveau du site de Kissir [32]

Type d'essai	Nombre d'essai / mètres linéaire
Essais de pénétromètre dynamique	28 m
Essais SPT	35
Essais pressiométriques	192

NB : La totalité des essais géotechniques effectués in situ et au laboratoire ont été réalisés par les laboratoires de *UFSI*, du barrage d'El AGREM et de *LNHC* de Rouiba (Alger).

V.2. Programme des essais géotechniques des terrains de fondation

V.2.1. Essais in situ

V.2.1.1. Introduction

Dans la pratique toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance sur site permettant de vérifier sur place la nature des sols, afin d'estimer leurs caractéristiques physico-mécaniques ainsi que leurs répartition spatiale au niveau du site pour aboutir finalement à caractériser le sol par des grandeurs permettant par l'emploi des normes d'évaluer son aptitude à supporter les différentes charges [11].

Des essais géotechniques in situ ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques géotechniques des différentes formations traversées (alluvions, grés et alternance grés et argiles).

Une série d'essais de pénétration au carottier « SPT », de pénétromètre dynamique et pressiométriques ont été effectués avec prélèvement d'échantillon, de telle sorte à définir de manière précise, les caractéristiques géotechniques de ce remplissage.

V.2.1.2. Essais de Pénétromètre Dynamique :

L'essai de pénétration dynamique type A est réalisés dans les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm. Il est limité à une profondeur de 30 m [6].

C'est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit, en tant que tel, une caractéristique du sol dénommée résistance dynamique. Il consiste à [6]:

- Enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tiges muni, en partie inférieure d'une pointe débordante (Voir fig. 01 et 02), tout en injectant une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges ;
- Noter le nombre de coups nécessaires (N_{d10}) pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 10cm.

Il permet d'apprécier entre autres [6]:

- La succession de différentes couches de terrain,
- L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies.
- La position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

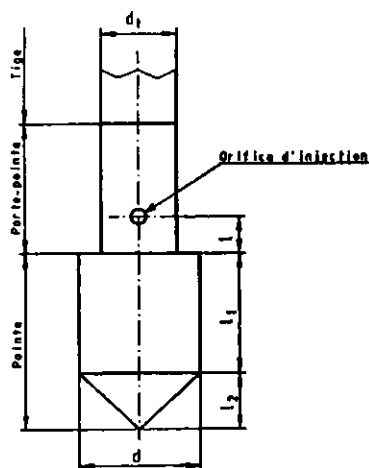


Figure 20 : Pointe du Pénétromètre dynamique PDA (D'après la norme NF P 94-114)

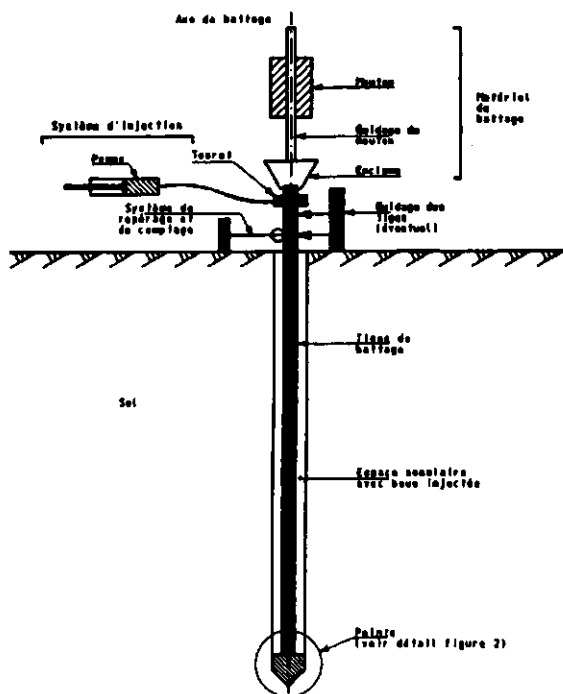


Figure 21 : Pénétromètre dynamique PDA (D'après la norme NF P 94-114)

Au niveau du site du barrage de Kissir, 28 mètres linéaire de pénétration dynamique ont été effectués dans les sondages SR-17, SR-23, SR-24, afin d'évaluer la résistance à la pointe (R_p) et la densité relative du sol (I_D).

Les tranches traversées par le pénétromètre dynamique sont constituées surtout de matériaux alluvionnaires fins - sable fin argileux à argile sableuse parfois d'aspect vaseux et sable fin argileux avec graviers.

Un récapitulatif des résultats des essais, et les caractéristiques évaluées en fonction de la résistance de la pointe (R_p) sont représenté sur le tableau 11, ainsi que sur les courbes de pénétromètre dynamique (Fig. 22).

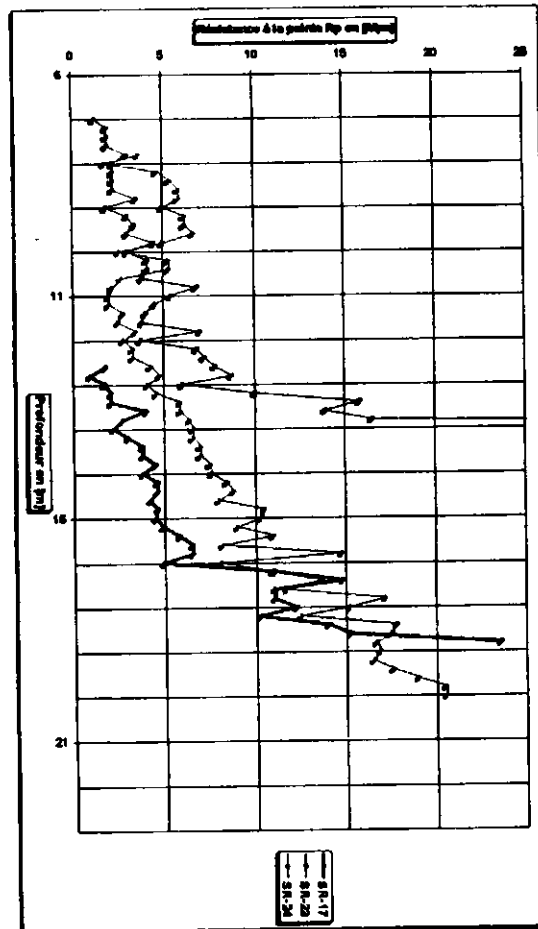


Fig 22 : Variation de la résistance de la pointe en fonction de la profondeur

Tableau II: Récapitulatif des résultats des essais mécaniques [32]

Tableau 11

PROFONDEUR	RESISTANCE A LA POINTE	MODULE DE DEFORMATION	ANGLE DE FROTTEMENT	DENSITE RELATIVE DU SOL		NATURE DU SOL
	Rp	E ₀	φ	I _b	COMPACITE	
m	kg/cm ²	kg/cm ²	DEGRES	-	-	-
RESULTATS DE PENETROMETRE DYNAMIQUE – SR 17						
12-13	14	25	18	0-1/3	Lâche	Sable fin limono-sableux à argile limoneux-sableuse
13-15	31	90	22			
15-16	46	154	24	1/3-2/3	Moyennement compact	
16-17	56	187	25			
17-18	108	396	28	2/3-1	Compact	
18-19	152	583	30			
19-19.6	235	924	32	2/3-1	Compact	
RESULTATS DE PENETROMETRE DYNAMIQUE – SR 23						
7-9	24	56	21	0-1/3	Lâche	Sable fin argileux à argile sableuse
9-10	32	90	21			
10-11	44	141	25	1/3-2/3	Moyennement compact	
11-12	52	175	27			
12-13	66	226	28			
13-14	118	430	30	2/3-1	Compact	
14-14.4	695	-	-	-	Compact	
RESULTATS DE PENETROMETRE DYNAMIQUE – SR 24						
7-8	25	62	20	0-1/3	Lâche	Sable fin argileux avec graviers
8-10	56	185	23	1/3-2/3	Moyennement compact	
10-11	37	110	25			
11-13	35	108	25			
13-15	62	215	26			
15-17	96	350	29	1/3-2/3	Compact	Sable fin argileux avec présence de graviers
17-18	121	450	30			
18-19	146	555	31			
19-20	205	787	32			

V.2.1.2.1. Résultats des essais de pénétration dynamique

D'après le tableau 12 ainsi que la fig.22 représentant la variation des résistances à la pointe en fonction de la profondeur, on peut conclure que le sable fin argileux avec présence de graviers et le sable fin argileux à argile sableuse, parfois à aspect vaseux présentent les caractéristiques géotechniques moyennes suivantes :

Tableau 12 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration dynamique

Tableau 12

Type de sol	Résistance de la pointe Rp (en Kg/cm ²)	Module de déformation E _o (en Kg/cm ²)	Angle de frottement φ (en degrés)	Densité relative I _D	Degré de compacité
Sables fins argileux avec graviers	Rp = 65	E _o = 224	φ = 26°	I _D = 1/3 - 2/3	moyennement compact
Sables fins argileux à argile sableuse	Rp = 36	E _o = 124	φ = 23°	I _D = 1/3 - 2/3	moyennement compact

Ces valeurs dénotent les mauvaises caractéristiques mécaniques des horizons d'alluvions constitués de matériaux fins - sable fin argileux avec présence de graviers et sables argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux sur une profondeur allant jusqu'à 18 m.

Des essais supplémentaires de pénétration dynamiques sont recommandés afin de déterminer avec précision les caractéristiques mécaniques du remplissage alluvial au niveau de toute l'assise (fondation de la digue) avant toute proposition d'une solution de renforcement du sol.

V.2.1.3. Essais S.P.T « Standard Penetration Test »

L'essai de pénétration au carottier connu sous l'appellation « *Standard Penetration Test* » dont le sigle est *SPT*, s'applique aux sols fins et aux sols grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépasse pas 20 mm et est limité à une profondeur de 50 m [5].

C'est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable [5].

Il permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part

L'essai de pénétration au carottier consiste à [5]:

- Enfoncer dans le sol par battage un carottier à partir du fond d'un forage aux parois stabilisées après la pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur et de l'enfoncement d'amorçage de 15 cm ;

- Noter le nombre de coups de mouton, «N», nécessaire pour faire pénétrer le carottier dans le sol d'une hauteur de 30 cm.

La procédure d'essai est la suivante :

- Le carottier est enfoncé par battage. N_0 désigne le nombre de coups de mouton nécessaires pour un premier enfoncement du carottier de 15 cm appelé enfoncement d'amorçage, pour dépasser la zone superficielle remaniée ;
- L'enfoncement d'essai succède à l'enfoncement d'amorçage. Le carottier est battu afin d'obtenir un enfoncement de 30 cm résultant de deux enfoncements successifs de 15 cm sous N_1 puis N_2 coups de mouton.
- Par convention la résistance à la pénétration est caractérisée par «N», le nombre de coups de mouton correspondant à l'enfoncement d'essai : $N = N_1 + N_2$.

Si le sol contient des matériaux à granulométrie plus importante, on doit alors remplacer la tarière fondue par un cône en acier [5].

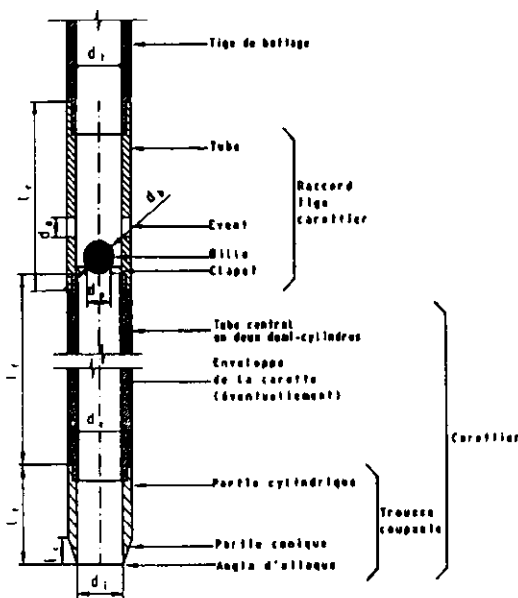


Figure 23 : Coupe du carottier (D'après la norme NF P 94-116)

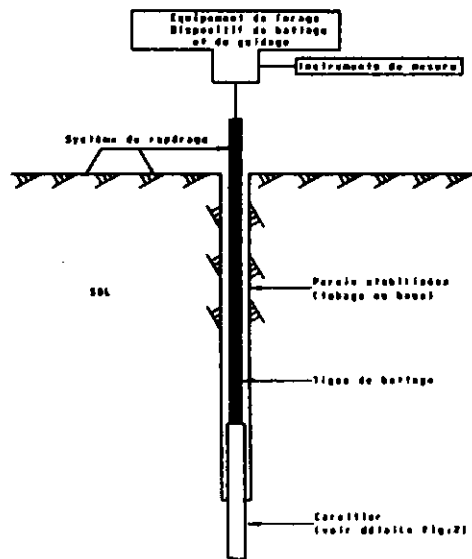


Figure 24 : Appareillage pour l'essai de pénétration au carottier « SPT » (D'après la norme NF P 94-116)

Au niveau du site de Kissir, 35 essais de pénétration S.P.T ont été effectués dans les alluvions au niveau des sondages SK-9, SK-12, SR-19, SR-23, SR-24, et SR-25 afin d'évaluer le degré de compacité et la densité relative (I_D) des matériaux sableux.

Les résultats des ces essais sont représentés sur le tableau récapitulatif N° 13, qui résume les valeurs des nombres de coups (N_1+N_2) pour une pénétration de 30 cm, et qui nous a permis d'évaluer en conséquence la densité relative et le degré de compacité des terrain traversés.

Tableau 13 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration S.P.T [32]

Tableau 13

SONDAGE N°	PROFONDEUR D'ESSAIS En m	NOMBRE DE COUPS			ΣN_1+N_2	l_b	DEGRE DE COMPACTE	NATURE DU SOL
		N ₀	N ₁	N ₂				
SK 9	8 - 8.45	17	12	17	29	0.4-0.6	MOYENNEMENT COMPACT	SABLE FIN A MOYEN, PEU ARGILEUX
	10 - 10.45	13	11	10	21			
	12 - 12.45	8	7	7	14			
	14 - 14.45	8	6	5	11	0.2 0.4	PEU COMPACT	
	16 - 16.45	6	5	5	10	0.4-0.6	MOYENNEMENT COMPACT	
	18 - 18.45	6	7	10	17			
	20 - 20.45	10	13	16	29			
24 - 24.45	9	11	14	25				
SK 12	4 - 4.45	7	9	11	20	0.4-0.6	MOYENNEMENT COMPACT	GRAVIERS ET CAILLOUX DANS UNE MATRICE SABLEUSE
	6 - 6.45	7	13	14	27			
	8 - 8.45	5	6	11	17			
	10 - 10.45	4	6	7	13			
	13 - 13.45	12	15	22	37	0.6-0.8	COMPACT	
	15 - 15.45	8	10	14	24	0.4-0.6	MOYEN. COMPACT	
	18 - 18.45	8	13	22	35	0.6-0.8	COMPACT	
	20 - 20.45	5	10	22	32	>0.8	TRES COMPACT	
	22 - 22.45	24	30	36	66			
	24 - 24.45	27	34	45	79			
26.5 - 26.95	12	24	36	60				
30.3 - 30.75	17	26	42	68				
SR 19	13 - 13.45	20	29	19	48	0.6-0.8	COMPACT	SABLE FIN AVEC GRAVIERS
	15 - 15.45	18	21	15	36			
	17 - 17.45	14	22	29	51	>0.8	TRES COMPACT	GRAVIERS ET CAILLOUX
SR 23	2 - 2.45	27	24	28	52	>0.8	TRES COMPACT	GRAVIERS SABLEUX
	6 - 6.45	6	4	5	9	0.2-0.4	PEU COMPACT	SABLE FIN
	8 - 8.45	8	8	14	22	0.4-0.6	MOYENNEMENT COMPACT	SABLE FIN ARGILEUX A ARGILE LIMONEUSE
	10 - 10.45	6	9	18	27			
	12 - 12.45	3	5	7	12			
14 - 14.45	8	12	17	29				
SR 24	6 - 6.45	28	28	30	58	>0.8	TRES COMPACT	
	12 - 12.45	5	11	16	27	0.4-0.6	MOYENNEMENT COMPACT	SABLE FIN LIMONEUX -ARGILEUX
	14 - 14.45	13	11	14	25			
SR 25	2 - 2.45	14	12	17	29	0.4-0.6	MOYENNEMENT COMPACT	SABLE FIN LIMONEUX
	4 - 4.45	22	14	12	26			
	8 - 8.45	24	29	9	38	3.6-0.8	COMPACT	GRAVIERS ARGILEUX

V.2.1.3.1. Résultats des essais de pénétration S.P.T

Les résultats des essais S.P.T réalisés au niveau du lit de l'oued Kissir ont permis de mettre en évidence trois types de dépôts alluvionnaires avec des caractéristiques mécaniques moyennes :

Tableau 14 : Caractéristiques mécaniques moyennes des dépôts alluvionnaires
D'après l'essai S.P.T

Tableau 14

Type de sol	Nbr de coups (N)	Densité relative du sol (I_D)	Degré de compacité
Graviers sableux	N = 42	$I_D = 0.6 - 0.8$	moyennement compact à compact
Sable graveleux	N = 30	$I_D = 0.4 - 0.6$ et $I_D = 0.6 - 0.8$	moyennement compact
Sable fin argileux à argile sableuse	N = 21	$I_D = 0.4 - 0.6$	peu compact à moyennement compact

Ces valeurs montrent des caractéristiques mécaniques médiocres des niveaux des dépôts plus fins (sables fins avec présence de graviers et sables fins argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux).

V.2.1.4. Essais Pressiométriques

L'essai *Pressiométrique Ménard* s'applique [7]:

- Dans tous les types de sols naturels saturés ou non, depuis les vases et argiles molles jusques et y compris le rocher.
- Dans les remblais ou tout autre matériau artificiel utilisé en géotechnique.

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place. Il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique (voir Fig. 6 et 7), et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde [7].

Il permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol (module pressiométrique E_M) et une caractéristique de rupture (pression limite P_L).

Au niveau du site, 193 essais pressiométriques ont été effectués systématiquement à chaque mètre (SK3, SK9, SK13, SK14) ou deux mètres (SR17, SR19, SR23, SR24) sur toute l'épaisseur des dépôts alluvionnaires dans huit (08) sondages localises dans le lit de l'oued KISSIR.

Ces essais ont permis après correction, de déterminer les valeurs des paramètres pressiométriques : la pression limite (P_L) et le module pressiométrique (E_M).

A partir des caractéristiques pressiométriques trouvées (P_L , E_M) d'autre paramètre ont été évalués à savoir le module de déformation (E_o) et l'angle de frottement (φ).

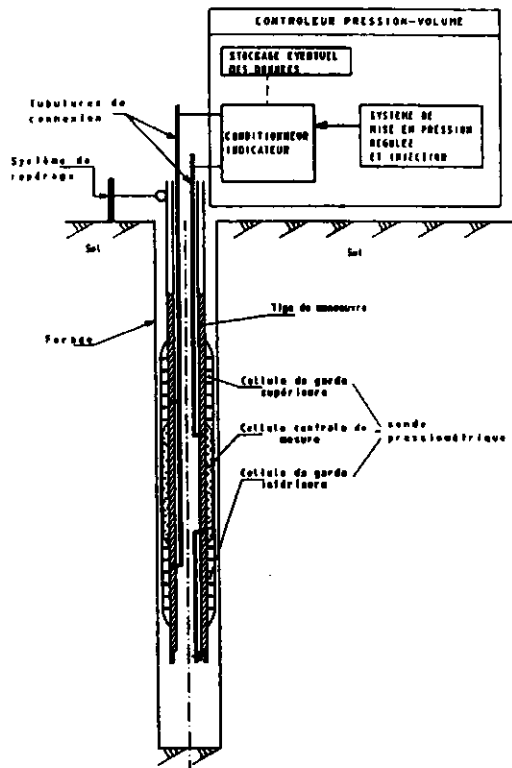


Fig. 25: Schéma du Pressiomètre (D'après la norme NF P 94-110)

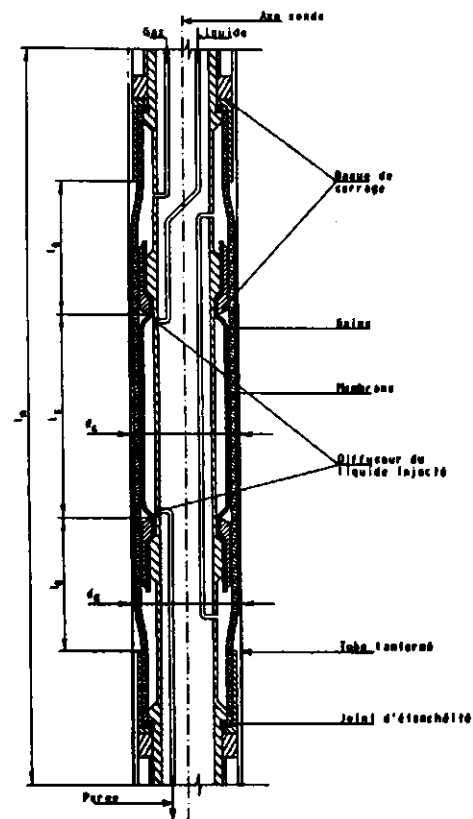


Fig. 26 : Constituants de la sonde Pressiométrique (D'après la norme NF P 94-110)

Les résultats des essais pressiométriques et les caractéristiques évaluées sont présentés sur le tableau 15.

Les coupes pressiométriques données par les (Fig. 27 et 28) $E_0=f(H)$, $P_L=f(H)$ résumant la variation des caractéristiques pressiométriques à savoir la pression limite et le module pressiométriques en fonction de la profondeur.

V.2.1.4.1. Résultats des essais Pressiométriques :

D'après les coupes pressiométriques (voir Fig.27 et 28) les différents horizons d'alluvions ainsi que le substratum quand ils sont traversés sont bien contrastés.

Les horizons des sables fins avec graviers, sables argileux à argile sableuse et des couches superficielles de graviers sur une profondeur d'environ 20 m (côte = - 18 m) en amont du pont rencontrés dans les sondages ont été correctement mis en relief au pressiomètre par des valeurs très faibles (avec une pression limite moyenne maximale = 10 bars).

L'ensemble des résultats des essais pressiométriques réalisés sont résumés dans le tableau 15, avec représentation des divers dépôts alluvionnaires traversés et les caractéristiques géotechniques moyennes :

**Tableau 15 : Caractéristiques mécaniques moyennes des dépôts alluvionnaire
D'après l'essai Pressiométrique**

Tableau 15

Type de sol	Module pressiométrique (E_M) en Bars	Pression limite (P_L) en Bars	Angle de frottement (ϕ) en degrés	Module de déformation (E_s) en Bars
Graviers sableux	54	10,6	27°	210
Sable fin graveleux	35	8	27°	130
Sable fin argileux à argile sableuse	39	8	24°	150

Ces valeurs dénotent encore une fois les mauvaises caractéristiques mécaniques des niveaux des dépôts fins de sable graveleux et de sable argileux à argile sableuse du remplissage alluvial de l'oued Kissir sur une profondeur allant jusqu'à 20 m.

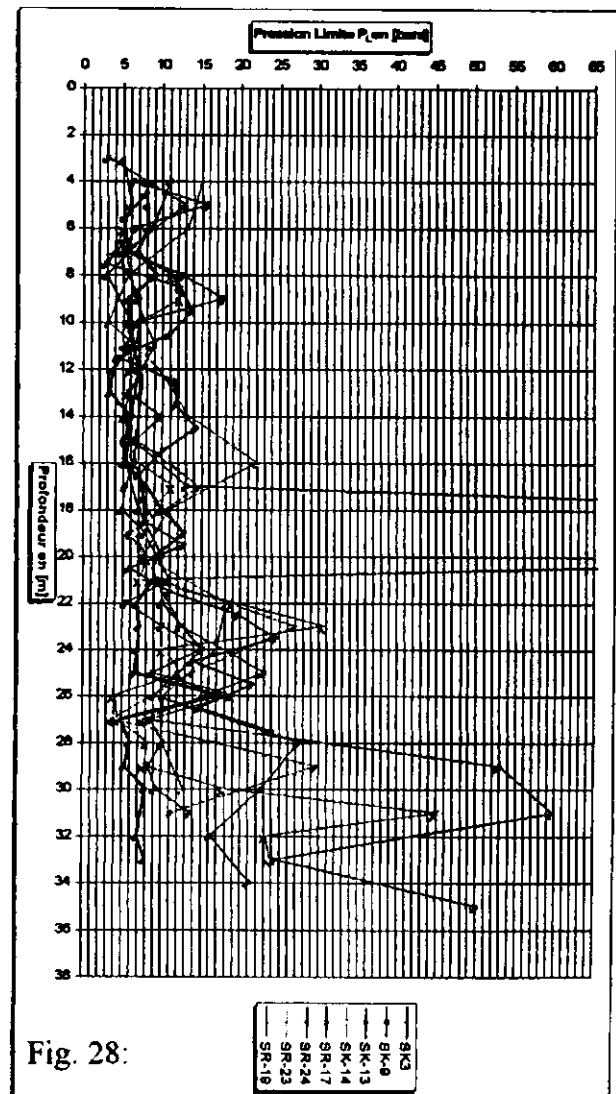
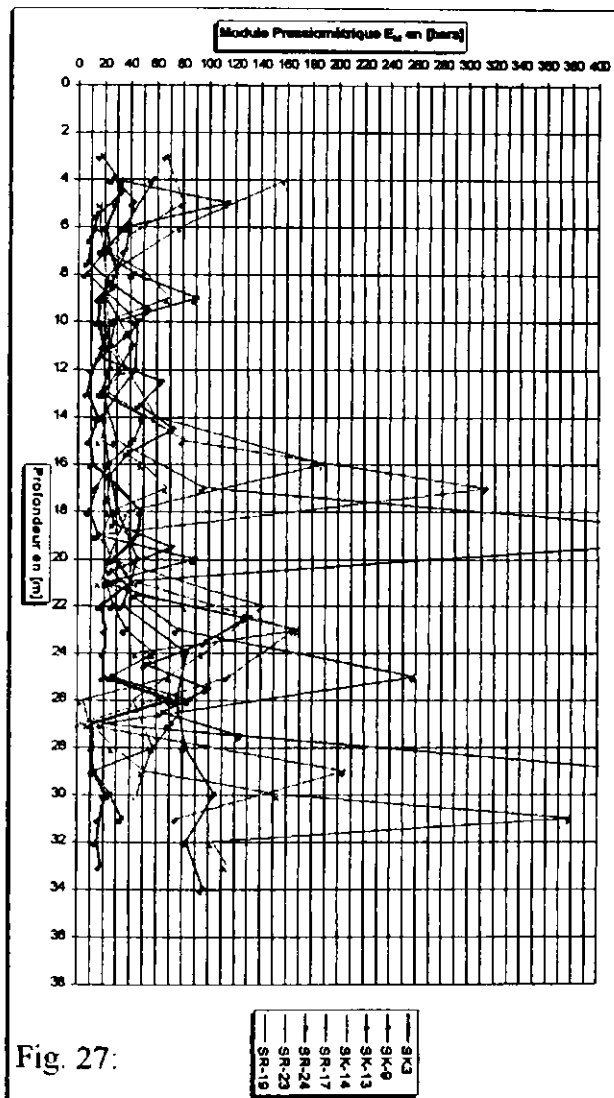


Fig. 27 : Variation du module pressiométrique (E_M) en fonction de la profondeur

Fig. 28 : Variation de la pression limite (P_L) en fonction de la profondeur

V.2.1.5. Conclusion :

Les essais de reconnaissance effectués sur le site du barrage de KISSIR ont mis en évidence un remplissage alluvial de 32 m d'épaisseur, constitué par une alternance de trois types de dépôts : alluvions graveleuses (graviers avec une matrice sableuse); sable peu argileux avec présence de graviers et du sable fin argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux.

Ces dépôts alluviaux présentent des caractéristiques géotechniques assez faible sur les 20 premiers mètres, à savoir une pression limite moyenne maximale de 10,6 bars et une résistance à la pointe moyenne maximale de 65 bars ainsi que des compacités extrêmement variable avec des passages très lâches distribués de manière aléatoire, d'après le tableau 16 :

Tableau 16 : Caractéristiques mécaniques moyennes des dépôts alluvionnaires

Tableau 16

Nature du sol		Caractéristiques géotechniques		
		R _p (en bars)	P _l (en bars)	I _D
Alluvions	Graviers et cailloux à matrice sableuse	-	10.6	0.6-0.8
	Sable fin peu argileux avec présence de graviers	65	8	0.4-0.6
	Sable fin argileux à argile sableuse	36	8	0.4-0.6
Substratum	Grès fin, fracturé peu altéré	-	28	-
	Argile et alternance de grès et d'argiles	-	31	-

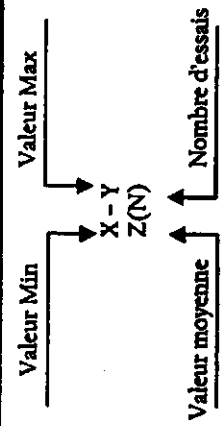
- On tiens aussi à souligner les bonnes caractéristiques géotechnique des appuis de la digue à savoir les grés fin et l'alternance grés/argile avec des pression limites moyennes maximales de 28 et 31 bars.
- En fonction, des caractéristiques géotechniques trouvées, on peut dire que le remplissage alluvial qui sera sous le futur barrage pose des problèmes importants de tassement et éventuellement de liquéfaction.

Tous les résultats des essais de reconnaissance géotechnique réalisés in situ ont été récapitulés dans le tableau 17 ci-après.

Tableau 17 : Résultats des essais in situ réalisés au niveau du site du barrage de KISSIR [32]

Tableau 17

NATURE DU SOL		TYPE D'ESSAI											
		S.P.T			PENETROMETRE DYNAMIQUE					ESSAIS PRESSIOMETRIQUES			
Alluvions	Substratum	Nb de coups	l ₀	Degré de compacité	Résistance à la pointe	Module de déformation	Angle de frottement	l ₀	Densité relative	Module pressiométrique	Pression limite	Module de déformation	Angle de frottement
		N ₁₊₂	-	-	R _p Kg/cm ²	E ₀ Kg/cm ²	φ° DEGRE	-	compacité	E _m BARS	P _l BARS	E ₀ BARS	φ° DEGRE
Alluvions	Graviers et cailloux dans une matrice sableuse	17-79 42(17)	0.6-0.8	Compact	-	-	-	-	-	8-170 54(64)	3-31 10.6(64)	32-680 210(64)	14-33 27(64)
	Sable fin à moyen, peu argileux avec présence de graviers	14-58 30(7)	0.4-0.6	Moyen. compact	25.96 65	62-350 224	20-29 26	1/3-2/3	Moyen. compact	6-98 35(42)	3-14 8(42)	36-356 130(42)	17-33 27(42)
	Sable fin limoneux - argileux à argile limoneuse, parfois à aspect vaseux	10-38 21(11)	0.4-0.6	Moyen. compact	14.56 36	25-187 124	18-27 23	1/3-2/3	Moyen. compact	18-96 39(26)	6-13 8(26)	72-384 150(26)	17-32 24(26)
Substratum	Grès fin, fracturé, peu altéré	-	-	-	-	-	-	-	-	14-530 156(18)	6-45 28(18)	56-2120 590(18)	15-35 28(18)
	Argile et alternance d'argiles et de grès, fracturés	-	-	-	-	-	-	-	-	25-826 380(8)	9-60 31(8)	100- 2472 1280(8)	20-33 28(8)



V.2.2. Essais de laboratoire

V.2.2.1. Introduction

46 échantillons intacts et remaniés ont été prélevés dans les divers dépôts alluvionnaires du remplissage alluvial de l'oued KISSIR pour essai de laboratoire [34].

Les échantillons intacts proviennent tous des sondages réalisés dans les matériaux argileux et les échantillons remaniés proviennent du carottier lors des essais SPT. La totalité des essais géotechniques sont réalisés suivant les normes ASTM ou AFNOR.

L'ensemble des essais réalisés sur ces horizons sont analysés en détail :

V.2.2.2. Essai physiques

V.2.2.2.1. Analyse Granulométrique « GH »

L'essai granulométrique a porté sur l'analyse de 43 échantillons prélevés. Et afin de pouvoir faire une classification de ces matériaux, l'ensemble des résultats trouvés ont été récapitulés dans un tableau en trois fraction à savoir : Argiles (< 0.002 mm), Limon (0.002-0.02 mm), Sable (0.02-2 mm) et Gravier (2-20 mm).

Par ailleurs une classification de ces sols a été réalisée en utilisant l'abaque triangulaire de Taylor (voir fig.29) qui utilise la granulométrie comme base. Cette dernière classification n'a été faite qu'après la détermination des pourcentages des trois catégories de sol par rapport à la fraction inférieure à 2 mm.

L'analyse granulométrique des dépôts alluvionnaires a permis de faire ressortir trois types de sol, caractérisé par des valeurs moyennes :

Tableau 18 : Récapitulatif des essais granulométriques pour les sols de fondation [32]

Tableau 18

Nature d'alluvions	Fraction granulométrique en %			
	20-2 mm Graviers	2-0,02 mm Sable	0,02-0,002 mm Limon	< 0,002 mm Argile
Graviers sableux	45	37	7	11
Sable graveleux, peu argileux	15	70	6	9
Sable argileux à argile sableuse	2	49	19	30

A partir des résultats d'analyse granulométrique et du diagramme triangulaire (Fig.29) représentant les limites des variations des différents fractions composant les matériaux alluvionnaires. On constate que ces matériaux alluvionnaires comportent une forte composante sableuse (52 % en moyenne), avec une fraction argilo-limoneuse pouvant dans certains cas être importante (moyenne 30 %) et une fraction graveleuse (moyenne de 21 %) d'horizon des graviers sableux.

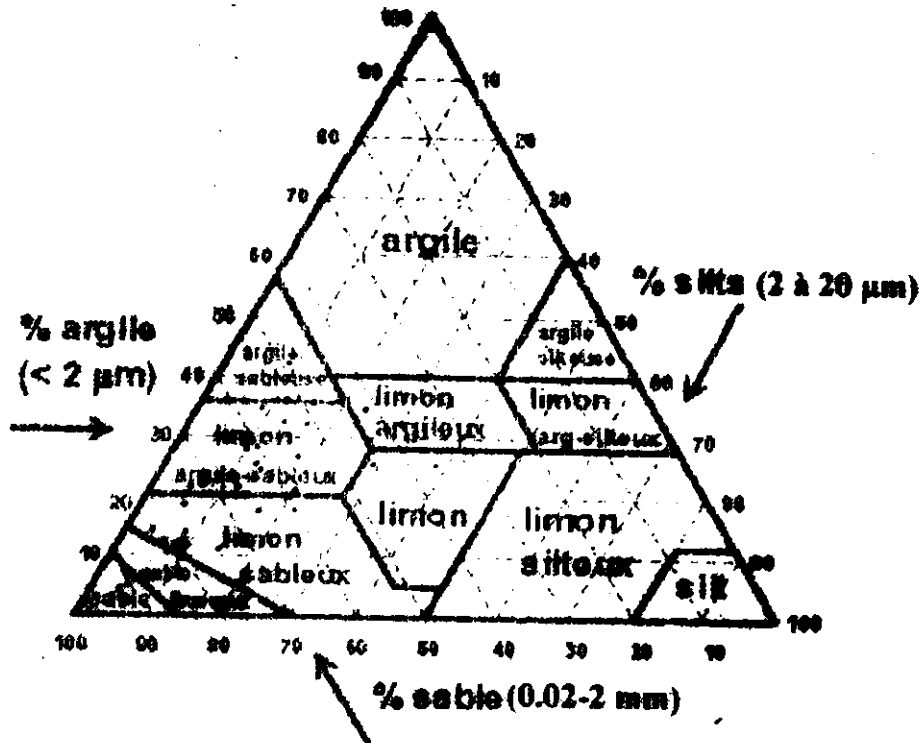


Fig. 29 : Représentation triangulaire de la granulométrie des échantillons des sols de la zone de la fondation

V.2.2.2.2. Limites d'Aterberg

Dix neuf (19) essais de limites d'Aterberg ont été effectués sur les matériaux alluvionnaires. Les valeurs moyennes de ces caractéristiques (W_L , W_P , I_P et I_C) sont représentées sur le tableau 19 :

Tableau 19 : Récapitulatif des résultats d'essais de limite d'aterberg Pour les sols de fondation du barrage [32]

Tableau 19

Nature d'alluvions	W_L %	W_P %	I_P %	I_C
Graviers avec sable	30	18	12	-
Sable graveleux, peu argileux	33	19	14	0.95
Sable argileux à argile sableuse	34	20	14	0.96

Une classification des sols suivant l'abaque de Casagrande (fig.30) qui concerne les sols fins et qui fait intervenir les limites d'aterberg ainsi qu'une autre classification sur la base de l'indice de plasticité (I_P) et l'indice de consistance (I_C) (tableau 20) a été faite.

Tableau 20 : Classification des sols en fonction de l'indice de consistance I_c et l'indice de plasticité I_p [15]

Tableau 20

Indice de plasticité I_p en %		Indice de consistance I_c en %	
$1 < I_p < 5$	Légère (sol peu sensible à l'eau)	$0 < I_c < 0.25$	sol plastique, la construction s'enfonce dans le sol
$5 < I_p < 10$	Faible	$0.25 < I_c < 0.5$	sol de faible consistance, le tassement est très grand
$10 < I_p < 20$	Moyenne	$0.5 < I_c < 0.75$	sol ferme
$20 < I_p < 40$	Élevée	$0.75 < I_c < 1$	sol très ferme, le tassement est modéré
$I_p > 40$	Très élevée	$I_c > 1$	sol dur, le tassement est petit

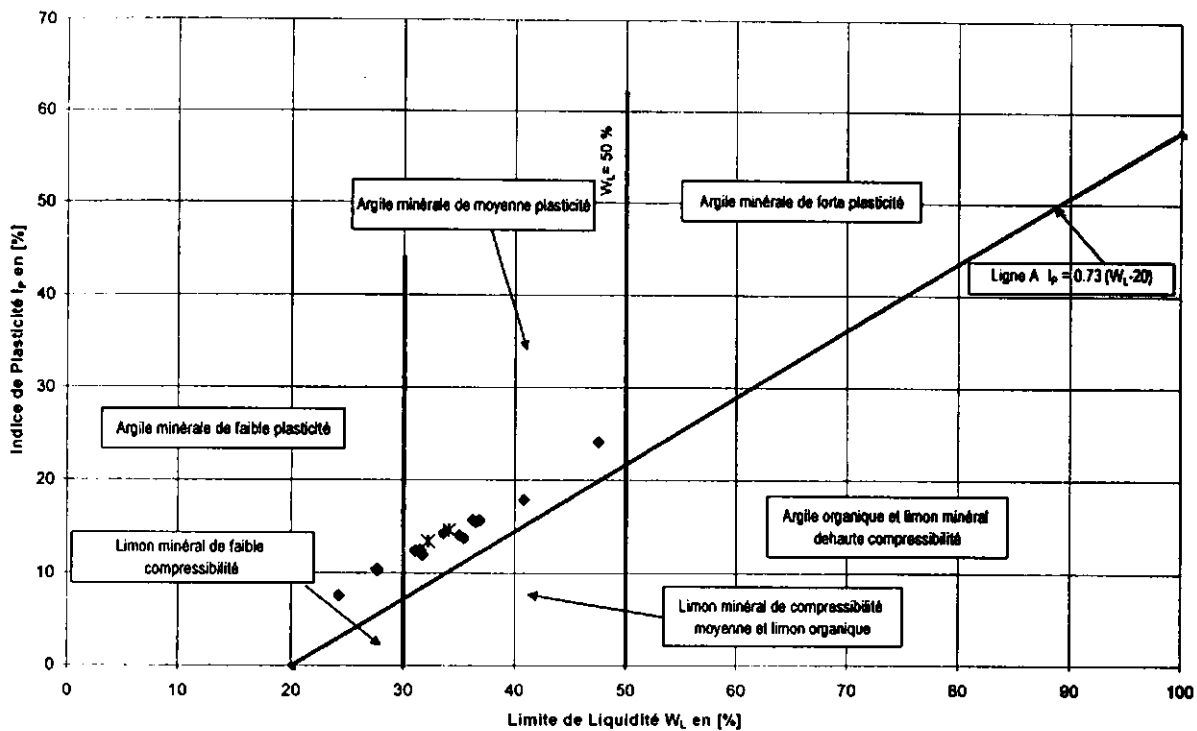


Fig. 30 : Classification des sols d'après l'Abaque de Plasticité de Casagrande

D'après l'abaque de plasticité de Casagrande, et la classifications des sols en fonction de I_p et I_c , les dépôts alluvionnaires de Kissir :

- Les sables argileux à argiles sableuses et les sables graveleux peu argileux qui constituent la fondation sont considérés comme des matériaux de plasticité moyenne à faible (avec $10 < I_p < 20$).
- L'indice de consistance est compris dans la fourchette $0.75 < I_c < 1$, dont un sol très ferme.

V.2.2.2.3. Détermination des propriétés physiques :

L'ensemble des résultats des essais physiques réalisé sur les dépôts alluvionnaires est récapitulé dans le tableau 21 :

Tableau 21 : Résultats des essais d'identification physique des dépôts alluvionnaires de l'oued Kissir [32]

Tableau 21

Nature d'alluvions	valeurs	Poids spécifique	Poids volumique humide	Poids volumique sèche	Teneur en eau	Porosité	Degré de saturation	Indice des vides
	Symbole	γ_s	γ_h	γ_d	w	n	Sr	e
	Unité	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)	(%)	(%)	-
Graviers et cailloux avec sable	Min :	2.59	-	-	-	-	-	-
	Max :	2.77	-	-	-	-	-	-
	Moy :	2.67	-	-	-	-	-	-
Sable fin à moyen peu argileux avec présence de graviers.	Min :	2.56	2.04	1.70	8.14	-	82	-
	Max :	2.76	2.27	2.03	20.5	-	93	-
	Moy :	2.62	2.12	1.85	14.25	-	88.8	-
Sable fin argileux à argile sableuse	Min :	2.52	1.72	1.36	12.5	22	21	0.28
	Max :	2.73	2.21	2.01	29.55	49	100	0.96
	Moy :	2.62	1.97	1.65	20.6	37	82	0.59

D'après le tableau 21 on constate que les matériaux fins alluvionnaire ont un poids volumique sèche qui varie de 1.36 à 2.01 g/cm³ (moyenne 1.65 g/cm³) pour les sable fin argileux et de 1.70 à 2.03 g/cm³ (avec une moyenne de 1,85 g/cm³) pour les sables graveleux, ils présentent aussi des teneur en eau moyennes qui varie de 14 % à 20 %. Dans l'ensemble, ces résultats démontrent que ces matériaux sont moyennement denses.

Il est à signalé aussi que ces dépôts alluvionnaires présentent un degré de saturation qui varie de 21 à 100 % pour les sable argileux à argile sableuse, c'est-à-dire moyennement à totalement saturé (présence d'une nappe), une condition qu'il faut prendre en considération lors des calculs.

V.2.2.3. Essai mécaniques

V.2.2.3.1. Essais œdométriques

Dix (10) échantillons intacts ont été soumis aux essais œdométriques et six (6) mesures de C_v avec une surcharge de 16 bars.

Les contraintes verticales pratiqués lors des essais œdométriques sont égales à : 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16.0 bars, et effectués sous eau (condition défavorable).

Les valeurs extrêmes et moyennes des caractéristiques œdométriques sont données au tableau 22 :

Tableau 22 : Résultats des essais œdométriques réalisés sur les dépôts alluvionnaires de l'oued Kissir [32]

Tableau 22

Nature d'alluvions	Valeurs	C_c	C_g	P_c , bars	K, cm/s
Sable fin peu argileux et sable argileux à argile sableuse, parfois avec graviers	min	0.093	0.013	0.420	$1,40 \cdot 10^{-8}$
	max	0.351	0.079	3.600	$1,10 \cdot 10^{-7}$
	moy	0.180	0.036	1.371	$3,57 \cdot 10^{-8}$

Le tableau 23 présente la variation du degré de compressibilité des sols en fonction de l'ordre de grandeur du coefficient de compressibilité :

Tableau 23 : Classification des sols en fonction du coefficient de compressibilité C_c [15]

Tableau 23

Coefficient de compressibilité	Degrés de compressibilité
$C_c < 0.02$	Sol incompressible
$0.02 < C_c < 0.05$	Très peu compressible
$0.05 < C_c < 0.1$	Peu compressible
$0.1 < C_c < 0.2$	Moyennement compressible
$0.2 < C_c < 0.3$	Assez compressible
$0.3 < C_c < 0.5$	Très compressible
$C_c > 0.5$	Extrêmement compressible

En général les résultats obtenus montrent que les matériaux alluvionnaires fins (sables fin argileux à argiles sableuses) sont des sols moyennement à assez compressibles ($0.1 < C_c < 0.3$) et peu gonflants à gonflants.

Les six essais de perméabilité effectués montrent des sols pratiquement imperméables avec un coefficient de perméabilité moyen $K = 3,57 \cdot 10^{-8}$ cm/s.

V.2.2.3.2. Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande

Huit (08) échantillons ont été soumis à l'essai de cisaillement directe à la boîte. Les résultats sont représentés dans le tableau 24:

Tableau 24 : Résultats des essais de cisaillement réalisés sur les dépôts alluvionnaires de l'oued Kissir [32]

Tableau 24

Nature d'alluvions	Valeur	Non consolidé non drainé		Consolidé non drainé	
		ϕ_{UU}	C_{UU}	ϕ_{CU}	C_{CU}
		Degré	Bars	Degré	Bars
Sables fins peu argileux à argile sableuse, parfois avec graviers	min	5° 30'	0.050	15° 30'	0.150
	max	19°	0.200	29°	0.750
	moy	13°	0.133	23°	0.420

Les résultats obtenus montrent que les dépôts alluvionnaires présentent des caractéristiques mécaniques assez faibles, d'où on constate qu'il y'a une amélioration sensible de ces caractéristiques d'un essai UU à un essai CU, ou la consolidation préliminaire et très importante (matériaux moyennement compressible à compressible d'après l'essai œdométrique), ainsi que la sensibilité à l'eau de ces matériaux.

V.2.2.3.3. Essais de résistance à la compression simple et à la traction

Les prélèvements d'échantillon de grés ont été réalisés au niveau des sondages SR-26 et SR-27 à différentes profondeurs, au total 25 essais de compression simple dont 09 essais à l'état sec et 16 à l'état saturé, 07 essais brésiliens à l'état sec en été effectués et en fin des essais d'identifications physiques à savoir le poids volumique sec.

L'ensemble des résultats trouvés est récapitulé dans le tableau 25 ci-dessous :

Tableau 25 : Résultats des essais de compression et de traction réalisés sur les échantillons de grés [32]

Tableau 25

Nature de l'échantillon	valeur	Poids volumique sec	Compression simple		Essai Brésilien		$\phi, C=f(R_c, R_t)$	
			R _c sec	R _c saturé	R _t sec	R _t saturé	ϕ	C
			Bars	Bars	Bars	Bars	Degré	bars
Grés	min	2.30	277.19	295.32	22.92	-	51.00	41.00
	max	2.53	747.75	482.42	43.72	-	60.00	76.00
	moy	2.42	462.49	390.99	33.21	-	56.86	57.43

Ces résultats montrent que les grés du site présentent des résistances à la compression très satisfaisante ($R_c > 400$ bars à l'état sec), ainsi de des résistance à la traction ($R_t > 33$ bars à l'état sec)

En fonction de ces résultats, ces grés peuvent être par conséquence utilisés comme enrochement de protection de la digue (Rip Rap) et éventuellement pour le remblaiement des recharges de l'amont et de l'aval du barrage.

V.3. Conclusion générale :

L'analyse des résultats obtenus pour les différents essais réalisés in situ et au laboratoire permet de tirer les conclusions suivantes :

- Au niveau de la fondation, les formations sont représentées par trois types de dépôts alluvionnaires : graviers et cailloux à matrice sableuse, sable fin à moyen peu argileux avec présence de graviers, sable fin limoneux à argile limoneuse parfois à aspect vaseuse avec une épaisseur maximale des alluvions de 31.70 m (SR-1) et un substratum constitué par des grés fin fracturé peu altéré et une alternance de grés et argile.
- Les essais in situ ont mis en évidence pour les dépôts alluvionnaires des caractéristiques mécaniques assez faibles à savoir une pression limite moyenne $P_l = 9$ bars, une résistance de pointe moyenne $R_p = 50$ bars, avec des densités relative I_D compris entre 0.4 - 0.8 caractérisant des sols moyennement compacte à lâche. Pour les grés qui forment le substratum et les appuis ils présentent des caractéristiques mécaniques acceptables avec une pression limite moyenne $P_l = 30$ bars et des résistances à la compression supérieure à 400 bars.

- D'après l'abaque de plasticité de Casagrande, on est en présence de matériaux de plasticité faible à moyenne ($10 < I_p < 20$). Les dépôts alluvionnaires fins (sables fins argileux à argiles sableuse) sont des sols moyennement à assez compressibles ($0.1 < C_c < 0.3$) et peu gonflants à gonflants et pratiquement imperméables avec un coefficient de perméabilité moyen $K = 3,57.10^{-8}$ cm/s.
- L'analyse des résultats de l'essai de cisaillement a fait ressortir des matériaux de caractéristiques mécaniques assez faible surtout dans la condition non drainé non consolidé UU ($C_{UU}=0.133$ bars et $\varphi = 13^\circ$), et qui s'améliore sensiblement pour un essai CU ($C_{CU}=0.420$ bars et $\varphi = 23^\circ$), d'ou la consolidation préliminaire est indispensable.
- Il est à signalé les bonnes caractéristiques géotechniques du substratum et des appuis de la digue à savoir les grés fins et l'alternance grés/argile qui présentent une pression limite moyenne de 30 bars et des résistances à la compression à l'état saturé supérieure à 400 bars.
- Sur la base de ces résultats on peut conclure que les dépôts alluvionnaires de la plaine alluviale ne peuvent donc constituer une assise solide pour la fondation du barrage et des ouvrages annexes, donc un traitement adéquat de la fondation alluviale du barrage est indispensable afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques (C, φ et τ), le choix de la méthode d'amélioration du sol doit être adapté au site.

CHAPITRE VI

*Etude des caractéristiques géologiques
et géotechniques des matériaux utiles*

Cependant si le cubage réalisé dans ces deux zones est insuffisant, ce matériau existe en quantité suffisante tout au long des vallées de l'oued Kissir et de son affluent.

L'accès vers les zones des alluvions s'effectuera par une route asphaltée.

VI.2.2. Les Argiles

Les zones d'emprunts des argiles destinées à la construction du noyau de la digue, masque du batardeau et éventuellement des tranchées pour assurer l'étanchéité, se répartissent comme suit :

- La zone d'emprunt d'argile I occupe la basse terrasse sur les deux rives de l'oued Takielt et une partie de la même terrasse de la rive droite de l'oued Kissir. avec une surface estimée à 100.000 m².
- La zone d'emprunt d'argile II est située approximativement à 1 km en amont de l'axe du barrage sur la rive gauche de l'oued Kissir avec une pente plus ou moins faible. Elle occupe une haute terrasse. de la vallée bien développée sur la rive gauche, avec une surface estimée à 65.000 m², soit une surface totale des argiles de 165.000 m².

Le volume de matériau nécessaire est d'environ 215.000 m³.

Les deux zones d'argile sont représentées par des limons argilo-sableux, des argiles sablo-limoneuse de couleur brune-jaunâtre et par endroit des petites couches de graviers et de sable argileux.

VI.2.3. Les blocs de pierre pour enrochements

Les blocs de roche pour la réalisation de la protection en enrochement des talus de la digue et le pied du barrage (Rip Rap) ainsi que le remblaiement des recharges amont et aval du barrage, pourront être obtenu des excavations prévues pour les structures des ouvrages hydrauliques du barrage (tunnel de dérivation, évacuateur de crue), des blocs de grés numidien existants au niveau de la cuvette de la retenue, ou comme alternative, de l'exploitation d'une carrière qui pourra être implantée en aval tout près de l'axe. Les quantités nécessaires prévues sont d'environ 48.000 m³.

Pour cela il convient d'exploiter les grés numidiens qui affleurent en aval, à 800 m à l'ENE de l'axe du barrage. Le choix de cet endroit présente les avantages suivants :

- La courte distance (800 m) entre la zone à exploiter et le lieu d'implantation de l'ouvrage, ce qui permet la réduction des coûts de transport.
- L'existence d'une route goudronnée (ancienne) entre les deux endroits (la zone exploitée et le lieu d'implantation du barrage).
- L'intensité de fissuration de ces grés est un facteur favorable à leurs exploitations.

La surface totale de la zone d'enrochement est estimée à 132.000 m².

Fig.31: Plan de situation des zones d'emprunts

Echelle 1 : 20.000



VI.3. Calcul de réserve en matériaux utiles

L'aménagement hydraulique de Kissir exige deux types de matériaux différents de points de vue nature qui sont des sols (alluvions et argiles) et des blocs de roches (enrochement).

Les matériaux meubles qui sont signalés précédemment est qui provient de la cuvette de la retenue à des distance très courte (maximum 3 km) aussi l'épaisseur de la découverte qui ne dépasse pas les 0.5 m (d'après les profiles des puits de reconnaissances), ceci induit des dépenses moins d'exploitations et de transport.

La base de calcul de réserve est :

- Limitation de la surface d'extension de faciès conformes aux exigences.
- Estimation de l'épaisseur moyenne de la couche à exploitée en mètre (e_{moy})
- Calcul en volume (m^3) avec $V = S \cdot e_{moy}$

Les résultats de calcul pour chaque zone sont mentionnés dans le tableau 27:

Tableau 27 : Récapitulatif de calcul de réserve des matériaux utiles

Tableau 27

Zone emprunt	Surface total	Epaisseur moyenne de décapage	Volume de décapage	Epaisseur moyenne exploitable au-dessus de l'eau	Volume utile calculé au- dessus de l'eau	Epaisseur moyenne exploitable au- dessous de l'eau	Volume utile calculé au- dessous de l'eau	Volumes nécessaires
	m^2	m	m^3	M	m^3	m	m^3	m^3
d'argile I	65.000	0.5	32.500	2.9	188.500	0.2	13.000	215.000
d'argile II	100.000	0.5	50.000	3.0	300.000	-	-	
Zone uvions I	110.000	0.3	33.000	1.6	176.000	1.0	110.000	1.150.000
Zone uvions II	450.000	0.3	135.000	2.0	900.000	0.5	225.000	
Zone ochement	132.000	4.0	528.000	25.0	3.300.000	-	-	48.000

Remarque :

- Pour les recharges on pourra aussi utiliser les enrochements.
- Pour l'utilisation des matériaux granulaire pour la construction des filtres, drains et granulats pour béton il sera nécessaire de prévoir un traitement granulométrique des matériaux au niveau d'une station de concassage.

D'après le tableau 27, on constate que les matériaux utiles sont largement disponibles au niveau du site avec des quantités suffisantes.

VI.4. Détermination des caractéristiques géotechniques des Matériaux utiles

Cinq (5) zones de matériaux utiles ont été reconnues aux alentours du barrage pour les besoins de ce dernier de différents types de matériaux de construction :

- Zones d'argile (I et II);
- Zone d'alluvions (I et II);
- Zones d'enrochement.

L'ensemble de ces zones d'emprunt a été reconnu par des puits et sondages d'après le tableau 28 :

Tableau 28 : Programme de reconnaissance des zones d'emprunts

Tableau 28

Nbr de puits ou sondage	Zone d'implantation	Profondeur (m)	But
SR 42 SR 47	Zone d'enrochement	36 38	- Déterminer avec précision l'épaisseur du recouvrement et du sol exploitable (Roche saine, argiles, alluvions). - Réalisé des prélèvement pour essai au laboratoire (détermination des caractéristiques physico-mécaniques).
10 puits	Zone des alluvions II	04	
08 puits	Zone des argiles I	04	
11 puits	Zone des argiles II	04	

Les échantillons recueillis ont fait l'objet d'une série d'essais géotechniques qui sont analysés ci - après.

VI.4.1. Zones d'argile (I et II)

VI.4.1.1. Introduction

L'analyse des caractéristiques géotechniques des matériaux argileux des deux zones (I et II) a permis de conclure que ces matériaux présentent des propriétés physico-mécaniques similaires.

La zone d'argile I occupe la basse terrasse sur les deux rives de l'oued Takielt et une partie de la même terrasse de la rive droite de l'oued Kissir. Huit puits (08) ont été réalisés dans cette terrasse pour reconnaître cette zone. Huit échantillons (8) ont été prélevés.

La zone d'argile II est située approximativement à 1 km en amont de l'axe du barrage sur la rive gauche de l'oued Kissir. Elle occupe une haute terrasse de la vallée bien développée sur la rive gauche. Elle a été étudiée à l'aide du creusement de 11 puits et le prélèvement de 11 échantillons remaniés.

VI.4.1.2. Analyse granulométrique

Sur la base de 19 essais granulométriques effectués (zone I-08 et zone II-11) les résultats de l'analyse granulométrique sont résumés dans le tableau 29 :

Tableau 29 : Résultats des essais granulométriques [32]

Tableau 29

Zone d'argile	20 - 2 mm %			2 - 0,02 mm %			0,02 - 0,002 mm %			< 0,002 mm %		
	Graviers			Sable			Limon			Argile		
	min	max	moy	min	Max	moy	min	max	moy	min	max	moy
I	2	3	1	35	56	42	10	22	16	24	52	42
II	3	14	7	24	61	43	8	20	15	22	49	35

Les zones étudiées sont constituées des matériaux comportant une fraction argileuse et sableuse identique avec un léger pourcentage de limon.

Donc on est en présence d'un sable argileux à argiles sableuse légèrement limoneux.

VI.4.1.3. Limites d'Atterberg

Au total 19 essais ont été effectués pour les deux zones, et dont les résultats sont résumés dans le tableau 30 :

Tableau 30 : Résultats des essais de limites d'aterberg [32]

Tableau 30

Zone d'argile	W _L , %			W _P , %			I _p , %			I _c		
	min	max	moy	min	Max	moy	min	max	moy	min	max	moy
I	37.3	45.0	41.6	18.6	24.8	21.5	15.1	26.3	20.0	0.86	1.17	1.13
II	36.3	49.0	41.1	18,6	23.9	20.9	17.6	25.1	20.2	1.04	1.32	1.23

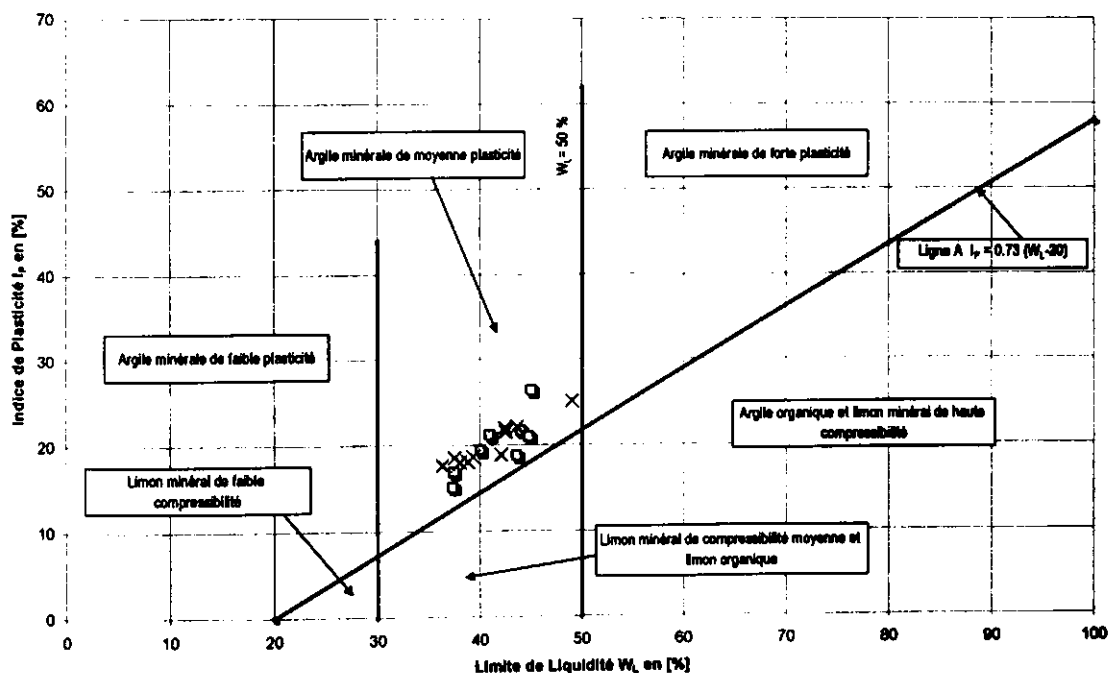


Fig. 32 : Classification des sols d'après l'abaque de Plasticité de Casagrande

L'abaque de Casagrande montre que l'argile des deux zones d'emprunts est une argile de moyenne plasticité ($I_p \approx 20\%$), et de consistance raide.

VI.4.1.4. Essais PROCTOR

Les essais Proctor sont effectués dans des moules PROCTOR de diamètre ($\varnothing 101.5$ mm ± 0.5) et à l'aide d'une dame de 2490 g ± 2.5 (Proctor normal).

Dix-neuf (19) essais Proctor normal ont été effectués et dont les valeurs extrêmes et moyennes sont reportées sur la tableau 31 avec les teneur en eau naturelle.

Tableau 31 : Résultats des essais Proctor [32]

Tableau 31

Zone d'argile	γ_{dmax} (g/cm ³)			W_{opt} , %			W_{nat} , %		
	min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy
I	1.76	1.80	1.78	13.8	16.4	15.5	17.0	21.1	18.8
II	1.78	1.80	1.79	14.0	16.0	14.9	13.0	20.3	16.2

Les valeurs optimales de teneur en eau sont bien inférieures à la teneur en eau naturelle qui est de l'ordre de 3%. Il y aura donc lieu de laisser sécher à l'air ces matériaux argileux avant leur mise en place.

La valeur $\gamma_{dmax} = 1.79$ (g/cm³) sera pris en considération lors des réception des remblais.

VI.4.1.5. Essais Œdométriques

Dix (10) essais (5 par zone) ont été exécutés sur des échantillons reconstitués à l'état du Proctor normal.

Tableau 32 : Résultats des essais Œdométriques [32]

Tableau 32

Zone d'argile	P_c , bars			C_c			C_g		
	min	max	moy	Min	max	moy	min	max	moy
I	1.25	4.30	3.20	0.140	0.172	0.153	0.031	0.056	0.037
II	2.28	6.00	4.00	0.122	0.204	0.155	0.010	0.046	0.030

Tableau 33 : Classification des sols en fonction du coefficient de compressibilité C_c [1]

Tableau 33

Coefficient de compressibilité	Degrés de compressibilité
$C_c < 0.02$	Sol incompressible
$0.02 < C_c < 0.05$	Très peu compressible
$0.05 < C_c < 0.1$	Peu compressible
$0.1 < C_c < 0.2$	Moyennement compressible
$0.2 < C_c < 0.3$	Assez compressible
$0.3 < C_c < 0.5$	Très compressible
$C_c > 0.5$	Extrêmement compressible

Les courbes de compressibilité effectuées sous une charge variant de 1 à 16 bars dénotent des sols de compressibilité moyenne ($C_c \approx 0,155$) et peu gonflants ($C_g = 0.030 + 0,037$).

VI.4.1.6. Perméabilité

Dix échantillons de ces matériaux (5 par zone), reconstitués aux conditions du Proctor ont été testés au perméabilimètre à charge constante (de 0,53 à 8,18 bars). Les tests révèlent un sol pratiquement imperméable.

La valeur moyenne du coefficient de perméabilité est de $1,87.10^{-8}$ cm/s.

VI.4.1.7. Essais de cisaillement

Neuf (9) échantillons (zone I-5, zone II-4) ont été soumis aux essais UU et CU, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 34 :

Tableau 34 : Résultats des essais de cisaillement [32]

Tableau 34

Zone d'argile	Non consolidé - non drainé (UU)						Consolidé - non draine (CU)					
	φ°_{UU}			C_{uu} (bars)			φ°_{CU}			C_{cu} (bars)		
	min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy	mini	max	moy
I	4°	19°	9°	0.350	0.550	0.450	7° 30'	23°	14°	0.500	0.800	0.670
II	11°	12°	11°50'	0.450	0.500	0.475	11°50'	24°	16°50'	0.500	0.950	0.700

D'après le tableau 34, On constate que la valeur de la cohésion (essai CU) pour les deux zone est faible ($C = 0.70$ bars) probablement dû à la proportion élevé du sable (40 %) avec un angle de frottement interne moyen de ($\varphi = 15^{\circ}$).

Donc on peut conclure que les caractéristiques mécaniques de ces matériaux argileux sont moyennes à faibles.

VI.4.1.8. Essais triaxiaux

Ces essais ont été effectués avec $\sigma_3 = 1, 2, 4$ bars et avec une vitesse de déformation contrôlée $V = 1\% H_0/\text{min}$, ou H_0 est la hauteur initiale de l'échantillon.

- Essais consolidés - non drainés (CU) avec mesure de U ont été effectués avec $\sigma_3 = 1, 2, 4$ bars et une vitesse de déformation $V = 0.08 H_v/\text{min}$.

Dix (10) échantillons (5 par zone) des matériaux argileux ont été soumis a des essais triaxiaux non consolidé - non draine (UU) et consolidé - non draine (CU + U) aux conditions du Proctor normal. Les valeurs moyennes obtenues (totales et effectives) sont représentées dans le tableau 35:

Tableau 35 : Résultats des essais Triaxiaux [32]

Tableau 35

Zone d'argile	Non consolidé - non drainé (UU)		Consolidé - non drainé (CU + U)			
	symbole	φ_{UU}	C_{UU}	φ_{CU}	C_{CU}	φ'
Unité	Degré	Bars	Degré	Bars	Degré	Bars
I	2° 25'	0.395	10°	0.485	16° 20'	0.575
II	1° 05'	0.380	12°	0.430	17° 30'	0.465

Ces valeurs montrent encore une fois les faibles caractéristiques mécaniques des matériaux argileux. Les faibles valeurs de l'angle de frottement aux essais triaxiaux (UU) sont admissibles en raison des caractéristiques physiques ainsi que du fort degré de saturation ($S_r > 80\%$) de ces matériaux.

VI.4.2. Zones d'alluvions

Cette zone s'étend dans le lit et la terrasse actuelle de l'oued KISSIR à partir de l'axe du barrage vers l'amont sur une distance maximale d'environ 3,5 km.

Les matériaux alluvionnaires ont été soumis à dix (10) analyses granulométriques, dont les résultats par fractions sont résumés dans le tableau 36 par les valeurs moyennes et les courbes granulométriques (Fig. 33) :

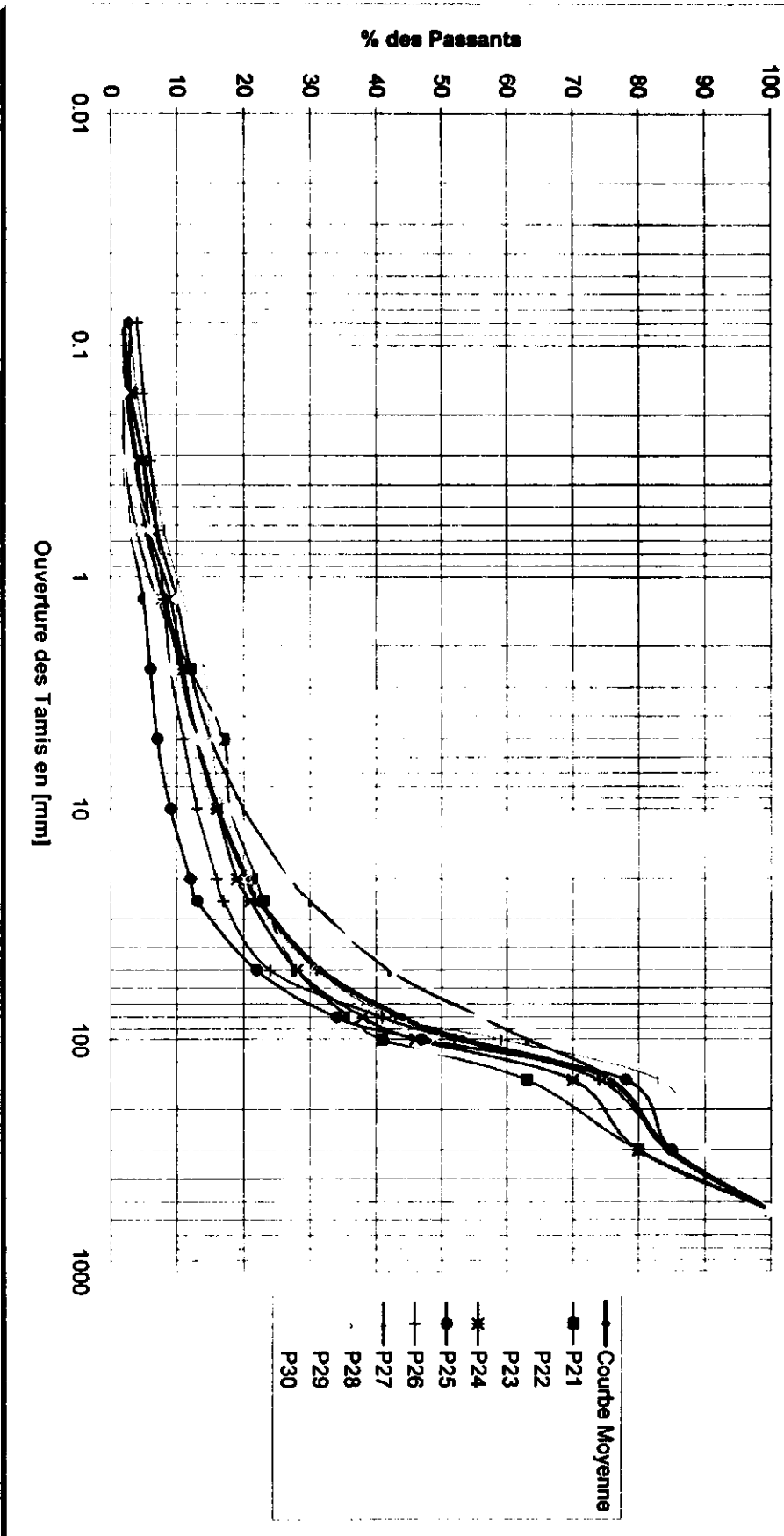
Tableau 36 : Résultats des essais Granulométriques [32]

Tableau 36

Puits N°	Profondeur de ... A ...	Analyse granulométrique						$C_u = D_{60}/D_{10}$	Los-Angeles
		Blocs > 200 mm	Cailloux 20-200 mm	Graviers 20-2 mm	Sable 2-0.02 mm	Limon 0.02-0.002 mm	Argile < 0.002 mm		
-	m	%	%	%	%	%	%	-	%
P21	0.0-4.0	30	48	13	9	-	-	80	-
P22	0.2-4.0	28	54	10	8	-	-	54	-
P23	0.0-4.0	23	57	12	8	-	-	44	21.30
P24	0.2-4.0	26	55	9	10	-	-	100	-
P25	0.0-4.0	19	69	6	6	-	-	12	-
P26	0.5-4.0	21	63	7	9	-	-	46	-
P27	0.2-4.0	20	53	16	11	-	-	72	-
P28	0.0-4.0	14	65	9	12	-	-	83	-
P29	0.0-4.0	13	60	14	13	-	-	68	21.60
P30	0.0-4.0	13	64	16	7	-	-	36	-
Moyenne		20	59	11	10	-	-	60	-

Fig. 33

Analyse granulométrique
"Zones des alluvions"



- Blocs ($\varnothing > 200$ mm) = 20 %
- Cailloux ($\varnothing 20 - 200$ mm) = 59 %
- Gravier ($\varnothing 20 - 2$ mm) = 11 %
- Sable ($\varnothing 2 - 0,02$ mm) = 10 %

Les résultats obtenus, permettent de conclure que :

- Les matériaux alluvionnaires sont à forte composante caillouteuse et des blocs (éléments de diamètre $\varnothing > 20$ mm sont de l'ordre de 80 %).
- La résistance aux chocs obtenus par l'essai Los Angeles sur ces matériaux dénote un matériau de bonne résistance avec (LA = 21 %).
- Le coefficient d'uniformité (ou de Hazen) est supérieur à 20 qui indique une granulométrie étalée de ces matériaux alluvionnaires.
- Les matériaux caillouteux seront utilisés comme matériaux pour la fabrication des agrégats pour drains, filtres et éventuellement pour le béton, après traitement au niveau d'une station de concassage.

VI.4.3. Zone d'enrochement

Les matériaux d'enrochement seront extraits des grands bancs de grès affleurant dans les limites des deux zones étudiées au NE, en aval de l'axe du barrage. Aussi les matériaux rocheux excavés des ouvrages annexes (tunnel de dérivation et l'évacuateur de crue) lors de leurs réalisations seront utilisés pour le remblai du rip-rap de la digue.

Les échantillons recueillis (58) des sondages du site et des zones étudiées ont été soumis aux essais de compression simple (R_c), traction (essai brésilien) (R_t) et mesure de la masse volumique sèche (γ_d).

Les valeurs extrêmes et moyennes de l'ensemble de ces paramètres sont données au tableau 37 :

Tableau 37 : Résultats des essais de compression et traction [32]

Tableau 37

Valeurs	Masse volumique sèche	ETAT SEC		ETAT SATURE		$\varphi, C = f(R_c, R_t)$	
		R_c	R_t	R_c	R_t	Angle de frottement	cohésion
symbole	γ_d	R_c	R_t	R_c	R_t	φ°	C
Unité	g/cm ³	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	Degré	kg/cm ²
min	2.30	209	23	120	-	51°	41
max	2.56	482	43	650	-	60°	76
moy	2.40	390	33	370	-	56°	57

Ces grès présentent une masse volumique sèche moyenne ($\gamma_d = 2,40 \text{ g/cm}^3$) et une résistance à la compression simple moyenne ($R_C = 370 \text{ kg/cm}^2$, état saturé). Ces caractéristiques sont très satisfaisantes et donc ces grès peuvent être utilisés pour le remblai et le rip rap de la digue.

VI.5. Conclusion générale et recommandation

Les données concernant les caractéristiques géologique, géotechniques et économiques des matériaux utiles pour la réalisation des différents travaux du barrage sont assez favorable, et qui ont permis de tirer les conclusion suivantes :

- Les deux zones d'emprunts des argiles (Zone I et II), sont formées par des sables argileux à argile sableuse légèrement limoneuse de moyenne plasticité ($I_p \approx 20\%$) et de consistance raide.
- Ces matériaux sont peu gonflants avec un coefficient de gonflement $C_g = 0.033$, et moyennement compressible $C_c = 0.155$. l'essai de compactage (Proctor) a dégagé une densité sèche maximale = 1.79 g/cm^3 et une teneur en eau optimum $W_{opt} = 15\%$ (prendre en référence lors du contrôle de compactage).
- Les caractéristiques mécaniques de ces matériaux argileux sont assez faibles, dont un traitement préalable est indispensable avant leurs mises en œuvre. Ils sont pratiquement imperméable avec un coefficient de perméabilité moyen = $1,87.10^{-9} \text{ cm/s}$.
- Les données concernant les matériaux alluvionnaires font ressortir que les matériaux sont à forte composante de cailloux et de blocs ($\emptyset > 20 \text{ mm} \approx 80 \%$). Ils présente une granulométrie étalée et une résistance au choc acceptable ($L_A = 21.6 \%$).
- Les blocs de grés pouvant servir de matériaux pour enrochement sont composés de grés présentant des résistances à la compression supérieure à 350 bars et des résistances à la traction supérieure à 30 bars, ces valeurs dénotent les bonnes caractéristiques mécaniques des grés lorsque ils sont sains.

Dans le but d'une mise en œuvre adéquate de ces matériaux destinés à la réalisation de la digue du barrage, les recommandations suivantes sont a respectées :

- Réalisé un plan de contrôle de qualité continu des matériaux de constructions mis en œuvre en respectant les fuseaux de spécifications de chaque matériaux (voir fig.35 et 36)
- Avant tout début des travaux, des planches d'essai sont nécessaires pour le choix des modalités de compactage à appliquer pour les matériaux et les modalités de mise en œuvre envisagées (épaisseur de couche à respecter, vitesse de travail des engins de compactages....etc) [16].
- En fonction de la nature des matériaux à mettre en œuvre et des conditions de teneur en eau prévisibles, il est recommandé de bien apprécier les possibilités de différents types d'engin et d'orienter le choix du matériel de compactage (rouleaux à pneus, rouleaux vibrants, rouleaux à pieds dameurs) [16].

- Le contrôle de compactage doit se faire par mesure de densité avec référence à la densité maximale Proctor [16].
- Afin de pouvoir satisfaire au matériaux de construction destinés pour les drains, filtres et éventuellement pour la fabrication du béton, une station de concassage doit être implanté au niveau du site, et les matériaux d'alimentation de cette dernière (enrochement) pourra se faire par les blocs et cailloux des alluvions et éventuellement des roches extraites des ouvrages annexes.
- Les matériaux argileux destinés pour le noyau et le masque d'argile doit être exempts de toute présence de matière organique, de bloc et cailloux.

Tableau 38 : Récapitulatif des caractéristiques géotechniques des matériaux utiles [32]

Tableau 38

Types de dépôts	Nature du sol	Poids volumiques des grains solides	Poids volumiques du sol	Poids volumiques du sol sec	Limites d'Atterberg				Essai oedométrique			Essai de cisaillement				Essai Proctor		Essais triaxiaux						Coefficient de perméabilité		Résistance à la compression				
		γ_s	γ	γ_d	Limite de liquidité	Limite de plasticité	Indice de plasticité	Indice de consistance	Indice de compression	Indice de gonflement	Pression de préconsolidation	UU		CU		CU+U		Densité apparente sèche	Teneur en eau Opt	Angle de frottement	C _{uu}	Angle de frottement	C _{cu}	Angle de frottement	C _{cu}		Angle de frottement	C _{cu}	K	Rc
		g/cm ³	g/cm ³	g/cm ³	%	%	%	%	%	cm/s	Degré	Bars	Degré	Bars	Degré	Bars	Degré													
-	-	-	-	-	41.6	21.5	20.0	1.13	0.153	0.037	3.20	9	0.450	14	0.670	1.78	15.5	2.5	10	16.33	0.575	1.77.10 ⁻⁴	-							
Matériaux utiles	Argile	2.56	-	-	41.1	20.9	20.2	1.23	0.155	0.030	4.00	11.5	0.475	16.5	0.700	1.79	14.9	1.08	12	17.50	0.465	1.96.10 ⁻⁴	-							
	Alluvions grossières	2.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.95	-	-	-	-	-	-	-							
	Enrochement (grès)	2.60	2.39	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.90	-	-	-	-	-	> 10 ⁻²	> 360							

CHAPITRE VII

*Etude des conditions géologiques et
géotechniques des ouvrages*

CHAPITRE VII

ETUDE DES CONDITIONS GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DES OUVRAGES

VII.1. La Digue

VII.1.1. Choix du type de barrage

Le choix du type de barrage dépend de plusieurs paramètres [12]:

- La topographie : la largeur de la vallée
- La géologie du site, l'hétérogénéité des formations, la structure géologique et la nature lithologique.
- Les caractéristiques géotechniques du substratum (capacité portante, résistance au cisaillement et à la compression).
- L'hydrogéologie et la perméabilité des terrains.
- La nature, le volume et la qualité des matériaux utiles disponible.
- Séismicité de la région.

VII.1.1.1. Barrage en béton

L'application de ce type de barrage pour le cas de Kissir, nécessite une excavation totale des alluvions (33,80 m) d'épaisseur (SR-1), des colluvions et de la roche altérée (10 à 15 m) pour les appuis.

Nous remarquons aussi que la largeur de la vallée de l'oued Kissir au niveau de la digue n'est pas adaptable pour un barrage en béton. Le remplissage de toutes ces excavations en béton rend cette variante plus onéreuse.

VII.1.1.2. Barrage en terre

Les barrages en terre présente les avantages suivants [14] :

- De s'adapter à des vallées larges et à sol meuble.
- D'utiliser des matériaux locaux sous des volumes énormes, mais à faible coût unitaire, ce qui rend souvent économique ce type de solution.

Cette variante est retenue pour le barrage de Kissir, on propose : **un Barrage avec recharge en alluvions et à noyau argileux avec un rip-rap en enrochement.**

VII.1.2. Conditions de Filtres et drains

En pratique, les conditions de filtre ne sont pas faciles à respecter entre ces deux matériaux (argile du noyau et les alluvions de la recharge) et l'on interpose, le plus souvent un matériau de granulométrie intermédiaire, appelé filtre [23].

Les conditions explicitées ci-après doivent être vérifiées aux deux interfaces : entre matériau fin du remblai et filtre puis entre filtre et drain.

Lorsque un matériau fin à granulométrie continue est en contact dans un ouvrage hydraulique avec un matériau uniforme (drain ou filtre), leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes [23]:

- Condition de non entraînement des fines : $D_{15} < 5 \cdot d_{85}$
- Condition de perméabilité : $D_{15} > 0.1 \text{ mm}$
- Coefficient d'uniformité des filtres et des drains compris entre 2 et 8
 $2 < d_{60}/d_{10} < 8$

On impose aussi le plus souvent une condition de propreté pour le matériau constitutif d'un drain, condition qui s'écrit : $D_{05} > 0.08 \text{ mm}$

La condition de filtre au contact entre deux matériaux très uniformes [23] :
 $D_{60}/D_{10} < 3$ et $d_{60}/d_{10} < 3$, Ce qui est le cas entre le filtre et le drain : $5 \cdot d_{50} < D_{50} < 10 \cdot d_{50}$

Pour le cas de la digue du barrage de Kissir, on prévoit des filtres des deux côtés du noyau et un drain du côté aval (voir fig.34). La détermination de la granulométrie des filtres et drains est effectuée sur la base des critères adoptés par U.S. Soil Conservation Service et U.S Bureau of Réclamation en 1986-1987. D'après ces critères, l'argile pour la construction du noyau du barrage de Kissir est classifiée en tant qu'un sol de Catégorie 2 [23] et les courbes granulométriques des matériaux pour la recharge, le noyau, les filtres et drains doivent être conforme aux fuseaux de spécification et s'insérée en totalité (voir fig.35 et 36). Ces derniers satisfaits largement les critères cités plus haut.

Dans le but de capter et d'évacuer en toute sécurité les eaux infiltrées par le noyau et par l'assise, un drain est prévu du côté aval du noyau. Ce dernier se prolongera dans la vallée de l'oued sous forme d'un tapis drainant.

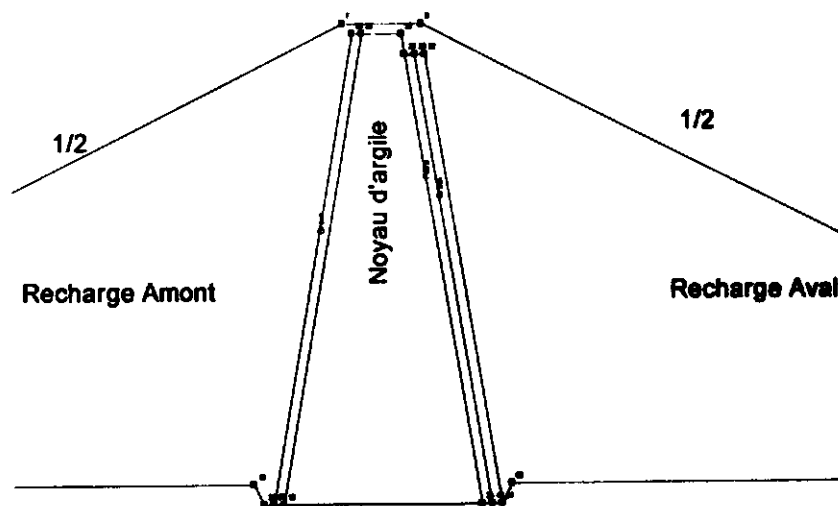


Fig. 34 : Représentation des filtres et drains pour la digue du barrage de Kissir

Fig. 35: Fuseaux de spécification granulométrique des recharges, noyau et masque d'argile [32]

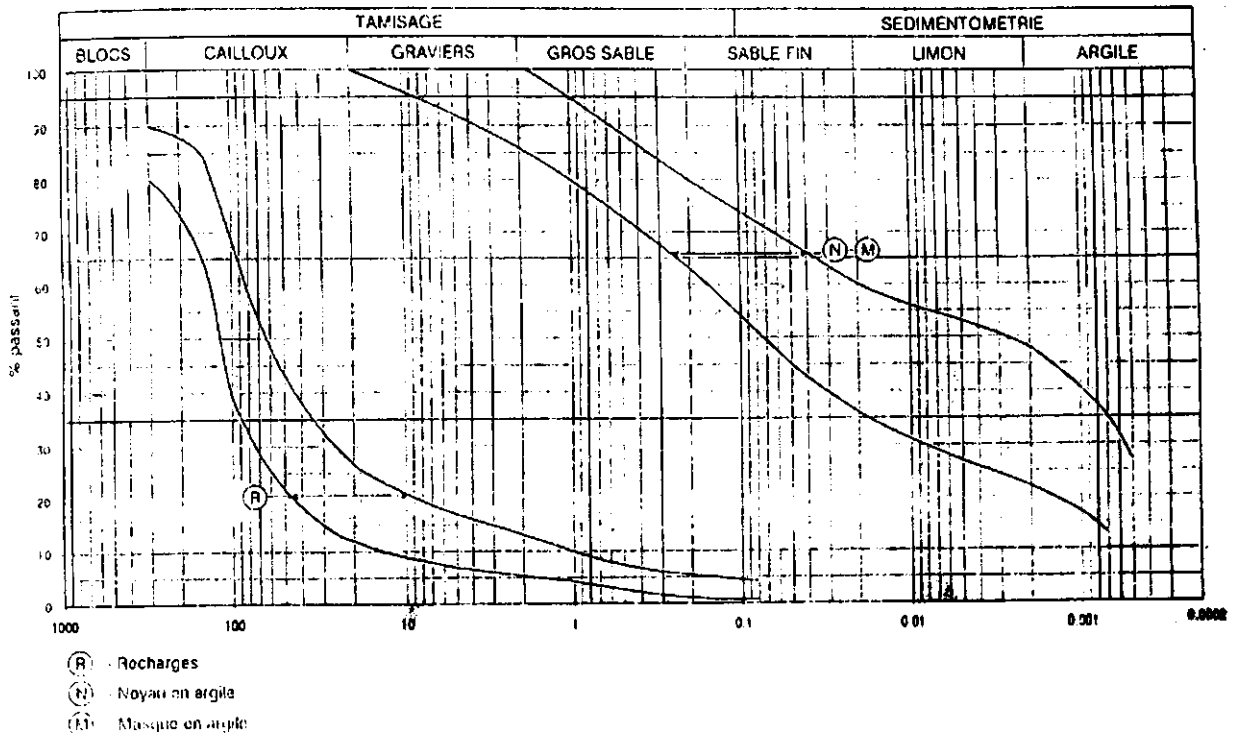
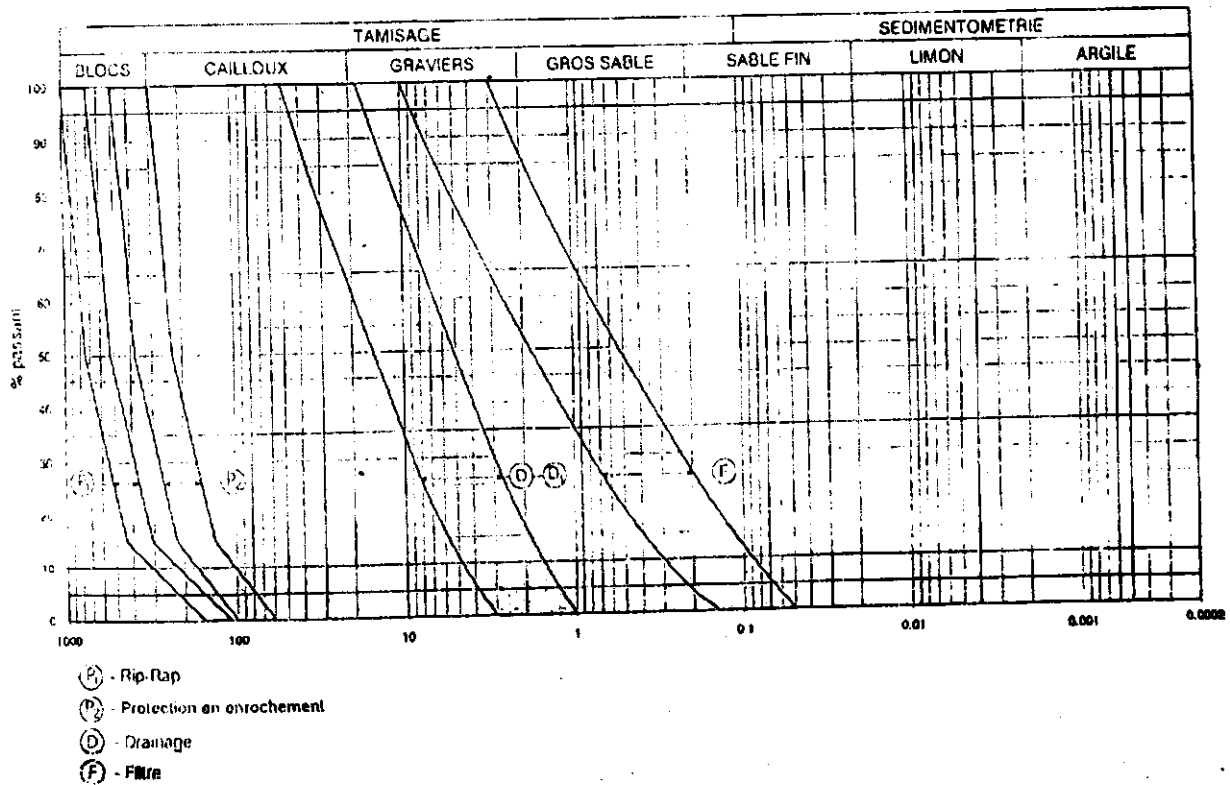


Fig.36: Fuseaux de spécification granulométrique du filtre, drain, enrochement de protection et Rip Rap [32]



Les avantages du choix de la variante d'une digue en terre pour le barrage de Kissir résident dans le fait que le corps de la digue sera constituée par :

- Des recharges en alluvions extraites du lit de l'oued, le volume nécessaire est de $1.150.000 \text{ m}^3$ et celui disponible est estimé à $1.411.000 \text{ m}^3$.
- Un noyau imperméable qui sera constituée par les argiles obtenues des excavations prévues au niveau des zones d'emprunts (zone I, II). Le volume nécessaire est de 215.000 m^3 et celui disponible est de 501.500 m^3 .

Entre le noyau et les recharges, il faudra intercaler des matériaux de granulométrie sélectionnée (intermédiaire) qui joueront le rôle de filtre et de drain.

Les talus amont et aval seront protégés contre l'érosion (vagues, pluies) par une couche de rip-rap, cette couche sera constituée par des enrochements extraits des grès numidiens.

VII.2. Dérivation provisoire des eaux de chantier

La dérivation provisoire des eaux de chantier est un des problèmes principaux, en ce qui concerne l'organisation et l'exécution des travaux de réalisation du barrage [12].

La dérivation provisoire des eaux de chantier nécessite les ouvrages suivants :

- Tunnel de dérivation provisoire.
- Batardeau amont

VII.2.1. Tunnel de dérivation

Pour le tunnel de dérivation provisoire, est prévue une galerie qui sera exploitée ultérieurement en tour de prise et vidange du fond. Il est possible d'implanter ce tunnel au pied du talus soit de la rive gauche soit de la rive droite ou son axe sera perpendiculaire à la direction des couches.

Le creusement de ce tunnel au niveau de la rive gauche est plus commode qu'au niveau de la rive droite, car la pente est forte en rive gauche (50°) et l'épaisseur des matériaux au-dessus du tunnel sera grande, ce qui évite les effondrements.

Sur le plan géologique, la plus grande partie du tunnel sera creusée dans une alternance de grés et d'argile. Cette alternance constitue le flanc sud et le cœur de l'anticlinal au niveau du site du barrage de Kissir. La dernière partie du tunnel (sortie) sera réalisée dans l'assise gréseuse du flysch numidien.

Les caractéristiques géotechniques des formations traversées sont assez acceptables à savoir :

- Alternance grés argile ($\gamma_s = 2.58 \text{ g/cm}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $E_0 = 10\ 000$ bars et $P_1 = 28$ bars)
- Grés quartzeux ($\gamma_s = 2.71 \text{ g/cm}^3$, $\varphi = 26^\circ$, $E_0 = 25\ 000$ bars et $P_1 = 31$ bars)

Le tunnel de dérivation sera en section rectangulaire et à une voûte circulaire de dimension $H = 4.5 \text{ m}$, avec une longueur de 300 m et une pente longitudinale de 2% .

Remarque

La construction du tunnel est plus faisable en rive gauche, néanmoins des facteurs de circonstance liés aux conditions de réalisation étant à prendre en considération :

- Dans les endroits de failles et du contact grés argile, ainsi que dans les zones plissées, des éboulements de masse rocheuse de la voûte du tunnel peuvent être amorcés.
- Dans la zone des argiles des éboulements peuvent avoir lieu à la voûte du tunnel à cause de l'altération et éventuellement de degré de saturation de ces argiles surtout pendant la période humide.
- Vu l'intense fracturation qui affecte les grés, des venues d'eau peuvent anticipés à travers ces fractures.

Afin de contrer ces éventuelles risques on recommande de :

- Réalisé des soutènements du tunnel au moyens de cintres métalliques espacés de 0.35 à 0.50 m surtout dans les sections classé à risque (zones d'argile) [12], ces espacements seront vu à la hausse (2 à 2.5 m) pour les partie à moyen risque (zones d'alternance grés argile), et dans les section avérée stable (grés massif dur) la stabilité de la voûte sera assuré par le grés lui-même.
- La calotte du tunnel doit être conçue avec un blindage de protection en acier [12], l'étendu de ce blindage de protection pourrait varier lors de la construction du tunnel suivant les conditions géologiques et géotechniques des formations mises en évidences.
- La mise en place des cintres métalliques et du blindage de protection sera effectuée après chaque attaque [12].
- Le blindage de protection des murs du tunnel jusqu'au fond sera réalisé de treillis d'acier d'armature de \varnothing 10 mm et une maille de 10x10 cm [12].
- Le revêtement du tunnel sur tout son pourtour sera réalisé en béton d'une épaisseur de 0.35 m [12].

VII.2.2. Le Batardeau

Le choix d'un encastrement du corps du batardeau amont dans le corps de la digue a été adopté pour de raisons économiques. Le type adopté est un batardeau amont en alluvion avec un masque en argile.

Le batardeau amont sera fondé sur les dépôts alluvionnaires de la terrasse de l'oued Kissir.

VII.3. Evacuateur de crue

Pour un barrage en terre, l'évacuateur de crue doit être complètement séparé de la digue [12], il sera de type déversoir latéral en tranchée et de l'amont vers l'aval comprend les parties suivantes :

Déversoir, tranchée, coursier, saut de ski et canal d'évacuation.

D'après les conditions géologiques et géotechniques, l'axe probable de l'évacuateur de crue en rive droite présente les caractéristiques suivantes :

Avantages :

- La pente du talus est faible (15° à 20°).
- Facilité des travaux d'excavation.
- Les fondations seront ancrées dans les grés massifs.

Inconvénients

- Longue distance entre l'amont et l'aval qui augmente la longueur de l'ouvrage.
- Déversera les eaux loin de l'oued, dont il faudra trouver une solution pour les véhiculer jusqu'à l'oued.

Le déversoir sera entièrement entaillé dans le massif rocheux constitué d'une alternance d'argiles et de grés. La plus grande partie de l'évacuateur de crue, en aval du déversoir sera entaillé dans les grés massifs du numidien.

Tenant compte de la consistance de l'assise gréseuse du flysch numidien et de sa structure géologique, et afin d'assurer le fond de fouille contre le phénomène d'érosion et d'améliorer le contact ouvrage fondation, on doit prévoir l'épandage d'un béton maigre de protection, surtout dans les zones des affleurements des argiles.

VII.4. Fondation du barrage

Dans la vallée les conditions de la fondation sont très compliquées. Elles dépendent de trois facteurs essentiels pouvant éventuellement engendrer le phénomène de liquéfaction :

- Une épaisseur considérable d'alluvions avec la présence des sols sableux, fins, lâches, saturés et moyennement compactes
- Présence d'une nappe superficielle
- Région a sismicité élevée

Les zones de la rive gauche et droite, sont constituées par des dépôts colluvionnaires de faible portance et de forte perméabilité ainsi qu'une alternance de grés et d'argile très altérés en surface.

Donc, afin d'assurer la stabilité de la fondation au niveau des appuis (rive droite et rive gauche) et la zone centrale de la digue, on doit :

- Vérifier le potentiel de liquéfaction des sols sableux sous la digue, et éventuellement prévoir une méthode d'amélioration par traitement des dépôts alluvionnaires appropriée.
- Excaver totalement les sols colluvionnaires sur les deux rives ainsi que les premiers mètres (1 à 5 m) au dessous de la surface du terrain (zone altérée constituée de fragments de grés emballés dans une matrice argileuse).
- Prévoir un voile d'étanchéité (forages et injections) au niveau des deux rives ainsi qu'une paroi moulée afin de minimiser au maximum les infiltrations.

VII.4.1. Liquéfaction des sables

VII.4.1.1. Introduction

Les secousses telluriques peuvent provoquer la liquéfaction des sols sableux, fins, lâches et saturés. Lorsque la nappe est peu profonde (10 à 15 m) la liquéfaction s'exprime en surface par des remontées de sable en petits cratères et coulées spectaculaires [12].

Les sites liquéfiables sont souvent inondés par la remontée de la nappe. Les déformations du sol et du sous-sol qui en résultent sont variées [12]:

- Rupture de barrage et ouvrages de soutènements.
- Formation des vides en profondeur et donc tassements importants des matériaux qui se trouvent au dessus.
- Basculement d'immeubles.
- Soulèvement par flottation de structures en terre.

La part des dommages liés au seul phénomène de liquéfaction peut donc être considérable.

Pour cela, il est bon de faire un aperçu sur le phénomène de liquéfaction et les techniques d'amélioration des sols adoptées dans le cas de construction d'un barrage sur une formation liquéfiable.

VII.4.1.2. Définition

On dénomme liquéfaction, un processus de transformation d'une substance solide ou gazeuse en liquide.

Dans certains sols sableux saturés, l'augmentation de la pression interstitielle sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformations dont l'amplitude peut être illimitée (compacité initiale lâche) ou limitée (compacité initiale dense) [RPA version 2003].

La liquéfaction est donc liée à la fonction des trois paramètres suivants [26] :

- Présence d'un matériau pulvérulent
- Présence d'une nappe
- Existence d'une sollicitation (séisme dans le cas qui nous préoccupe).

Bien entendu, la simple réunion de ces trois paramètres ne conduit pas nécessairement à la liquéfaction.

L'observation d'un site ayant subi une liquéfaction révèle la présence de cratères de sable à sa surface. Le site est généralement inondé par suite de l'écoulement ascendant, consécutif à la liquéfaction, provoquant une remontée de la nappe phréatique. Au niveau des ouvrages, la liquéfaction peut provoquer le basculement ou la flottaison d'immeubles, la rupture de barrages, la rupture de culées de pontsetc [15].

VII.4.1.3. Aspect fondamental de la liquéfaction

Un échantillon de sable aussi dense soit-il, soumis à un cycle de chargement alterné, tend à diminuer de volume.

Si cet échantillon est saturé et si son volume est maintenu constant (échantillon saturé en condition non drainée), cette tendance à la diminution de volume sera compensée par une augmentation de la pression interstitielle U [11].

Il en résulte, d'après l'équation fondamentale de TERZAGUI, une diminution de la contrainte effective et donc de la résistance au cisaillement qui est proportionnelle à cette contrainte effective [11].

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta U$$

Soit avec : $\Delta\sigma = - \Delta U$

VII.4.1.4. Vérification de la liquéfaction pour le cas du site de Kissir

Au niveau du site du barrage de Kissir existent deux facteurs essentiels caractérisant la fondation alluviale de la digue :

- Une épaisseur considérable des dépôts alluvionnaires avec la présence de matériaux fins sableux (sable fin à moyen, peu argileux avec la présence de graviers et sables fins argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux).
- Présence d'une nappe superficielle.

Ces deux facteurs, combinés avec la sismicité élevée de la région, sous certaines conditions peuvent favoriser le phénomène de liquéfaction des sables.

Il existe quelques critères globaux qui donnent la possibilité d'évaluer la prédisposition des sols sableux à la liquéfaction lors de contraintes sismiques.

D'après les « Règles Parasismiques Algériennes » (RPA 99/ version 2003), Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant :

- Une granulométrie relativement uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_U inférieur à 15 ($C_U = D_{60}/D_{10} < 15$).
- Un diamètre à 50 % (D_{50}) entre 0.05 mm et 1.5 mm.
- La courbe granulométrique du sol se situe dans la zone potentielle de liquéfaction (zone « Tsuchida 1970 »)
- $D_{10} < 0,2$ mm
- Densité relative $D_r \leq 0,5$
- Angle de frottement $\varphi < 20^\circ$

En faisant une comparaison basée sur les critères, on constate que les sables fins à moyens peu argileux avec présence de graviers présentent les caractéristiques suivantes :

- La plus grande partie du fuseau granulométrique se trouve dans la zone de liquéfaction potentielle (fig. 38), mais celui-ci ne se trouve pas entièrement dans la zone critique. Les particules d'argile fine, inférieures à 0,01, restent hors de cette zone.
- $D_{10} = 0.002$ mm < 0.2 mm
- $C_u = d_{60}/d_{10} = 0,7/0,002 = 350 > 15$
- Densité relative $D_r = 0.4 \div 0.6 \leq 0.5$
- Angle de frottement $\varphi = 23^\circ > 20^\circ$

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que les sables fins à moyens peu argileux avec la présence de graviers présente un potentielle de liquéfaction lors des sollicitations dynamiques.

La vérification de liquéfaction des sables selon l'accélération du sol et le nombre de coups obtenus par SPT peut être effectuée d'après les graphiques de Tsuchida.

Pour : $a = 0,20g = 200 \text{ cm/s}^2 = 200 \text{ gal}$

$a = 0,35g = 350 \text{ cm/s}^2 = 350 \text{ gal}$

A partir de la fig.37, on obtient les valeurs critiques de N pour une liquéfaction des sables, à savoir $N_{crit} = 12$ à 18 coups selon SPT.

La comparaison avec les valeurs de N obtenues in situ démontre qu'il existe deux zones seulement, à des profondeurs moyennes de 12 à 18 m (SK9) et de 8 à 10.45 m (SK12), pour lesquelles on obtient des valeurs de N selon SPT, compris entre 12 et 18 coups.

La deuxième variété lithologique, soit les sables argileux, ils ne peuvent pas se liquéfier en cas de séisme puisque c'est un matériau cohérent hétérogène, qui se trouve à une profondeur moyenne de 9 mètres. leur capacité portante reste quand même critique dans les conditions d'un état non-drainé et non-consolidé, l'angle de frottement étant $\phi_{UU} = 13^\circ$ et la cohésion étant $C_{UU} = 0,13 \text{ kg/cm}^2$.

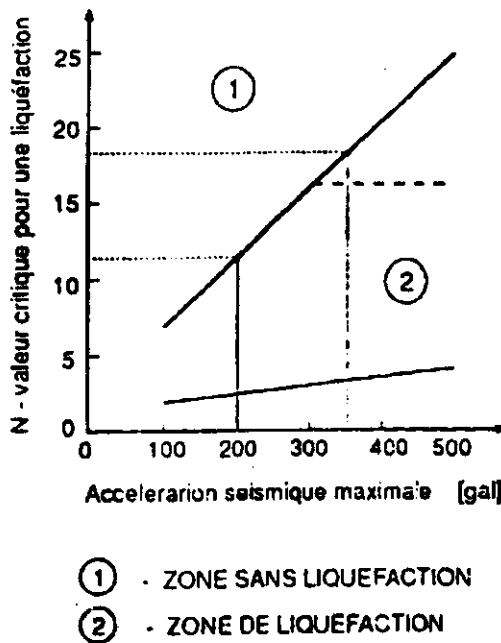
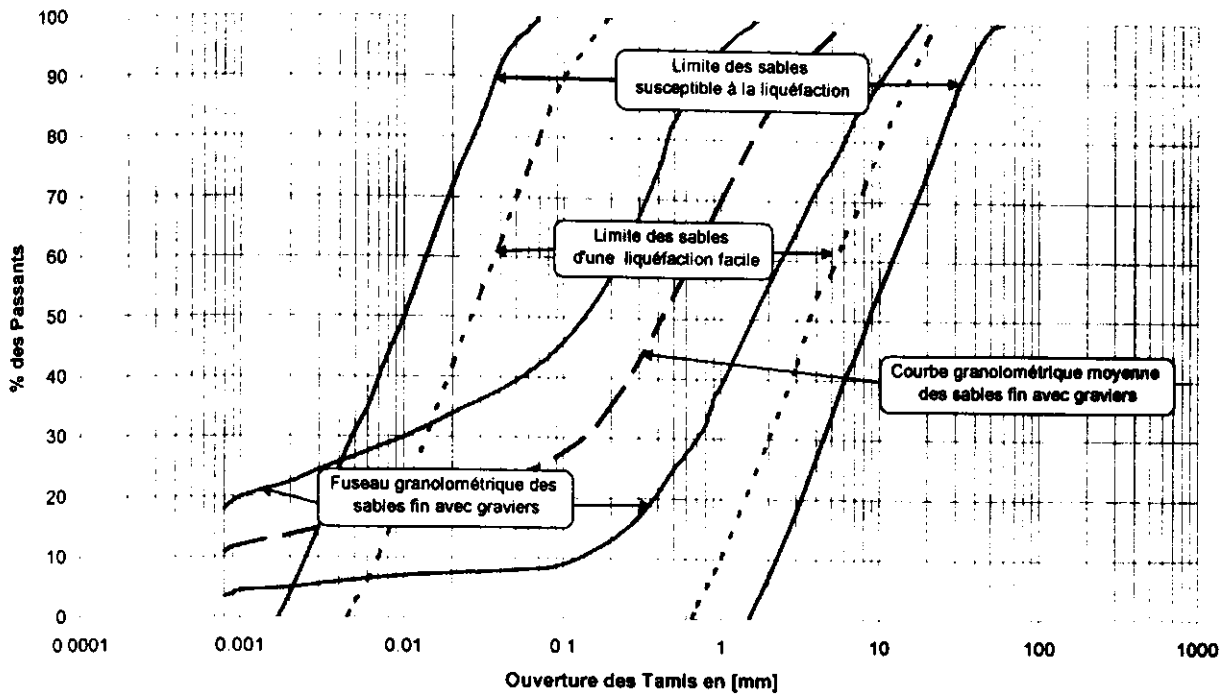


Fig. 37 : N-Valeur critiques engendrant une liquéfaction, en fonction de l'accélération sismique maximale

**Granulométrie des Alluvions
(fondation de la digue)
"Sable fin avec graviers"**

Fig. 38



VII.4.1.5. Conclusion

L'analyse des résultats des essais géotechniques in situ et au laboratoire, ainsi que l'évaluation des risques sismiques confirment le risque éventuel de liquéfaction des matériaux alluvionnaires de faible portance au-dessous du corps de la digue.

Cela impose l'application de méthodes de génie pour le compactage de la fondation et l'amélioration du sol support.

VII.4.2. Techniques d'amélioration des sols :

VII.4.2.1. Introduction :

Les techniques modernes pour l'amélioration des sols sont largement utilisées à travers le monde afin de prévenir des risques sismiques ou pour consolider des terrains à la structure hétérogène, inconstructibles en état. Dans ce but différentes techniques ont été développée et sans cesse améliorées depuis deux décennies, à savoir [22]:

- Compactage dynamique et puits ballastés
- Colonnes ballastées
- Drains verticaux
- Inclusions rigides
- Injection solide
- Congélation
- Vibroflottation

Les caractéristiques géotechniques des matériaux sableux dans la fondation de la digue et leurs granulométries conditionnent la mise en œuvre de *colonnes ballastées* comme moyen de consolidation de la fondation le plus approprié.

VII.4.2.2. Les Colonnes Ballastées

VII.4.2.2.1. Principe et objectifs

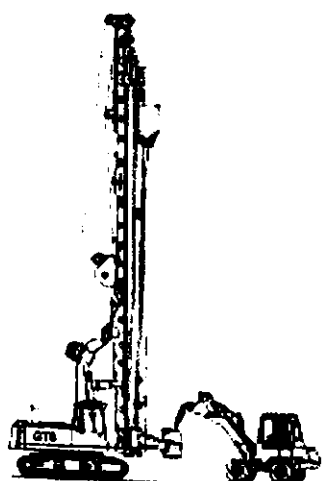
D'une manière générale, l'amélioration du sol par colonnes ballastées consiste dans un sol naturel ou remblayé, de caractéristiques pressiométriques faibles ou médiocres à mettre en œuvre un réseau ou « maillage » de colonnes constituées de matériaux graveleux (ballast), amenant une densification des couches compressibles et en les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations ou dallages [22].

Le traitement permet :

- L'amélioration de la capacité portante de la fondation de la digue,
- L'augmentation des caractéristiques mécaniques équivalentes du sol renforcé (E_0 , c , φ , τ).
- La diminution des déformations horizontales et verticales de la fondation de la digue.
- L'accélération de la consolidation des sables argileux dans la couche moyenne principale, grâce à l'effet drainant vertical des colonnes ballastées.
- L'élimination du phénomène de liquéfaction des sables fins en cas de sollicitations sismiques,

VII.4.2.2.2. Processus de réalisation des colonnes ballastées

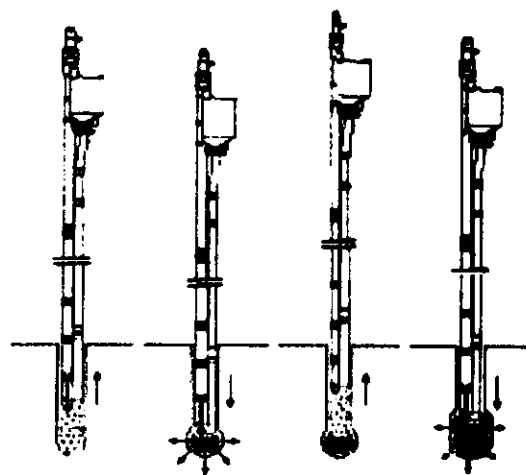
L'outil utilisé pour mettre en œuvre les colonnes ballastées est un système de vibro-fonçage monté sur une pelle (voir Fig. 39). Les colonnes ainsi obtenues peuvent atteindre une longueur de 25 mètres et un diamètre de 80 cm à 200 cm.



1. La pelle est positionnée au droit du point d'implantation de la colonne



2. Le vibreur est foncé dans le sol jusqu'à la profondeur requise par vibration et injection d'air comprimé



3. L'outil est remonté de 50 cm pour permettre l'écoulement du granulat dans le tube accolé au vibreur. L'outil est ensuite redescendu pour compacter le granulat. Cette opération est répétée jusqu'en surface.

Fig. 39 : Matériels et processus de réalisation des colonnes ballastées
D'après KELLER « fondation spéciales »



Photo 30 : La profondeur atteinte le rétrochargeur alimente le trou en matériaux d'apport (Ballast), site de Kissir

Photo 31 : Vibreur de type 23 Degen de KELLER

Photo 30 et 31 : Matériels mis en œuvre au niveau du site de Kissir pour la réalisation des colonnes ballastées

VII.4.2.3. Application au site du barrage de Kissir

VII.4.2.3.1. Choix du maillage des colonnes

Le dimensionnement du réseau de colonnes dans le sol est réalisé en fonction des charges qui seront appliquées par le projet et des tassements admissibles.

Les colonnes sont à réaliser en échiquier, leurs centres étant situés aux sommets des triangles équilatéraux. La profondeur moyenne des colonnes est de 20 m environ [22].

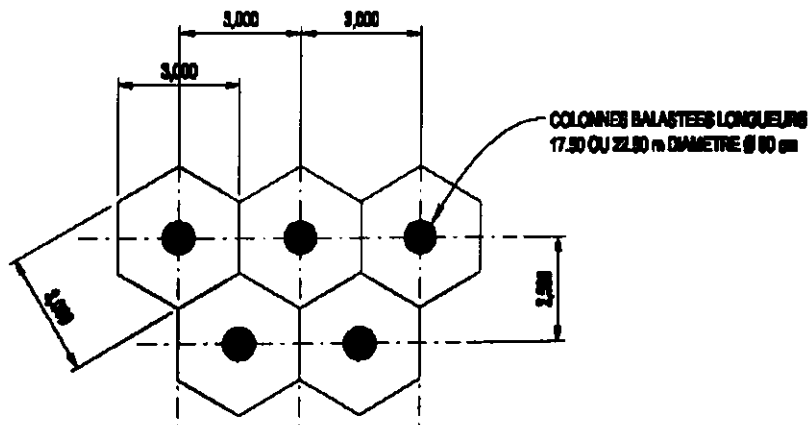


Fig. 40 : Caractéristiques du maillage des colonnes ballastées
Au niveau du site de Kissir

La consolidation de la fondation de la digue est prévue sur une surface de plus de 2 hectares. Cette surface est divisée en deux zones :

- Zone I : elle est située proche de la rive gauche (voir plan d'implantation fig.41), ou les longueurs des colonnes sont prévus à 17.5 m, qui représente la profondeur de refus des sondages de reconnaissance. La distance entre les centres des colonnes est de 3,00 m et la distance entre les lignes égale à 2,598 m.
- Zone II : elle occupe la limite de la première zone et s'étant vers la rive droite, cette zone est plus grande que la première avec des longueurs des colonnes de 22.5 m. La distance entre les centres des colonnes est égale à 3,00 m et la distance entre les lignes est de 2,598 m.

Les forages pour les colonnes sont réalisés par le procédé de vibroflottation. Pour le remplissage des forages seront utilisés les matériaux exploités dans la zone d'alluvions.

Ce sont ces mêmes matériaux qui seront mis en œuvre pour la construction des recharges de la digue et dont les qualités ont été estimées parfaites.

VII.4.2.3.2. Plan de contrôle et programme d'essais :

Un plan de contrôle ainsi qu'une description des essais prévus doivent être envisagés dans le cadre du contrôle de la bonne exécution des colonnes ballastées mises en œuvre sur le chantier du site de Kissir.

Ce plan de contrôle se fera conformément au cadre contractuel, et dans le respect de la norme relative à l'exécution des colonnes ballastées à savoir le Document technique Unifiés (DTU 13.2 chapitre 8).

Le DTU 13.2 prévoit qu'en tout point de l'axe des colonnes testées, à partir de 1 m de profondeur, on doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Au pénétromètre dynamique, la résistance dynamique (R_d) sera au moins égale à 15 Mpa.
- Au pénétromètre statique, la résistance de pointe (q_c) sera au moins égale à 10 Mpa.
- Au pressiomètre, la pression limite (P_l) devra au moins être égale à 1.5 Mpa.
- Au Standard Penetration Test (SPT), le nombre de coups (N) sera au moins égal à 30.

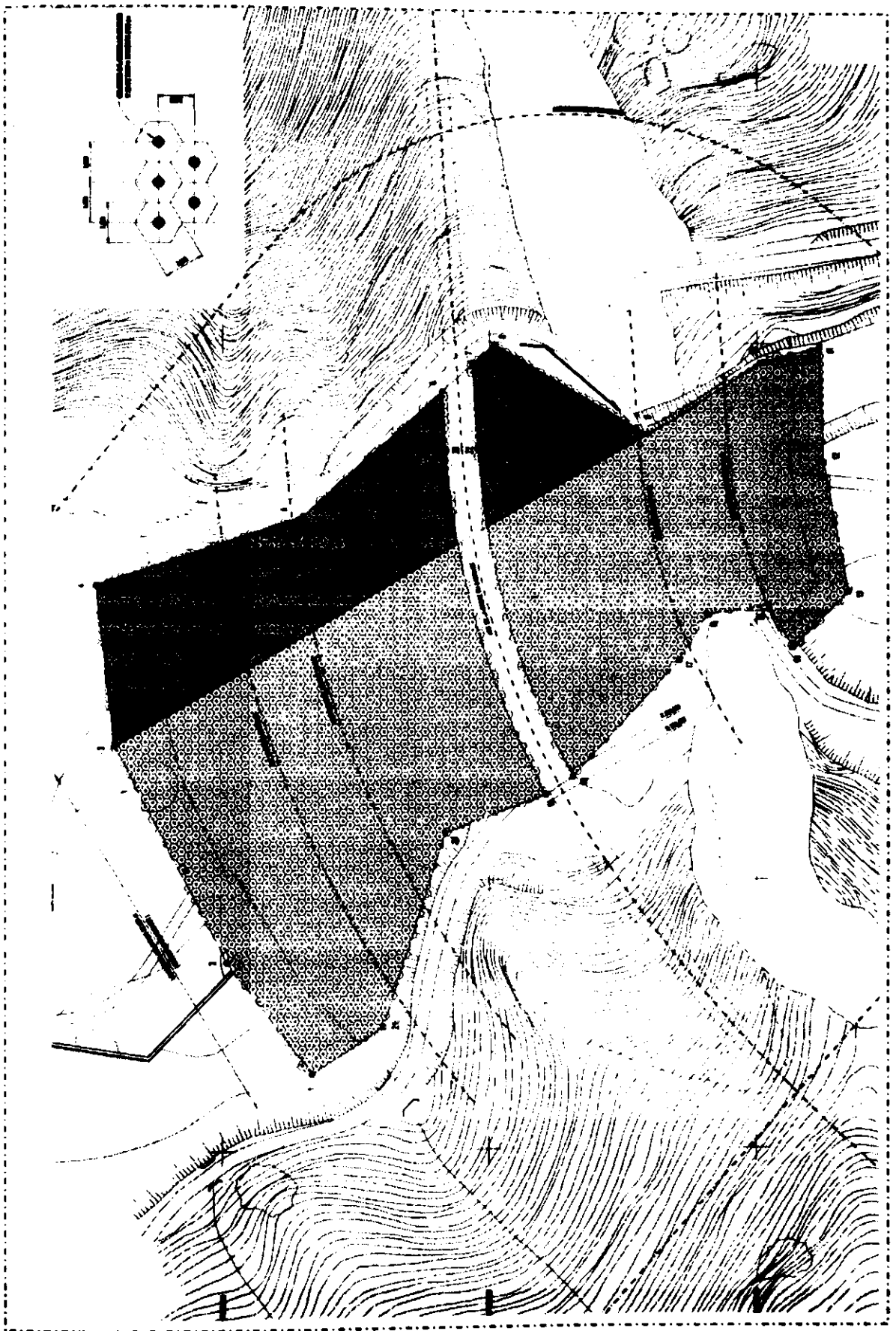
Il définit par ailleurs un quantitatif d'essais à réaliser suivant la règle de un (01) sondage pour 50 colonnes.

VII.4.2.3.3. Essais de contrôle de la compacité des colonnes ballastées

Les essais seront réalisés au pénétromètre dynamique. Le but de cet essai sera de vérifier que la résistance de pointe moyenne au sein de la colonne ballastée est ≥ 15 Mpa à partir de 1 mètre de profondeur [22].

Les profondeurs de ces sondages pourront varier en fonction des contraintes inhérentes à la réalisation de ce type d'essai dans un matériau de si grande classe granulométrique (refus, déviation du train de tiges, etc...).

Fig. 41 : Plan d'implantation des Colonnes Ballastées
Site du barrage de Kissir
Réalisé par « ISL »



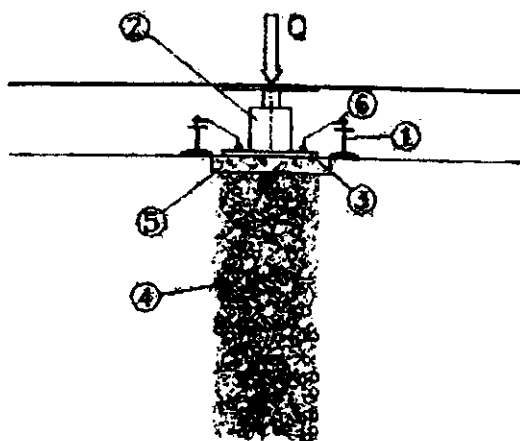
VII.4.2.3.4. Essai de chargement

Le but de cet essai est de vérifier le comportement d'une colonne ballastée sous l'application d'une charge donnée.

La charge est appliquée par un vérin hydraulique ayant une capacité maximale de 1000 kN, sur une plaque circulaire d'un diamètre d'environ 80 cm. En sollicitant le poids propre d'un massif de réaction suffisamment lourd (une grue, par exemple).

La plaque circulaire sera centrée sur la tête de la colonne ballastée qui sera décapée au préalable [22].

Chaque palier de chargement est contrôlé au moyen d'un manomètre à pression d'huile. A l'aide d'une pompe hydraulique reliée directement au manomètre, on assure une charge constante pour chaque palier [22].



Avec :

- ① : Poutrelles de référence
- ② : Vérin hydraulique à poussée constante
- ③ : Plaque d'appui circulaire
- ④ : Colonne ballastée d'essai
- ⑤ : Matelas de répartition
- ⑥ : Comparateurs

Fig. 42 : Principe d'essai de chargement à la plaque (d'après le Document technique Unifié DTU 13.2)

Les tassements sont mesurés par quatre comparateurs de précision (au 100^{ème} de millimètre), sur des poutres de référence indépendantes (voir fig. 42).

Conformément aux prescriptions du DTU 13.2, cet essai mesure les tassements jusqu'à 1,5 fois la charge de service, notée Q_s .

Afin de vérifier le bon fonctionnement élastoplastique de la colonne ballastée, il sera retenu la charge usuelle centrée, soit $Q_s = 25 T$.

Si le DTU ne prévoit qu'un essai de ce type par ouvrage, nous proposons d'en réaliser trois, dont un pourra être réalisé au début du chantier, en guise de planche d'essai.

VII.4.3. Forages et Injection

VII.4.3.1. Conditions générales

Les conditions géologiques et hydrogéologiques exposées dans la partie reconnaissance géologique (chapitre II), montrent la nécessité de réalisation d'un voile d'étanchéité.

Ayant en vue ces conditions et les exigences conformes à la projection d'un barrage en remblai, les travaux d'injection et d'étanchéité suivants sont indispensables d'être effectués dans le cadre de la réalisation de ce barrage :

- Voile d'étanchéité sous la digue
- Paroi moulée

VII.4.3.2. Voile d'étanchéité sous la digue

Les exigences auxquelles le voile d'étanchéité est soumis sont les suivantes :

- Diminution du débit de filtration jusqu'à un minimum pratique conforme à la classe du barrage et à la sismicité élevée.
- Contrecarrer le risque de formation de courants de filtration concentrés.
- Garantie de la stabilité de la base, par rapport à la suffusion mécanique, moyennant la baisse des vitesses de filtration "dangereuses".

Les paramètres de base du voile d'étanchéité sont : longueur, profondeur et distance entre les forages et les rangs.

La longueur du voile d'étanchéité du barrage de Kissir est dictée par la longueur de la crête, c'est-à-dire une longueur de 350,50 m.

La profondeur du voile d'étanchéité est déterminée à partir de la condition que celui-ci rejoigne des roches d'une faible perméabilité et des exigences de projection de barrages en remblai.

En fonction des conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologique du site du barrage de kissir, on recommande la réalisation d'un voile d'étanchéité composé de deux (02) rangs qui présentent les caractéristiques suivantes (voir plan fig. 43) :

- Le voile d'étanchéité sera conçu en deux rangs sur les berges et dans une partie du lit de l'oued, tandis que dans la zone de la paroi moulée en un seul. Les rangs seront exécutés dans l'ordre suivant : premier rang puis deuxième rang.
- Les deux rangs doivent être réalisés verticalement, ce qui est dicté par le système de stratification et de fissuration de l'assise rocheuse.
- La profondeur des forages du premier et du 2^{ème} rang sera respectivement de 40 et 30 m et la distance entre les deux rang est de 2.0 m. Les forages du 2^{ème} rang doivent être disposés en échiquier par rapport à ceux du premier rang.
- Le voile d'étanchéité sur la rive gauche sera réalisé sur une longueur de 90 m tandis qu'au niveau de la rive droite sur 100 m, et au niveau de la paroi moulée sera réalisé sur 108.0 m.
- La distance entre les forages d'un même rang sera de 2.5 m, tandis qu'au-dessous de la paroi moulée dans la partie centrale elle sera de 2.0 m. cette distance dans notre cas est considérée optimale et suffisante, puisque les forages du premier rang sont disposés en échiquier. Cette distance ajoutée au rayon de propagation du coulis lors de l'injection détermine l'épaisseur du voile d'étanchéité.

- Des forages de base doivent être exécutés préalablement jusqu'à la profondeur du projet (45 m), les forages primaires et secondaires des deux rangs seront exécutés suivant le contour de ceux de base. Cette méthode est prévue d'être utilisée dans le but de créer des pressions en profondeur lors de l'injection ce qui a pour conséquence l'obtention d'un plus grand rayon de pénétration des coulis et une diminution du volume des travaux de forage et d'injection.
- Du fait de la forte fissuration des grès, les injections seront exécutés en intervalles d'une longueur de 5.0 m au moyen de la méthode « du haut en bas » ou descendante.
- Avant le début des travaux, il faudra réaliser des tronçons d'essai sur les deux rives avec mesure de la perméabilité.

VII.4.3.3. Voiles des berges

Dans le but d'éviter une filtration de contournement, les voiles des berges seront exécutés immédiatement à côté de la digue.

Le voile de la berge gauche est projeté en prolongation du premier rang du voile d'étanchéité, à savoir que celui-ci est d'un seul rang. La longueur de ce voile est de 37,0 m, et sa profondeur 40 m. La distance entre les forages est 2,50 m.

Le voile de la berge droite est conçu en un seul rang et représente une prolongation du voile d'injection d'au-dessous de la digue. La distance entre les forages d'un même rang reste toujours 2.50 m et la longueur du voile est de 42 m.

La profondeur des forages sera de 24 m suivant les conditions hydrogéologiques et l'éloignement des forages de la digue.

VII.4.3.4. Traitement de peau

Des injections pour un traitement de peau sont à exécuter dans la roche immédiatement sous le noyau de la digue. Ces injections ont pour but de créer une bonne consolidation de la roche de contact au-dessous du noyau en argile et d'élargir en même temps l'épaisseur du voile d'étanchéité dans le tronçon où le gradient de charge est le plus critique.

La distance retenue entre les forages d'un même rang et celle entre les rangs est de 3 m suivant l'épaisseur du noyau d'argile.

Les forages d'un même rang sont disposés en échiquier par rapport à ceux du rang voisin et la profondeur des forages des deux rangs est de 5 m (béton + roche).

On procède à l'exécution des injections de traitement de peau, après réalisation des excavations au-dessous du noyau d'argile et la mise en place d'une dalle en béton d'une épaisseur de 1,0 m.

VII.4.3.5. Paroi moulée

Selon les résultats de l'étude géologique et géotechnique obtenus, la réalisation d'une paroi moulée comme moyen d'imperméabilisation du remplissage alluvionnaire apparaît rentable que l'exécution d'un voile d'étanchéité.

Sa profondeur varie de 4,0 m à 31,0 m et son épaisseur est conçue de 0,80 m et elle sera remplie d'un coulis de ciment Auto-durcissable ou en béton plastique.

VII.4.3.5.1. Méthode d'exécution de la paroi :

La tranchée est excavée par panneaux (fig.44). Leur dimension est essentiellement déterminée par le volume de béton à mettre en œuvre en un seul coulage, qui est fonction de la cadence d'alimentation en béton et du temps de prise : on n'excède généralement pas 8 à 10 h par coulage, même avec un bon retardateur de prise, car se pose alors le problème de l'extraction des tubes-joints.

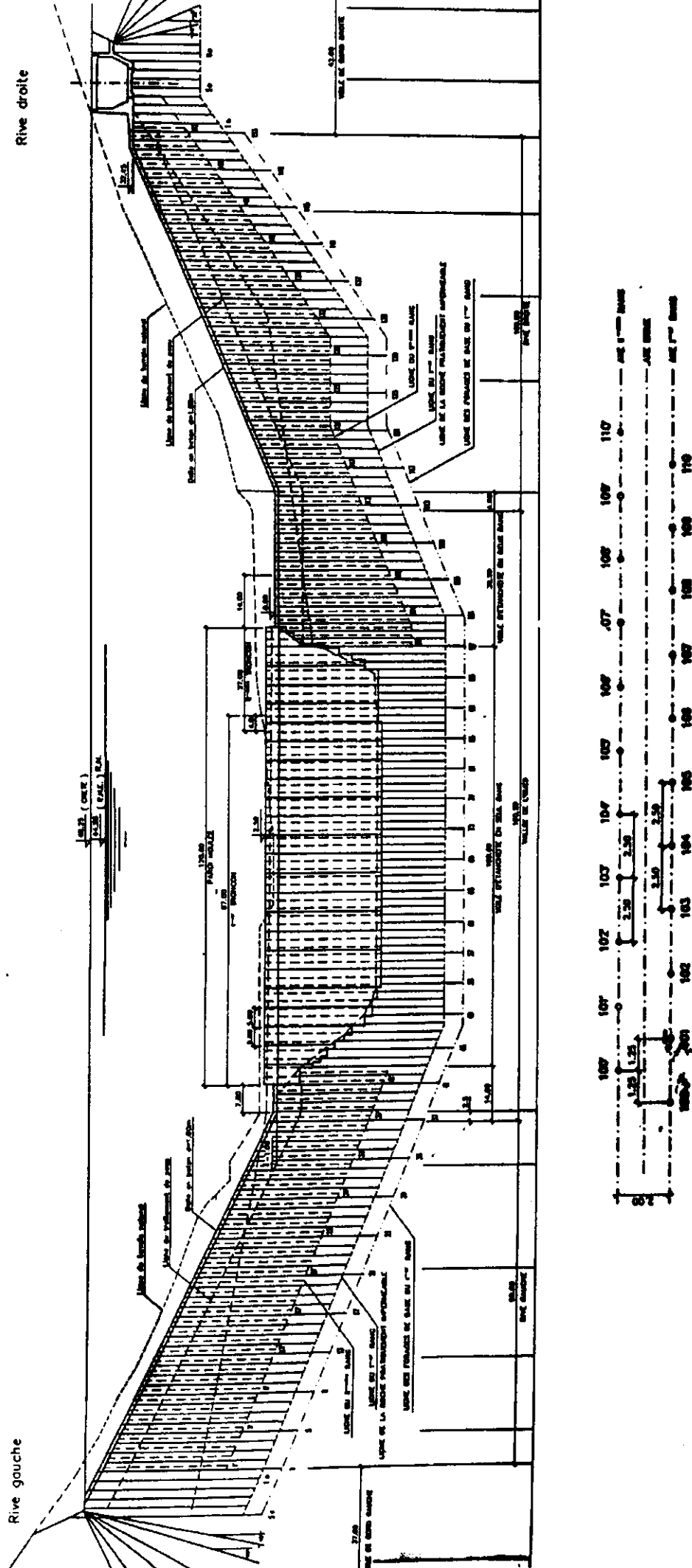
On opère généralement selon la technique dite « par panneaux alternés » (fig.45). La procédure de réalisation de la paroi moulée doit être exécuté en respectant les six (06) points suivants :

1. l'excavation d'une avant-tranchée de faible profondeur (0.5 m).
2. exécution des murets-guides, leurs rôles consiste à :
 - Alimentation de la tranchée par de la boue bentonitique
 - Guidage de l'engin d'excavation
 - Amélioration de la stabilité de la tête de la tranchée
3. extraction de la tranchée au moyen d'une benne et remplissage simultané par de la boue bentonitique.
4. mise en place (éventuellement) de tubes joints.
5. bétonnage du panneau au tube plongeur et refoulement simultané de la boue bentonitique.
6. arrachage des (éventuelle) tubes-joints après rigidification du béton, mais avant sa prise.

Fig. 43 : Plan du voile d'injection et parois moulées

Profil longitudinal

D'après « ENHYD »



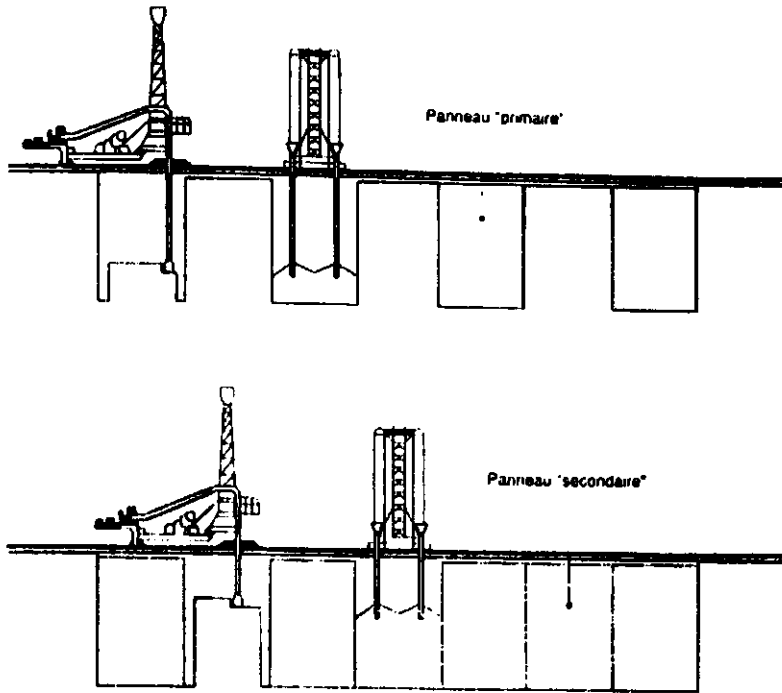


Fig. 44 : Principe d'exécution des panneaux [22]

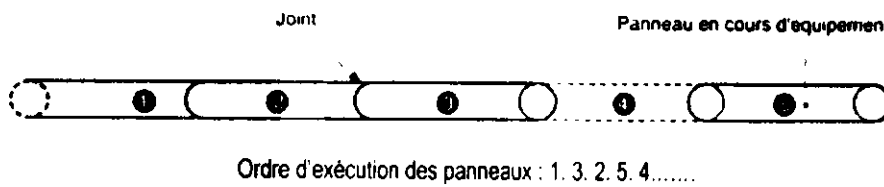


Fig. 45 : Exécution par panneaux primaires et secondaires [22]

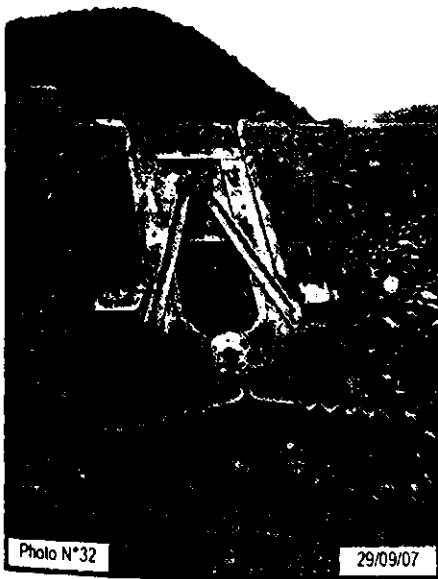


Photo N°32

29/09/07

Photo. 32 : Benne preneuse utilisée pour le projet de Kissir



Photo N°33

29/09/07

Photo. 33 : Photo illustrant les procédures de réalisation de la paroi moulée (projet barrage de Kissir)

VII.5. Conclusion

L'étude des conditions géologiques et géotechniques des ouvrages a permis de trancher sur le choix du type du barrage et l'emplacement des ouvrages annexes, ainsi que les techniques de traitement appropriées :

- La variante d'un barrage en terre est retenue pour le cas de l'oued de Kissir, vu qu'il s'adapte mieux aux conditions géologiques et géotechniques du site, ainsi que la disponibilité des matériaux de constructions en quantité et en qualité.
- Entre le noyau et les recharges, il faudra intercaler des matériaux de granulométrie sélectionnée (intermédiaire) qui joueront le rôle de filtre et de drain. Les talus amont et aval seront protégés contre l'érosion (vagues, pluies) par une couche de rip-rap, cette couche sera constituée par des enrochements extraits des grés numidiens.
- Le creusement du tunnel de dérivation au niveau de la rive gauche est plus commode qu'au niveau de la rive droite, car la pente est forte en rive gauche (50°) et l'épaisseur des matériaux au-dessus du tunnel sera grande, ce qui évite les effondrements. La plus grande partie du tunnel sera creusée dans une alternance de grés argile.
- Un batardeau amont encastré dans le corps de la digue a été adopté pour des raisons économiques. Le type adopté est un batardeau amont en alluvion avec un masque en argile et sera fondé sur les dépôts alluvionnaires de la terrasse de l'oued Kissir.
- L'évacuateur de crue sera fondé au niveau de la rive droite et qui comprendra un déversoir, tranchées, coursier, saut de ski et canal d'évacuation. Le déversoir sera entièrement entaillé dans le massif rocheux constitué d'une alternance d'argiles et de grés. La plus grande partie de l'évacuateur de crue, en aval du déversoir sera entaillé dans les grés massifs du numidien.
- L'analyse des résultats des essais géotechniques in situ et au laboratoire, ainsi que l'évaluation des risques sismiques confirment le risque éventuel de liquéfaction des matériaux alluvionnaires (sable fin à moyen peu argileux) de faible portance au-dessous du corps de la digue.
- Un traitement de la fondation de la digue par colonnes ballastées a été proposé afin de contrer le phénomène de liquéfaction des sables et par conséquence l'amélioration de capacité portante, augmentation des caractéristiques géotechniques, diminution des déformations horizontales et verticales et l'accélération de la consolidation des sables argileux. La consolidation est prévue sur deux zones avec une surface totale de plus de 2 hectares, la profondeur moyenne de traitement et de 20 m. Le maillage prévue des colonnes est de 3 m de distance ente le centre des colonnes et 2.595 m entre les lignes. Ils sont à réaliser en échiquier.
- Il résulte de l'analyse des conditions géologiques et hydrogéologiques, la nécessité de réaliser un voile d'étanchéité selon l'axe du barrage. On recommande la réalisation d'un voile d'étanchéité composé de deux rangs. L'injection se fera jusqu'à une profondeur de 40 m pour les deux rives. Pour éviter une filtration de contournement un voile des berges doit être réalisé immédiatement à côté de la digue.

- Des injections pour un traitement de peau sont à exécuter dans la roche immédiatement sous le noyau de la digue. Ces injections ont pour but de créer une bonne consolidation de la roche de contact au-dessous du noyau en argile.
- Vu la perméabilité des alluvions du lit de l'oued Kissir, la réalisation d'une paroi moulée comme moyen d'imperméabilisation du remplissage alluvionnaire apparaît plus que indispensable. Sa profondeur varie de 4,0 m à 31,0 m et son épaisseur est conçue de 0,80 m et elle sera remplie d'un coulis de ciment Auto-durcissable ou en béton plastique.

CHAPITRE VIII

*Interaction entre la digue et la
fondation*

CHAPITRE VIII

INTERACTION ENTRE LA DIGUE ET LA FONDATION

VIII.1. Dimensionnement du profil en travers de la digue

VIII.1.1 Introduction

La destination initiale du barrage de Kissir, fixée par l'administration est de régulariser un volume d'eau annuel de 47 Hm^3 pour satisfaire aux besoins d'eau potable (36 Hm^3) et industrielles ($11 \div 12 \text{ Hm}^3$) de la région de Jijel [32].

Le niveau du volume mort (NVM) et le niveau normal (NNR) de la retenue est déterminé en fonction de l'étude hydrologique (étude de régularisation) qui permette de déterminer le volume de la demande et celui que l'on peut stocker dans la retenue du barrage appelé volume régularisable [14].

Connaissant le volume régularisé, on peut arrêter le choix des dimensions optimales des ouvrages et gérer de façon rationnelle la capacité de la retenue.

L'étude hydrologique réalisée (*ENHYD 1994*) a permis de faire ressortir les caractéristiques de la retenue suivantes [32]:

• Volume total de la retenue	68 Hm^3
• Volume des apports solides	7.5 Hm^3
• Volume mort de la retenue	12 Hm^3
• Volume utile de la retenue	56 Hm^3
• Débit maximal de la prise d'eau	$2.1 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour des raisons diverses (économie, faisabilité, morphologie.....etc.) la variante proposée pour l'évacuateur de crue a les caractéristiques suivantes [32]:

• Niveau du déversoir	44.50 m
• Hauteur du déversoir	2.62 m
• Longueur du déversoir	35 m

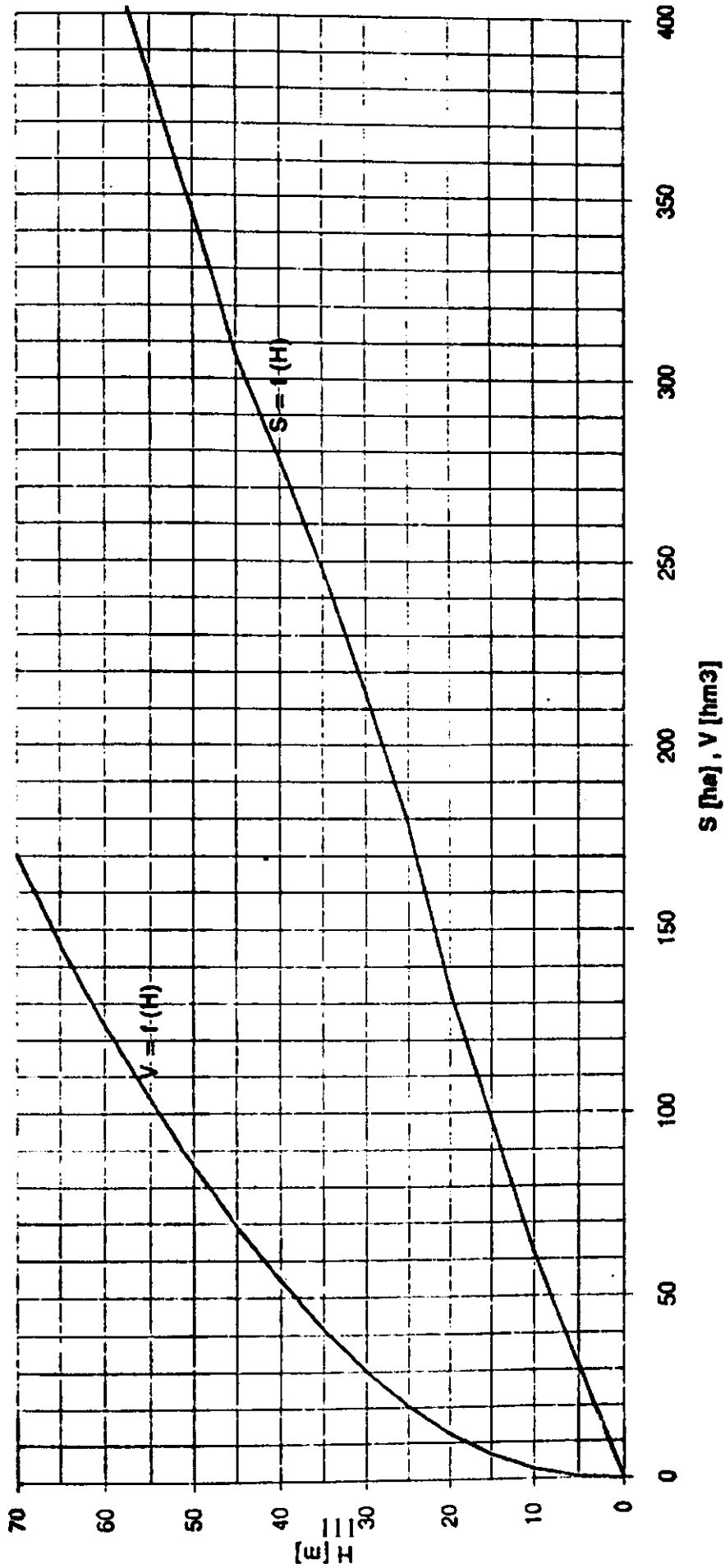
VIII.1.2. Hauteur du barrage

VIII.1.2.1. Niveau du volume mort (NVM) et du niveau normale de la retenue (NNR)

A partir des courbes caractéristiques Capacité-Surface-Hauteur (fig. 46) on détermine le niveau normal et le niveau du volume mort, comme suit :

• Niveau normal de la retenue (NNR)	44.50 m	⇒	68 Hm^3
• Niveau du volume mort (NVM)	19.50 m	⇒	12 Hm^3

Fig 46 : Courbes caractéristiques Capacité-Surface-Hauteur [16]



VIII.1.2.2. Niveau des plus hautes eaux (NPHE)

La hauteur maximale au-dessus du déversoir des crues dépend des caractéristiques de l'évacuateur. On appelle niveau des plus hautes eaux, le niveau normal de la retenue auquel on rajoute la hauteur de la charge sur le déversoir ($H = 2.62 \text{ m}$) [32].

$$\text{N.P.H.E} = \text{N.N.R} + H$$

$$\text{NPHE} = 47,12 \text{ m}$$

VIII.1.2.3. Calcul de la revanche « R »

En ce qui concerne la revanche R qui est la différence de côte entre les PHE (Plus Hautes Eaux correspondant à la crue de projet) et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues, il existe plusieurs formules basées notamment sur la vitesse du vent U et la longueur du plan d'eau (ou Fetch) F, qui permettent d'abord de calculer la hauteur des vagues h_v [12].

VIII.1.2.3.1. Formule simplifiée

$$R = 1,1 + 0,3 \sqrt{F} \quad [12]$$

Avec :

R : Revanche en mètre.

F : Fetch (longueur du plan d'eau) en Km.

Comme : $F = 3,5 \text{ km}$

$$R = 1,66 \text{ m}$$

VIII.1.2.3.2. Formule Pacquant

$$R = 0.75 h_v + \frac{V^2}{2g} \quad [12]$$

Avec :

h_v : hauteur des vagues en (m).

V : vitesse de propagation des vagues (m/s).

g : accélération de la pesanteur ($g = 10 \text{ m}^2/\text{s}$).

$V^2/2g$: L'effet de propagation vers le haut pour une vague de vitesse « V ».

La hauteur des vagues est estimée par plusieurs formules.

a) Formule de Pacquant :

$$h_v = 0,5 + 0,33.F \quad [12]$$

Avec :

$$F = 3,5 \text{ km} \Rightarrow h_v = 1,65 \text{ m}$$

La formule de propagation des vagues est donnée par la formule de **GALLARD** :

$$V = 1,50 + 2.h_v = 4,8 \text{ m/s.} \quad [12]$$

Ce qui donne :

$$R = 2,39 \text{ m.}$$

b) Formule de Stevenson

Pour $F < 18 \text{ Km}$:

$$h_v = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.25 \sqrt[3]{F} \quad [12]$$

Avec : $F = 3,5 \text{ Km}$.

$$h_v = 1,04 \text{ m}$$

La vitesse de propagation des vagues :

$$V = 1,5 + 2h_v$$

Avec:

$$h_v = 1,04 \text{ m} \Rightarrow V = 3,58 \text{ m/s}$$

Ce qui donne :

$$R = 1,42 \text{ m}$$

Les résultats de calcul de la revanche « R » obtenus par les différentes formules sont récapitulés dans le tableau 39 :

Tableau 39 : Récapitulation des valeurs de « h_v », « V » et « R »

Formule	Hauteur des vagues h_v (m)	Vitesse des vagues V (m/s)	La revanche (m)
Simplifiée	-	-	1,66
Pacquant	1,65	4,81	2,39
Stevenson	1,04	3,59	1,42
Moyenne	1,35	4,20	1,82

Les formules empiriques utilisées pour le calcul de la revanche « R » ne dépendent ni de la durée du vent ni de sa vitesse d'où une sous estimation de la hauteur des vagues. En effet, il sera très grave d'adopter des valeurs insuffisantes pour ces hauteurs et par conséquent pour la revanche on adoptera :

$$R_{\max} = R_{\text{moy}} + a$$

[12]

Avec :

a : étant une hauteur de sécurité due à :

- L'élévation de l'eau près du barrage.
- Surélévation maximale des ondes.
- Autres effets naturels (tassement, séisme.. etc).

Cette hauteur de sécurité est déterminée d'après le tableau suivant :

Tableau 40

Sol de fondation	Classe du Barrage			
	I	II	III	IV
	Hauteur des barrages (m)			
Sol rocheux	>100	70 - 100	25 - 70	< 25
Sol sablonneux argileux non plastique	>75	35 - 70	15 - 35	< 15
Sol argileux plastique saturé d'eau	>50	25 - 50	15 - 25	< 15
Marge (a) en mètre	0,70	0,50	0,4	0,3

Tableau 40 : Représentation des marges de sécurités en fonction des classes des barrages. [29]

Puisque le sol de fondation du barrage de Kissir contient des sables argileux peu plastiques avec présence d'une nappe superficielle, on peut prendre comme hauteur de sécurité $a = 0,5$ m.

La revanche vaudra alors :

$$R_{\max} = 2.32 \text{ m}$$

Donc la valeur de la crête du barrage sera :

$$\text{Côte de crête} = \text{NPHE} + R_{\max}$$

$$\text{Côte de la crête du barrage} = 49,44 \text{ m}$$

Remarque :

Compte tenu des calculs, une cote de la crête égale à 49,44 m assure largement la sécurité de la digue.

Néanmoins pour des raisons de sécurité, et en vue d'abaisser la cote de la crête du barrage, on recommande l'utilisation d'un parapet massif en béton armé d'une hauteur de 0,90 m. finalement, la valeur de la cote de la crête de la digue sera de 48,50 m.

VIII.1.2.4. Calcul de la hauteur maximale de la digue

La hauteur totale de la digue sera égale à la cote de la crête moins la cote du lit de l'oued qui est égale à 0,38 m.

Donc : $H_b = N_{\text{crête}} - 4$

$$H_b = 48,12 \text{ m}$$

VIII.1.2.5. Longueur en crête du barrage

La longueur en crête du barrage est mesurée directement sur la vue en plan du barrage.

$$L_{\text{crête}} = 350,50 \text{ m}$$

VIII.1.2.6. Largeur en crête du barrage

La largeur en crête « $b_{\text{crête}}$ » dépend de l'utilisation de cette dernière (chemin, route), elle est en général donnée par des formules empiriques.

VIII.1.2.6.1. Formule de T.T.Knappen

$$b_{\text{crête}} = 1,65\sqrt{H} \quad [12]$$

H : la hauteur du remblai en (m). $H_b = 44,50 \text{ m}$.

$$b_{\text{crête}} = 11,00 \text{ m}$$

VIII.1.2.6.2. Formule T.B.A.R (techniques des barrages et aménagement rural)

$$b_{\text{crête}} = 3,6\sqrt[3]{H} - 3 \quad [12]$$

$$b_{\text{crête}} = 9,76 \text{ m}$$

VIII.1.2.6.3. Formule de Preece

$$b_{\text{crête}} = 1.1 \sqrt[3]{H_b} + 1 \quad [12]$$

$$b_{\text{crête}} = 8,34 \text{ m}$$

Les résultats de calcul de la largeur en crête « $b_{\text{crête}}$ » du barrage est récapitulé dans le tableau 41 :

Tableau 41

Largueur en crête « $b_{\text{crête}}$ »	Valeurs	Moyenne
Formule de TT.Knappen	11.00 m	9.70 m
Formule de T.B.A.R	9.76 m	
Formule de Preece	8.34 m	

VIII.1.2.7. Longueur en pied du barrage

La longueur en pied du barrage est mesurée directement sur la vue de la coupe en travers de la digue.

$$L_{\text{pied}} = 245,00 \text{ m}$$

VIII.1.2.8. Pente des talus

Dans le cas des barrages en terre, il n'existe pas des formules théoriques ou empiriques permettant le calcul des pentes des talus, toutefois, il existe des tableaux donnant différentes pentes en fonction de la hauteur du barrage et de la composition des recharges.

Tableau 42

Hauteur H_b en (m)	Type de barrage	Pente de talus	
		Aval	Amont
2 - 5	Homogène	1/2	1/2,5
	à zone	1/2	1/2
5 - 10	Homogène	1/2	1/2
	Homogène à fort % d'argile	1/2,5	1/3
	à zone	1/2,5	1/2
10 - 20	Homogène	1/2,5	1/2,5
	Homogène à fort % d'argile	1/2,5	1/3
	à zone	1/3	1/2
> 20	Homogène	1/2,5	1/3
	Homogène à fort % d'argile	1/2,5	1/3,5
	à zone	1/3	1/3

Tableau 42 : Tableau donnant les différentes pentes des talus en fonction du type et de la hauteur du barrage. [29]

Pour le cas du barrage de Kissir on a :

$$H_b > 20 \text{ m avec un noyau en argile (zoné)}$$

La valeur équivalente de la pente est de 1/3 pour les deux talus amont et aval. Toutefois, des pentes plus fortes sont possibles (1/2,5, 1/2) dans notre cas ou les talus seront construits en matériaux grossiers sans fines (alluvions). Ces pentes choisies arbitrairement seront vérifiées par la suite lors du calcul de la stabilité.

VIII.1.2.9. Détermination des bermes

Un berme est une plate forme que l'on peut utiliser lors de la construction des remblais, il est conseillé de disposer des bennes chaque 10 à 15 m de la hauteur du barrage, ceux-ci sont utilisées comme moyen pour la circulation des engins et pour augmenter la stabilité de l'ouvrage [29].

Pour le cas du barrage de Kissir est vu la hauteur du barrage (48.12 m), on adoptera deux (02) bermes de chaque côté de la digue, les caractéristiques adoptées des bermes sont données dans le tableau 43.

Tableau 43

	Talus amont	Talus aval
Côté de berme (m)	20,00	20,00
	12,00	10,00
Largueur de berme en (m)	6,00	6,00
	10,00	10,00
Pente	1/2	1/2
	1/2,5	1/2,5
	1/3	1/2,5

Tableau 43 : Tableau donnant les dimensions des bermes et les pentes adoptées pour le barrage de Kissir.

VIII.1.3. Le Batardeau

Le batardeau est une sorte de digue réalisée dans la partie amont du barrage qui sert pour stocker les eaux de l'oued et les déviées vers la galerie de dérivation provisoire [29].

La côte du batardeau est fixée à 12 m, ce dernier est formé par des alluvions avec un masque amont en argile et encastré dans le corps de la digue du barrage, cette conception étant la plus économique. [32]

Les caractéristiques géométriques du batardeau amont sont les suivants :

- Hauteur maximale 12,00 m
- Largeur en crête 10,00 m
- Longueur en crête 270,00 m
- Pente talus amont 1 : 3
- Pente talus aval 1 : 2

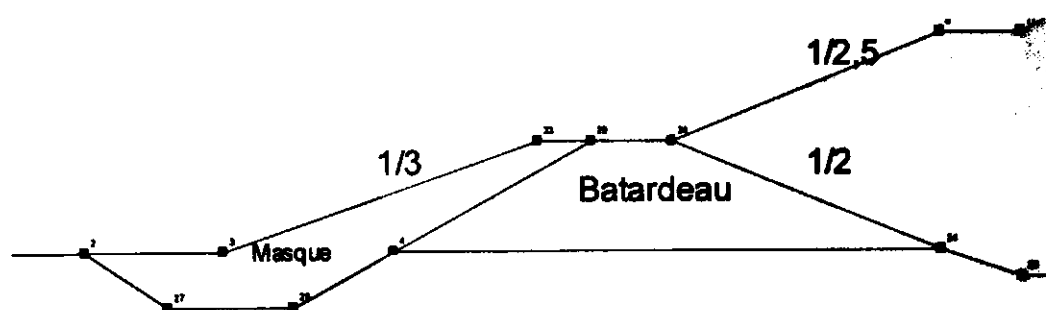


Fig. 47 : Caractéristiques géométriques du Batardeau Amont

VIII.1.4. Evacuateur de crue

L'évacuateur de crue est implanté au niveau de la rive droite. Le choix et l'emplacement de ce dernier dépendent de plusieurs facteurs, à savoir :

- La géologie ;
- La topographie ;
- L'hydrologie ;
- L'économie ;

Ces facteurs ont permis de concevoir un évacuateur des crues de type déversoir latéral en tranchée et de l'amont vers l'aval comprend les parties suivantes : déversoir, tranchée, coursier, saut de ski et canal d'évacuation :

- Le déversoir est en tranche et est situé sur la rive droite. La longueur de la lame déversante est 35 m. le fond de tranchée est d'une largeur de 10 m et une pente de 0,3 % pour 74 m de longueur [32].

- Un coursier d'une longueur du fond 10 m comportant deux tronçons suit après le déversoir en tranchée [32].
 - Le premier tronçon est d'une pente de 0,3 % pour 74 m de longueur.
 - Le deuxième tronçon est d'une longueur de 52 m et d'une pente de 38 %.
- Un saut de ski est situé au terme du coursier à la côte 20.24, la côte du fond du canal d'évacuation étant admise d'être 0.00 [32].
- Le canal d'évacuation est d'une largeur de 25 m, d'une longueur de 195 m, et des parements d'une pente de 1/2, la côte du fond étant 0,00 [32].

Tableau 44 : Caractéristiques de l'évacuateur de crue

Tableau 44

N°	Désignation	valeurs
01	Type d'évacuateur	Latéral en tranchée (rive droite)
02	Longueur du seuil	35 m
03	Hauteur de la lame déversante	2,62 m
04	Côte des plus hauts	44,50 m
05	Crue de probabilité $Q_{0.1\%}$	184 m ³ /s

VIII.1.5. Protection des talus

VIII.1.5.1. Talus amont

Le dimensionnement de la protection du talus amont (y compris la couche d'assise) doit tenir compte de l'effet des vagues et du type de protection choisi. Le bulletin n° 91 de la Commission Internationale des Grands Barrages « C.I.G.B » édité en juin 1993, traite spécifiquement de la protection du talus amont des barrages en remblai et on pourra utilement s'y référer.

Le calcul de la hauteur des vagues h est effectué comme indiqué précédemment. En fonction de la hauteur des vagues h , le tableau 45 donne la dimension préconisée de la protection classique en enrochements : épaisseur e de la couche d'enrochement (mesurée perpendiculairement au parement) et diamètre d_{50} tel que 50 % en poids des blocs aient un diamètre égal ou supérieur à d_{50} . La dimension des plus gros blocs est limitée à e . les éléments les plus petits n'ont pas un diamètre inférieur à 0,10 mètres [23].

Tableau N° 45 : Dimension de la protection amont en enrochements
(D'après « C.I.G.B » 1993)

Tableau 45

Hauteur des vagues h (m)	Epaisseur min de La Couche d'enrochement en (m).	d ₅₀ des blocs (m)
0,30	0,30	0,20
0,55	0,40	0,25
0,80	0,50	0,30
1,05	0,60	0,40
1,30	0,70	0,45
1,55	0,80	0,55

Pour le cas du barrage de Kissir la protection du talus amont sera assurée par une couche d'enrochement d'épaisseur 80 cm (hauteur des vagues moyenne $h_v = 1.35$ m), cette épaisseur assure la protection au-dessous de la côte du volume mort.

Une protection du talus amont contre le batillage engendré par le vent, sera assurée par une couche de Rip-Rap d'une épaisseur de 1,00 m, conforme au fuseau de spécification granulométrique. Ce type de protection sera utilisé dans la zone entre la crête de la digue et la côte du volume mort, à savoir la côte 19.50.

VIII.1.5.2. Talus aval

La protection du talus aval sera réalisé en enrochement d'épaisseur 80 Cm, le talus est protégé par des risbermes, de largeurs proposées de 6.0 et 10.0 m avec des petites fossés en béton au pied du talus (rigole), pour diminuer les effets de l'érosion pluviale.

Remarque

Les matériaux pour la protection des talus du barrage de Kissir (Rip-Rap et enrochements) doivent se conformés aux fuseaux de spécification granulométrique présenté à la figure 36.

VIII.1.6. Conclusion

L'étude de dimensionnement a permis de déterminer les caractéristiques géométriques de la digue à savoir :

- Côte de la crête 48,50 m
- Côte des plus hautes eaux « P » 47,90 m
- Côte de retenue normale 44,50 m
- Hauteur maximale 48,00 m
- Côte du volume mort 19,50 m
- Largeur en crête 09,00 m
- Longueur en crête 368,10 m
- Longueur en pied 245,00 m

Talus amont

- Pentes 1/2, 1/2,5, 1/3
- Berme de 6,0 m à la côte 20,00 m
- Berme de 10,0 m à la côte 12,00 m

Talus aval

- Pentes 1/2, 1/2,5
- Berme de 6,0 m à la côte 20,00 m
- Berme de 10,0 m à la côte 10,00 m

Le profil en travers de la digue est représenté sur la figure 48, avec les caractéristiques géométriques citées plus haut.

Le profil ainsi déterminé en fonction de formules empiriques sera vérifié par la suite lors du calcul de la stabilité.

Fig. 48 : Profil en travers de la digue du barrage de Kissir

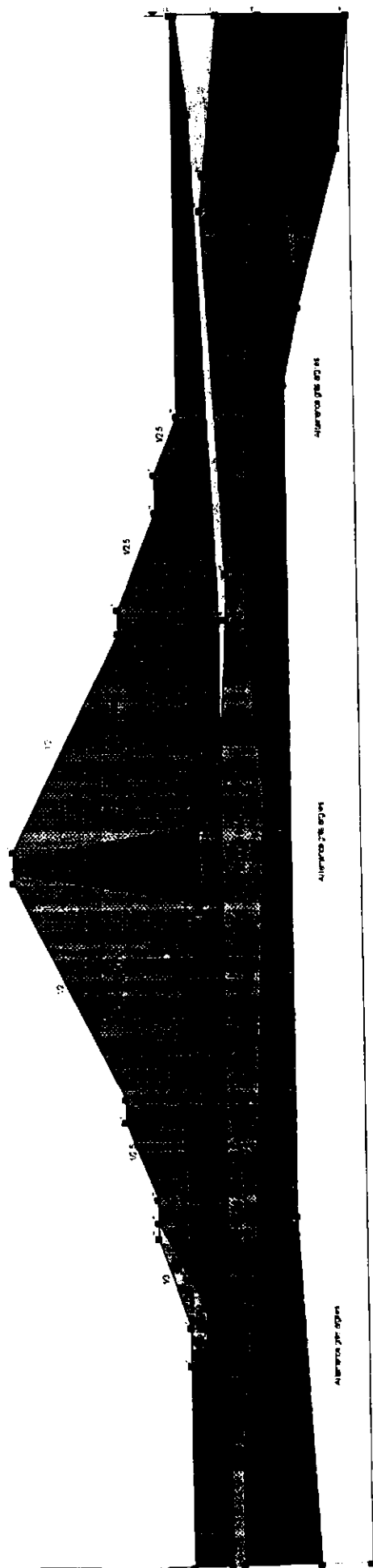


Tableau 46 : Tableau récapitulatif des caractéristiques techniques et géométriques de la digue du barrage de Kissir

Caractéristiques de la digue	Unités	Valeurs de calcul	
		Amont	Aval
Type du barrage	-	Recharge en alluvions avec noyau en argile	
Côte de retenue normale (NNR)	m	44,50	
Côte de la crête de la digue	m	48,50	
Largeur en crête	m	9,00	
Longueur en crête	m	368,10	
Longueur en pied	m	245,00	
Bermes	m	6,0 m ⇒ côte 20,00 m	6,0 m ⇒ côte 20,00 m
		10,0 m ⇒ côte 12,00 m	10,0 m ⇒ côte 10,00 m
Pente de la digue	-	1/2	1/2
		1/2,5	1/2,5
		1/3	1/2,5

VIII.2. Interaction entre la digue et la fondation

VIII.2.1. Introduction

La charge extérieure transmise dans le sol provoquant des contraintes de différentes valeurs, selon la profondeur [4].

Le calcul des contraintes dans le sol sous l'action de la charge extérieure à pour but :

1. Apprécier la capacité portante des sols de fondation.
2. Estimer les déformations (tassements) des sols sous la digue.

VIII.2.2. Contrainte provoqué par le poids propre du sol

La pression de la masse propre du sol est appelée la pression courante ou naturelle. La pression naturelle pour la couche homogène est calculée selon la formule :

$$\sigma = \gamma \cdot Z$$

Avec :

σ : contrainte effective dans le sol (Kpa , bars)

γ : poids volumique du sol (KN/m³)

Z : profondeur en mètre.

Tableau 47 : Tableau récapitulatif des contraintes provoquées par le poids propre du sol

Tableau 47

Z (m)	γ (KN/m ³)	$\sigma = \gamma_h \cdot Z$	
		Kpa	bars
Z = 10	11.3	113	1.13
Z = 20	11.3	226	2.26
Z = 30	11.3 10.2	329.1	3.29
Z = 40	11.3 22.0	506.3	5.06
Z = 50	22.0	726.3	7.26

VIII.2.3. Pression de la digue sur la fondation

Le corps de la digue provoque une pression sur la fondation, cette pression est donnée par l'expression suivante:

$$P = \gamma_i \cdot h_i$$

Avec :

P : pression causée par le corps de la digue (bars)

γ_i : Poids volumique du sol (KN/m^3)

h_i : Hauteur en m

Pour les résultats de calcul voir Fig N° 49.

VIII.2.4. Capacité portante du sol de fondation

VIII.2.4.1. L'état de contrainte limite dans le sol

L'état de contrainte limite dans le sol sous l'action de la charge est atteint quand la plus petite charge d'addition peut provoqué le déséquilibre déjà existant dans le sol, c'est l'état le plus périlleux d'un sol soumis à la force extérieure. Pour marqué cet état de contrainte limite dans la mécanique des sols on utilise la notion de capacité portante (ou portance) du sol notant avec q_d [4].

C'est la contrainte maximale que le sol peut résister devant l'action de la charge extérieure. Pour que la construction résiste, la contrainte réelle exercée par elle doit être inférieure à la valeur critique q_d de la fondation ($q < q_L$) [4].

VIII.2.4.2. Calcul de la capacité portante du remplissage alluvial sous le corps de la digue

L'estimation pratique de la capacité portante des sols de fondation se traduit par deux critères :

1. Charge initiale critique ou capacité portante du sol dans la phase de compactage (P_{cr1})
2. Charge limite critique ou capacité portante du sol ou portance du sol dans la phase de cisaillement ($P_{cr2} = q_L$)

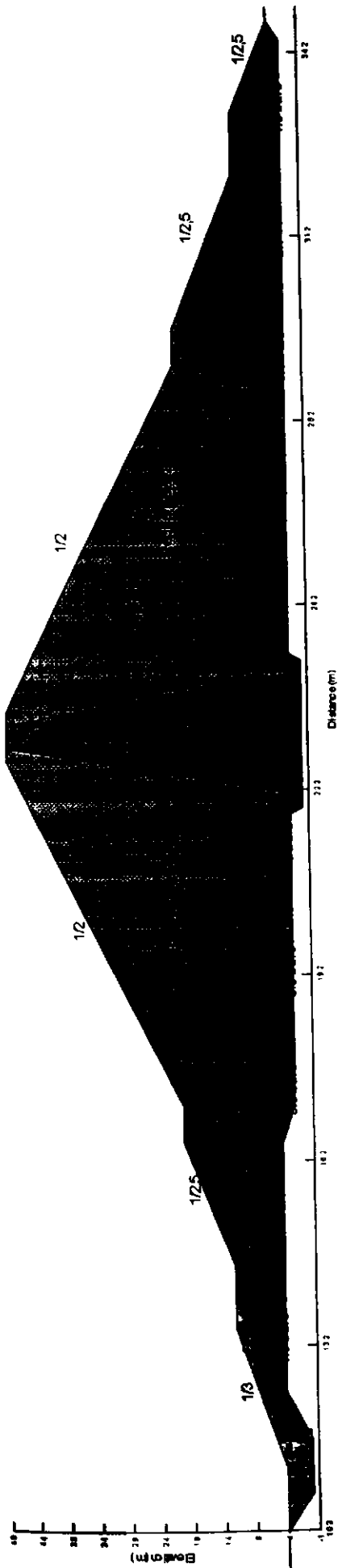
VIII.2.4.2.1. Charge initiale critique

Est une charge de telle intensité pour la quelle le processus de la compression du sols se termine.

On voit le commencement de la formation du noyau élastique et l'apparition des zones de cisaillement du voisinage du noyau.

$$P_{cr1} = \frac{\pi \cdot (C \cdot \text{Cotg} \varphi + \gamma D)}{\text{Cotg} \varphi + \varphi - \pi / 2} + \gamma D$$

[29]



Pression	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
Valeurs (en bars)	1.6	2.5	3.6	5.6	7.6	9.08	7.6	5.6	3.6	2.1	1.3	0.75
	Pression moyenne = 4.24 bars/ml											
Volume de la digue /ml	Poids de la digue /ml											
5.570,75 m ³ /ml	111.525,45											
	Surface de la digue /ml											
	245 m ² /ml											
	Pression de la digue /ml											
	455,21 Kpa/ml											
	Soit : 4,55 bars /ml											

Fig. 49 : Distribution des contraintes exercées par le corps de la digue sur la fondation du barrage

Avec :

- γ : Poids volumique du sol (en KN/m³)
- D : Encastrement de la digue (en m)
- ϕ : Angle de frottement interne (en degrés)
- C : Cohésion du sol (en Kpa)

Application :

- $\gamma = 11 \text{ KN/m}^3$
- D = 2 m
- $\phi = 35^\circ$
- C = 9 Kpa

$$P_{cr1} = 133,93 \text{ Kpa} = 1,34 \text{ bars}$$

VIII.2.4.2.2. CHARGE ULTIME (P_{cr2}) :

C'est la charge maximale que le sol peut supporter au-delà de cette charge, il se produit le cisaillement.

$$q_L = P_{cr2} = \gamma \cdot (B/2) \cdot N_{\gamma pl} + q N_{q pl} + C N_{C pl}$$

Avec :

- $q_L = P_{cr2}$: charge limite du sol (en Kpa)
- γ : Poids volumique du sol (en KN/m³)
- q : recharge = γD

$N_{\gamma pl}$, $N_{q pl}$, $N_{C pl}$: sont les facteurs de la capacité portante pour les sols dans les problèmes planaires.

Les valeurs des coefficients $N_{\gamma pl}$, $N_{q pl}$, $N_{C pl}$ sont données par le tableau 48 ci-dessous :

Tableau 48 : Termes de portance en fonction de l'angle de frottement interne [29]

Facteurs	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
$N_{\gamma pl}$	3.4	4.6	6.0	7.6	9.8	13.6	16.0	21.6	28.6	39.6	52.4	74.8	100.2
$N_{q pl}$	4.4	5.3	6.5	8.0	9.8	12.3	15.0	19.3	24.7	32.6	41.5	54.8	72.0
$N_{C pl}$	11.7	13.2	15.1	17.2	19.8	23.2	25.8	31.5	38.0	47.0	55.7	70.0	84.7

Application :

$$\gamma = 11 \text{ KN/m}^3$$

$$D = 2 \text{ m}$$

$$C = 9 \text{ Kpa}$$

$$P_{cr2} = 3\,301.25 \text{ Kpa} = 33,01 \text{ bars}$$

VIII.2.4.2.3. Charge admissible

La contrainte admissible est la plus forte pression qui puisse être supportée par le sol sans qu'il y'ait rupture et sans que le tassement ne dépasse sa valeur admissible.

La charge admissible est calculée d'après la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{P_{cr2}}{F} + \gamma D = \frac{P_{cr2}}{3} + \gamma D$$

Application :

$$P_{cr2} = 3301.25 \text{ Kpa}$$

$$F = 3$$

$$q_{adm} = 1\,122,42 \text{ Kpa} = 11,22 \text{ bars}$$

Remarque d'après les résultats trouvés :

$$P_{cr1} = 1,34 \text{ bars}$$

$$q_{digue} = 4,55 \text{ bars}$$

$$q_{adm} = 11,22 \text{ bars}$$

$$P_{cr2} = 33,01 \text{ bars}$$

$$P_{cr1} < P_{digue} < q_{adm} < P_{cr2}$$

$$1,34 \text{ bars} < 4,55 \text{ bars} < 11,22 \text{ bars} < 33,01 \text{ bars}$$

D'après les valeurs trouvées, on constate que la pression provoquée par la digue (4.55 bars) est nettement inférieure à la contrainte admissible du sol de fondation (11.22 bars). Le risque d'un tassement important de la fondation a été anticipé par une amélioration du sol par colonnes ballastées entraînant une densification des couches et une amélioration de la capacité portante.

VIII.3. Stabilité de la digue

VIII.3.1. Calcul du débit d'infiltration sous la digue

Le débit d'infiltration sous l'ouvrage sera calculé à partir de la formule, en prenons comme hypothèse que la perméabilité horizontale et verticale est la même :

$$Q = K \cdot \frac{H}{L} \cdot E \quad [14]$$

Où:

K : coefficient de perméabilité (K_1 (essai Lefranc) = $3,17 \cdot 10^{-3}$ m/s, K_2 (Essai de pompage) = $3,64 \cdot 10^{-3}$ m/s)

E : épaisseur de la couche perméable sous le noyau (E = 24 m).

L : la longueur de la ligne de courant la plus courte sous l'ouvrage « L = 245 m »

(noyau encre à 2 m).

Ce qui donne : $Q_1 = 1,38 \cdot 10^{-2}$ m³/s/ml

$Q_2 = 1,59 \cdot 10^{-2}$ m³/s/ml

Les débits d'infiltrations trouvés confirme la forte perméabilité des alluvions constituant la fondation de la digue. Ces infiltrations vont être minimisées au maximum par la réalisation de la paroi moulée et le voile d'injection sous la digue.

VIII.3.2. Etude de Stabilité des talus et influence de la pression interstitielle

VIII.3.2.1. Introduction

Le problème de la stabilité au glissement des talus des barrages consiste à définir la surface de rupture la plus probable qui, parmi toutes les surfaces de rupture possibles, fournira le coefficient de sécurité minimal. Il est évident qu'une précision de 1 à 2 % dans le calcul du coefficient de sécurité minimal n'est pas excessive et que les quelques dizaines d'essais graphiques sur lesquels on est accoutumé de fonder ce calcul, risquent fort d'être insuffisants. Or, le calcul d'une seule dizaine de cercles de glissement requiert déjà une certaine abnégation intellectuelle de la part de celui qui l'exécute. C'est pourquoi l'automatisation du processus de calcul semble s'imposer.

L'outil de calcul utilisé dans ce travail est un paquet de logiciel informatique de la firme canadienne **GEO-SLOPE** international (SLOPE/W pour le calcul de la stabilité des talus), qui utilise les méthodes des tranches : Fellenius, Bishop, Janbu et Morgenstern-Price pour le calcul du coefficient de sécurité.

L'utilisation de l'une ou de l'autre de ces méthodes dépend de la forme de la surface de rupture. Pour Fellenius (1948) et Bishop (1955), cette dernière doit être circulaire mais pour Janbu (1954) et Morgenstern-Price (1956) la surface de glissement est quelconque.

Les objectifs recherchés dans notre cas se résument en la détermination des coefficients de sécurité dans les trois conditions de chargement à savoir : fin de construction, écoulement permanent et vidange rapide. On a également cherché à faire apparaître l'influence du coefficient de sismicité sur la stabilité.

VIII.3.2.2. Notion de coefficient de sécurité :

Un talus est stable lorsque les moments des forces actives sont inférieurs aux moments des forces passives qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient de sécurité est définie par le rapport des moments résistants sur les moments moteurs (définition de Frohlich) [18].

$$F_s = \frac{\sum \text{moments résistants}}{\sum \text{moments moteurs}}$$

En général, on considère qu'un coefficient égal à 1.5 assure une marge de sécurité suffisante mais on admet des valeurs plus faibles lorsque les conditions de rupture les plus sévères sont prises en compte dans le calcul : cas des tremblements de terre, de vidange rapide, etc.

Le problème de la stabilité au glissement d'ensemble consiste à définir la surface de rupture la plus probable qui, parmi toutes les surfaces de rupture possibles, fournira le coefficient de sécurité minimal [19].

VIII.3.2.3. Présentation du Logiciel GEO-SLOPE :

C'est un logiciel conçu par la compagnie canadienne « Mitre Software Corporation » et qui permet la détermination de la valeur minimale du coefficient de sécurité F_s dans les trois cas de chargement. le schéma de principe de la chaîne *GEO-SLOPE* est donné sur la figure 50.

GEO-SLOPE exécute l'analyse de la stabilité des pentes naturelles à l'équilibre limite, des pentes artificielles non renforcées, ou pentes avec de la terre renforcées [21].

Le programme emploie la méthode Ordinaire (Fellenius), BISHOP, JANBU et Morgenstern-Price dites méthodes des tranches. Il permet d'appliquer l'une ou l'autre méthode à des surfaces circulaires, composées, et non circulaires. Il manie des géométries complexes, avec jusqu'à 20 types de matériau, 9 surfaces piezométriques et 100 charges linéaires externes.

Pour les pressions interstitielles, le paramètre R_u et les surfaces piezométriques peuvent être utilisés seuls ou en combinaison. Les pentes peuvent être analysées dans l'une ou l'autre direction et un coefficient sismique est fourni en analyse pseudo-statique [21].

Le critère de rupture adopté est celui de *MOHR-COULOMB* :

$$\tau = C + \sigma \cdot \text{tg } \phi$$

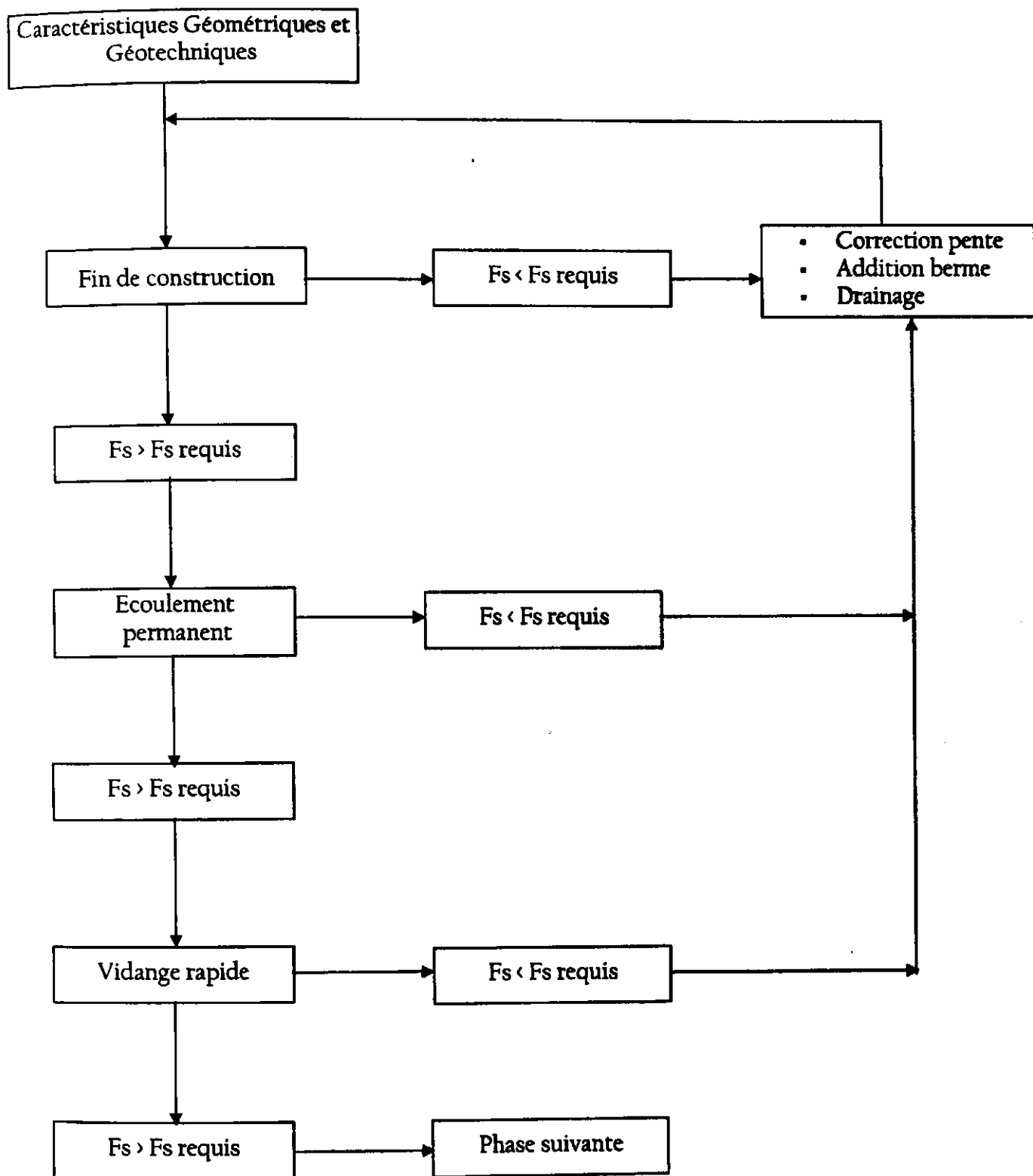


Fig. 50 : Schéma de la chaîne « GEO-SLOPE »

VIII.3.2.4. Hypothèse et principe de calcul

Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées, le principe est de découper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en générale verticales) [17].

L'équilibre de chaque tranche i est examiné en affectant le bilan des forces :

- Le poids de la tranche W_i ;
- La réaction sur la base de la tranche R_i (cette force peut être décomposée en action normale N_i et action tangentielle T_i) ;
- La pression de l'eau U_i ;
- L'action des forces intertranches entre la tranche i étudiée et les tranches $i-1$ et $i+1$: F_{i-1} et F_i ;

Examinons le problème en deux dimensions :

Si le volume est découpé en n tranches (donc $n-1$ intertranches) [17]:

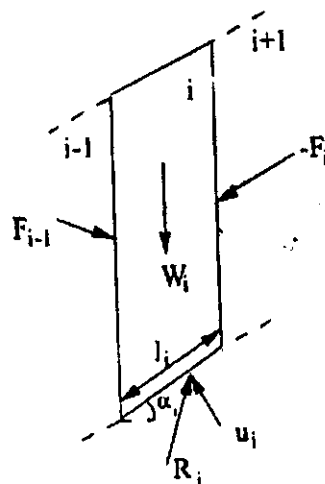


Fig. 51 : Bilan des forces sur une tranche

Les inconnues sont :

- F_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3 (n-1)$ inconnues ;
- R_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3 n$ inconnues ;
- Le coefficient de sécurité $F \Rightarrow 1$ inconnue.

Il y a donc $6n-2$ inconnues.

Les équations sont pour chaque tranche :

- Les équations d'équilibre selon x et y et l'équilibre des moments $\Rightarrow 3 n$ équations ;

- Le critère de rupture : relation de Mohr-Coulomb => n équations ;

$$N_i = \frac{T_i \cdot \text{tg } \varphi}{F_s} + \frac{c l_i}{F_s}$$

Il y a donc $4n$ équations.

Il y'a $(2n-2)$ inconnues de plus que d'équations. Les différentes méthodes de tranches différent par les hypothèses simplificatrices qu'elles adoptent pour obtenir les équations supplémentaires. Il n'est pas si simple de rajouter exactement $(2n-2)$ équations dès lors que l'on a n tranches : certaines méthodes rajoutent plus de $2n-2$ équations ou/et des hypothèses complémentaires incompatibles avec les équations de la statique [19].

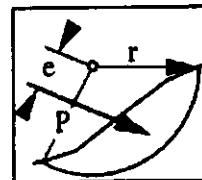
- La méthode de **Fellenius** suppose que la résultante des forces intertranches est nulle. Dans cette méthode l'équilibre des moments dans la tranche n'est pas respecté. Le coefficient de sécurité a pour expression :

$$F_s = \frac{\sum [c_i x_i - (W_i \cos^2 \alpha_i - u_i x_i) \text{tg} \Phi_i (1/\cos \alpha_i)]}{\sum [W_i \sin \alpha_i]}$$

Ce coefficient de sécurité est le rapport du moment résistant pour l'ensemble du cercle au moment moteur, mais on obtient la même expression en prenant le coefficient de sécurité comme le coefficient réducteur appliqué à $\text{tg} \Phi$ et c et en supposant que le rapport du moment résistant au moment moteur est égal à l'unité pour le cercle de glissement envisagé. La méthode de Fellenius conduit à une sous-estimation du coefficient de sécurité pouvant atteindre 60 % [19].

- La méthode de **Bishop** suppose que la résultante des forces intertranches est horizontale et l'expression du coefficient de sécurité est :

$$F_s = \frac{\sum \left[\frac{(c_i x_i + (W_i - u_i x_i) \text{tg} \Phi_i)}{\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\text{tg} \alpha_i \text{tg} \Phi_i}{F_s} \right)} \right]}{\sum [W_i \sin \alpha_i] + P e/r}$$



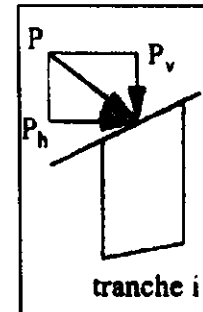
La valeur de F est obtenue par itération et la valeur initiale F_0 utilisée est généralement la valeur calculée par la méthode de Fellenius [19].

La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellenius. Un calcul de stabilité

effectué par la méthode de Fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité [19].

- La méthode de *Janbu* suppose que la ligne d'action des forces intertranches est située au 1/3 de la hauteur des tranches, l'expression du coefficient de sécurité est :

$$F_s = \frac{\sum \left[c_i x_i + (W_i + P_{vi} - u_i x_i) \operatorname{tg} \Phi_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \Phi_i}{F_s} \right)} \right]}{\sum [(W_i + P_{vi}) \operatorname{tg} \alpha_i + P_{hi}]}$$



- **Morgenstern et Price** applique un système d'équations non linéaires à résoudre par procédure spéciale (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches = $\lambda.f(x)$);

VIII.3.2.5. Circonstance de calcul et choix des caractéristiques Géotechniques

Les résultats des essais UU (C_{UU} et Φ_{UU}) servent à calculer la stabilité du barrage en fin de construction. C'est le cas de charge qui correspond à l'état initial du barrage et de sa fondation sous l'effet du seul poids propre des remblais. En réalité, les charges appliquées ne sont pas instantanées mais se font par faibles incréments équivalents au poids de chacune des couches mises en place [21].

Il est d'usage pour les calculs de la stabilité de supposer la construction instantanée et de faire l'analyse soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives. Dans ce dernier cas, la distribution des pressions interstitielles doit être définie.

L'étude de l'influence du coefficient de pression interstitielle « R_u » sur le coefficient de sécurité des barrages en terre confirme que le développement des pressions interstitielles au cours de la construction d'un remblai en matériaux humides a une forte influence sur la stabilité à court terme de l'ouvrage [21].

Le coefficient de sécurité à court terme pour le talus aval et amont est calculé en utilisant les caractéristiques Consolidées non drainées (C_{CU} et Φ_{CU}) et une valeur de « R_u » souvent prise égale à 0.4 dans le cas d'un barrage à noyau.

Les pressions interstitielles dans la digue et la fondation, dues aux surcharges des remblais, sont élevées, notamment dans les matériaux imperméables (noyau), ce qui réduit leur résistance au cisaillement. Ce phénomène de génération de pression interstitielle à court terme est pris en compte, dans les analyses de stabilité, par un coefficient R_u , qui relie la valeur de la pression interstitielle en un point à la surcharge du remblai par l'expression [21] :

$$U = R_u * \gamma * h$$

Avec :

- U : Pression interstitielle
 R_u : Coefficient de pression interstitielle ($R_u < 1$)
 $\gamma * h$: Contrainte verticale totale due au poids propre de la colonne de terre située au-dessus du point considéré.

Les essais Consolidés non drainés « CU » fourniront les caractéristiques drainées (C_{cu} et ϕ_{cu}) nécessaires pour le calcul de la stabilité en cours de fonctionnement et en cas d'une vidange rapide. Le cas de la stabilité en cours de fonctionnement (long terme) correspond à l'établissement du régime hydraulique interne permanent à l'intérieur de la digue et de la fondation pour un plan d'eau à la côte de retenue normale. Ce régime de percolation conduit à des pressions interstitielles élevées à l'amont des organes de drainage. L'analyse de la stabilité, dans ce cas, se fait en contraintes effectives et concerne le talus aval [21].

Le cas de la vidange rapide consiste en l'analyse de la stabilité du talus amont de la digue après établissement du régime permanent et vidange instantanée de la retenue. La variation du niveau d'eau dans le réservoir est suffisamment rapide pour que la pression interstitielle dans le remblai n'ait pas eu le temps de se dissiper complètement.

Ce phénomène est modélisé en reliant la variation de pression interstitielle à celle du niveau d'eau au-dessus du point considéré par l'équation [21]:

$$\Delta u = B * \Delta h$$

Avec :

- Δu : variation de pression interstitielle par rapport au régime permanent
 Δh : variation du niveau de retenue au-dessus du point considéré
 B : caractéristique du matériau

VIII.3.2.6. Prise en compte de la sismicité

La sismicité du site intervient essentiellement à trois niveaux [14]:

- Stabilité du barrage sous séisme, avec éventuellement l'estimation des déformations ;
- Dispositions constructives particulières concernant la fondation et le remblai ;
- Comportement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, tour de prise...).

VIII.3.2.6.1. Séisme de projet et méthodes de calcul de la stabilité des talus

Le séisme de référence pour le projet est défini en fonction de la sismicité régionale. Il est caractérisé par une accélération maximale horizontale en surface du terrain naturel, que l'on peut écrire sous la forme $\alpha \cdot g$ (avec g = accélération de la pesanteur) [21].

Dans la pratique actuelle, les méthodes employées pour apprécier la stabilité des ouvrages en séisme dépendent de la valeur de α et de la sensibilité supposée du barrage : hauteur, nature de la fondation (présence de couches sableuses saturées par exemple), constitution de l'ouvrage.

Pour les ouvrages les plus sensibles et un séisme important ($0.20 < \alpha < 0.40$), il est recommandé d'utiliser en plus de la méthode pseudo-statique, des méthodes plus représentatives prenant en compte le comportement dynamique des sols (fondation et remblai) [21].

VIII.3.2.6.2. Méthode Pseudo-statique

C'est la méthode la plus généralement utilisée dans le cas des moyens barrages.

L'influence du séisme est représentée par un coefficient sismique horizontal K_h , revenant à appliquer un effort moteur horizontal supplémentaire $K_h \cdot P$ au centre de gravité du volume de terre en glissement potentiel et de poids total P . Les efforts résistants mobilisés sont ceux estimés à partir de la résistance statique (tels que définis dans l'étude de stabilité sans séisme) [18].

Cette notion est bien adaptée aux méthodes de calcul habituelles découpant le volume de terre en tranches verticales. Le plus souvent, on n'utilise pas de coefficient sismique vertical K_v (l'introduction de l'effort supplémentaire $K_v \cdot P$ conduit à un effort moteur supplémentaire dans le cas d'une accélération dirigée vers le bas).

Cette méthode nécessite le choix d'un coefficient sismique, ce qui demeure empirique. En principe, dans un calcul de stabilité de pente, K_h est pris égal à $\alpha \beta$ où β est un coefficient de réduction défini par l'expérience ($\beta = 0.25$ si l'on se réfère aux pratiques américaines et japonaises) [18].

Les valeurs minimales recommandées du coefficient de sécurité F_s en séisme sont généralement $F_s > 1,1$ en régime permanent et $F_s > 1,0$ dans les autres cas.

Pour tenir compte des séismes, on doit déterminer la valeur du coefficient sismique horizontal K_h , comme suite :

$$K_h = \beta \cdot \alpha$$

Avec :

α : Coefficient d'accélération

β : Coefficient de réduction ($\beta = 0.25$ d'après les pratiques américaines et japonaises).

Le calcul de la stabilité des talus de la digue du barrage de Kissir est étudié en trois cas de charge :

Charge normale (sans séisme)	$\alpha = 0.00$ (% g)
Séisme de projet	$\alpha = 0.20$ (% g)
Séisme exceptionnel	$\alpha = 0.35$ (% g)

Les valeurs de K_h pris en considération pour le calcul de la stabilité des talus amont et aval de la digue du barrage de Kissir :

Charge normale (sans séisme)	$K_h = 0.25 * 0.00 = 0$
Séisme de projet	$K_h = 0.25 * 0.20 = 0.05$
Séisme exceptionnel	$K_h = 0.25 * 0.35 = 0.0875$

Le tableau 50 résume les différents cas à considérer lors d'un calcul de stabilité du barrage de Kissir avec les coefficients de sécurité F_s requis.

Tableau 49 : Données géotechniques des matériaux de construction et des sols de fondation pour le calcul de stabilité des talus de la digue

Tableau 49

Type de sol	Nature du sol	Caractéristiques physiques					Caractéristiques mécaniques Essai triaxial					
		γ_s	γ_d	γ_{sat}	γ	n	C_{uu}	ϕ_{uu}	C_{cu}	ϕ_{cu}	C'	ϕ'
		KN/m ³	KN/m ³	KN/m ³	KN/m ³	%	Kpa	degrés	Kpa	degrés	Kpa	degrés
Matériaux de construction	Tout venant (Alluvions)	26.0	19.5	22.0	12.0	0.25	-	-	-	34°	-	-
	Argiles I « Masque »	25.6	17.8	20.9	10.9	0.31	39.5	2°	57.5	10°	48.5	16°
	Argiles II « Noyau »	25.6	17.9	21.0	11.0	0.31	43.0	1°	46.5	12°	38.0	17°
Fondation de la digue	Graviers et cailloux dans une matrice sableuse	26.7	18.0	21.3	11.3	0.33	-	-	-	30°	-	-
	Sable fin à moyen, peu argileux avec présence de graviers	26.2	18.5	21.5	11.5	0.30	-	-	10.0	26°	-	-
	Sable fin limoneux - Argileux à argile limoneuse, parfois à aspect vaseux	26.2	16.5	20.2	10.2	0.37	13.3	13°	42.0	23°	-	-

Tableau 50 : Coefficients de sécurité requis pour les différentes conditions de chargement

Tableau 50

Conditions de chargement		Caractéristiques géotechniques	F _s minimum requis
Fin de construction « Talus aval »	Court terme	C _{cu} et φ _{cu} avec R _u ≠ 0 Où C _{uu} et φ _{uu}	K _h = 0.00 F _s = 1.30 K _h = 0.05 F _s = 1.10 K _h = 0.0875 F _s = 1.00
Ecoulement permanent « Talus aval »	Long terme	C _{cu} et φ _{cu} avec ligne piezométrique et R _u ≠ 0	K _h = 0.00 F _s = 1.20 K _h = 0.05 F _s = 1.10 K _h = 0.0875 F _s = 1.00
Vidange rapide « Talus amont » (niveau 25, 20, 16 et 12)		C _{cu} et φ _{cu} avec ligne piezométrique	K _h = 0.00 F _s = 1.20 K _h = 0.05 F _s = 1.10 K _h = 0.0875 F _s = 1.00

VIII.3.2.7. Calcul de stabilité des talus

VIII.3.2.7.1. Stabilité en fin de construction (court terme)

Le calcul de F_s s'est fait pour le talus aval et amont :

1. en tenant compte des caractéristiques consolidées non drainées C_{cu} et φ_{cu} et des coefficients de pression interstitielle « R_u = 0.4 » et de sismicité « K_h ».
2. en fonction des caractéristiques non consolidées non drainées C_{uu} et φ_{uu} et de sismicité « K_h ».

Les coefficients de sécurité F_s requis, dans ces deux cas, sont 1.30 pour K_h = 0, et 1.10 pour K_h = 0.05 et 1.00 pour K_h = 0.0875.

Les résultats de calcul du coefficient F_s sont consignés dans les tableaux 51, 52, 53 et 54.

a) Talus Aval Condition non drainée non consolidé « UU »

Tableau 51

Méthode	K _h = 0	K _h = 0.05	K _h = 0.0875
F _s requis	1.30	1.10	1.00
Fellenius	1.442	1.261	1.144
Bishop	1.631	1.406	1.271
Janbu	1.394	1.223	1.107
Morgenstern-Price	1.624	1.409	1.280

b) Talus Aval Condition consolidé non drainée « CU » + $R_U = 0.4$

Tableau 52

Méthode	$K_h = 0$	$K_h = 0.05$	$K_h = 0.0875$	$R_U = 0.4$
F_S requis	1.30	1.10	1.00	
Fellenius	1.293	1.120	1.014	
Bishop	1.602	1.401	1.279	
Janbu	1.373	1.197	1.090	
Morgenstern-Price	1.604	1.408	1.289	

c) Talus Amont Condition non drainée non consolidé « UU »

Tableau 53

Méthode	$K_h = 0$	$K_h = 0.05$	$K_h = 0.0875$
F_S requis	1.30	1.10	1.00
Fellenius	1.350	1.171	1.061
Bishop	1.556	1.336	1.203
Janbu	1.307	1.138	1.030
Morgenstern-Price	1.532	1.331	1.210

d) Talus Amont Condition consolidé non drainée « CU » + $R_U = 0.4$:

Tableau 54

Méthode	$K_h = 0$	$K_h = 0.05$	$K_h = 0.0875$	$R_U = 0.4$
F_S requis	1.30	1.10	1.00	
Fellenius	1.341	1.166	1.056	
Bishop	1.776	1.560	1.428	
Janbu	1.449	1.271	1.162	
Morgenstern-Price	1.763	1.555	1.428	

VIII.3.2.7.2. Stabilité en régime d'écoulement permanent (long terme)

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été fait de manière à limiter les débits d'infiltration. Il importe donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage augmentation des pressions interstitielles. Ce phénomène est du à des charges hydrauliques appliquées dans les interstices des matériaux du barrage et sa fondation [24].

Elles peuvent avoir des conséquences importantes qui sont :

- Réduction des contraintes effectives.

D'après la loi de *Terzaghi* : $\sigma' = \sigma - u$ et $\tau' = \tau$

σ : étant la contrainte normale totale s'exerçant sur la surface de glissement,
 u : la pression interstitielle de l'eau qui existe dans le milieu.

Et d'après la loi de *Coulomb* : $\tau' = c' + \sigma' . \text{tg}(\varphi')$

Où :

$$\tau' = \tau = c' + (\sigma - u) . \text{tg}(\varphi').$$

Donc, une augmentation de la pression interstitielle se traduit par une diminution des forces de frottements et de la résistance au cisaillement [19].

- Saturation des sols cohérents (réduction de la cohésion).

A cet effet nous devons prévoir à l'intérieur du massif du barrage un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est en général un tapis drainant. Le but ce tapis est de rabattre la ligne de saturation (diminution des pressions).

Donc nous cherchons la position optimale du tapis drainant pour diminuer les pressions interstitielles et par là nous aurons un coefficient de sécurité plus petit (modification du système de drainage aval pour augmenter le coefficient de sécurité du talus aval grâce à un meilleur rabattement de la ligne de saturation) [18-19]. Nous pouvons expliquer ce phénomène par les figures (52), (53) et (54).

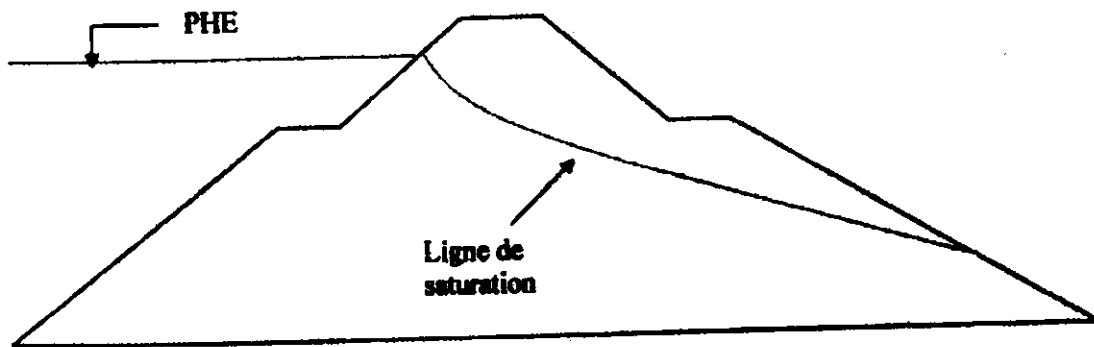


Fig. 52 : Barrage non drainé

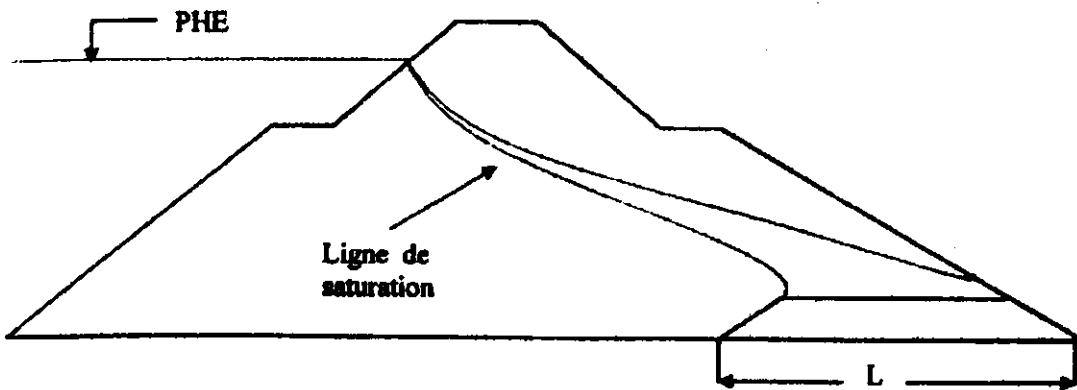


Fig. 53 : Barrage drainé la position du drain est arbitraire, diminution des pressions

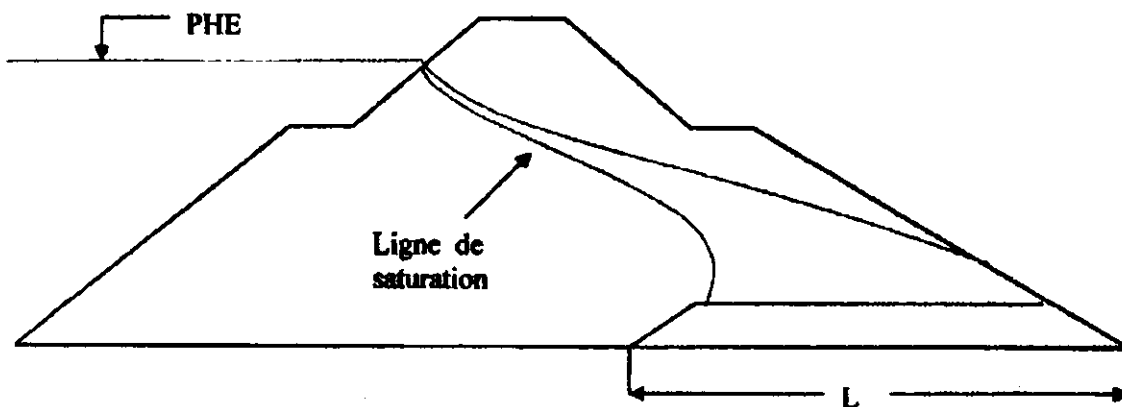


Fig. 54 : La longueur du tapis est plus grande, la diminution des pressions est importante

VIII.3.7.2.1. Choix de la position optimale du tapis drainant dans le cas du barrage de kissir

Dans ce travail, nous avons pris quatre variantes du choix de longueur du tapis drainant en fonction de largeur en pied du barrage, pour faire l'application et chercher la position optimale du tapis drainant (qui rabat la ligne de saturation et diminue les pressions interstitielles à l'intérieur du barrage) tout en vérifiant la stabilité en cas de fonctionnement normal et exceptionnel pour éviter la rupture du barrage.

Le calcul de F_s s'est fait en tenant en compte :

1. des caractéristiques consolidées non drainées (C_{cu} , φ_{cu}) et du coefficient de pression interstitielle « $R_U = 0.4$ », de sismicité « K_h » et la ligne piézométrique avec une infiltration stationnaire.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau 55 ci-dessous :

Tableau 55 : Résultats de calcul de stabilité régime d'écoulement permanent

Tableau 55

Type de fonctionnement « talus aval »	Cote (m)	Longueur du tapis (m)	Coefficient de sécurité F_s											Remarques	
			Fellenius			Bishop			Janbu			Morgenstern-Price			
			K_h	K_b	K_t	K_b	K_b	K_t	K_b	K_b	K_t	K_b	K_b		K_t
			0.00	0.05	0.0875	0.00	0.05	0.0875	0.00	0.05	0.0875	0.00	0.05		0.0875
F_s requis			1.20	1.10	1.00	1.20	1.10	1.00	1.20	1.10	1.00	1.20	1.10	1.00	
écoulement permanent	44.5	$L_t < 1/4 L_b$	1.008	0.871	0.783	1.304	1.139	1.039	1.109	0.964	0.878	1.320	1.163	1.069	Le barrage n'est pas stable
écoulement permanent	44.5	$L_t = 1/4 L_b$	1.102	0.949	0.855	1.385	1.209	1.103	1.177	1.023	0.931	1.403	1.233	1.131	Le barrage n'est pas stable
écoulement permanent	44.5	$L_t = 1/3 L_b$	1.259	1.087	0.980	1.533	1.338	1.219	1.307	1.134	1.030	1.544	1.352	1.236	Barrage stable, la position du tapis est optimale
écoulement permanent	44.5	$L_t = 1/2,5 L_b$	1.337	1.154	1.038	1.633	1.418	1.289	1.371	1.203	1.088	1.643	1.429	1.302	Barrage stable, la position du tapis est optimale
écoulement permanent	44.5	$L_t > 1/2,5 L_b$	1.352	1.168	1.051	1.651	1.434	1.303	1.387	1.217	1.101	1.660	1.443	1.315	Barrage stable, la position du tapis n'est pas économique

Fig. 55 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du tapis
Pour $K_h = 0.00$

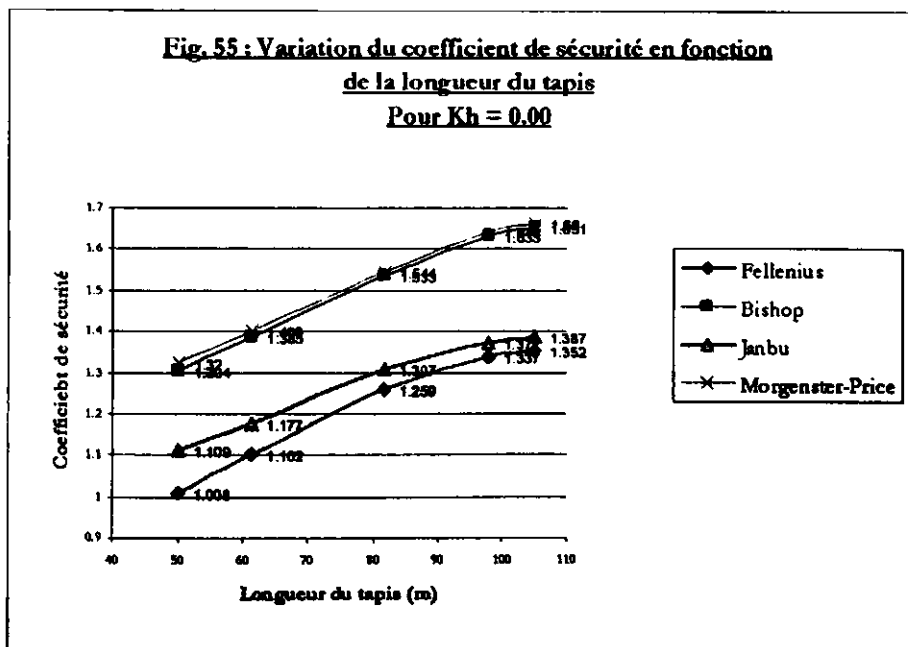


Fig. 56 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du tapis
Pour $K_h = 0.05$

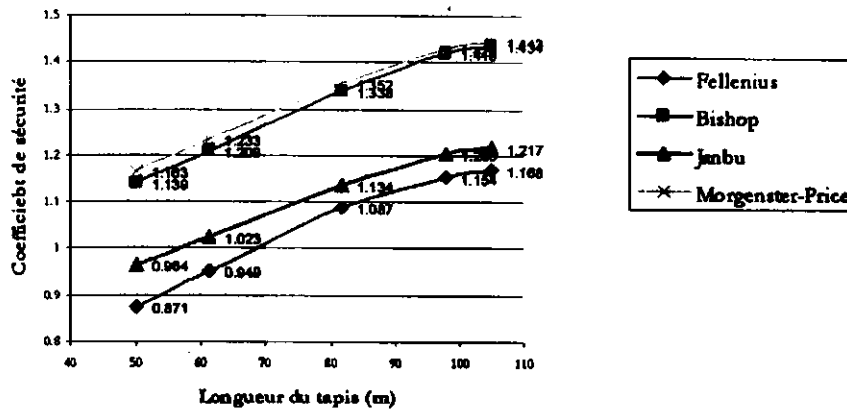
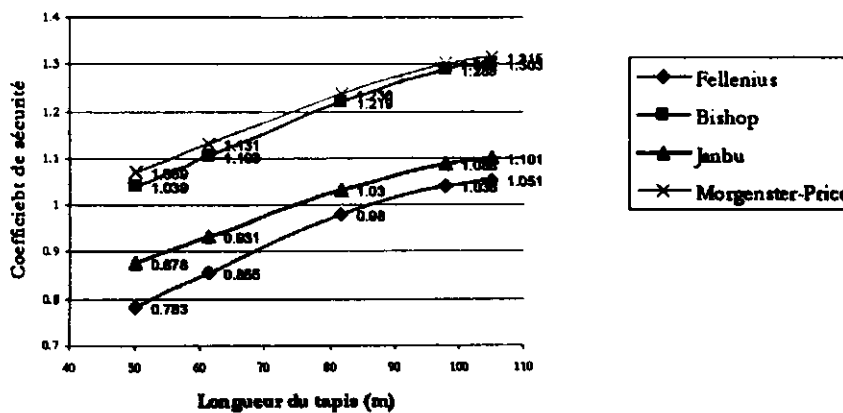


Fig. 57 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du tapis
Pour $K_h = 0.0875$



VIII.3.2.7.3. Stabilité en cas de vidange rapide (long terme)

La stabilité du talus amont est étudié dans les cas d'une vidange rapide de la retenue à partir de la côte du niveau normal (NNR = 44.50 m) jusqu'à quatre niveaux différents, respectivement aux côtes 12, 16, 20 et 25 m.

- **Talus Amont Condition consolidé non drainée « CU » + ligne piézométrique :**

Tableau 56

Cote de vidange (m)	Coefficient de sécurité F_s											
	Fellenius			Bishop			Janbu			Morgenstern-Price		
	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h	K_h
	0.00	0.05	0.0875	0.00	0.05	0.0875	0.00	0.05	0.0875	0.00	0.05	0.0875
F_s requis	1.30	1.10	1.00	1.30	1.10	1.00	1.30	1.10	1.00	1.30	1.10	1.00
12.00	1.488	1.261	1.123	1.725	1.484	1.340	1.524	1.308	1.175	1.726	1.492	1.350
16.00	1.413	1.204	1.078	1.688	1.452	1.311	1.444	1.242	1.121	1.700	1.473	1.338
20.00	1.342	1.152	1.037	1.690	1.451	1.308	1.397	1.216	1.103	1.701	1.472	1.336
25.00	1.427	1.234	1.116	1.820	1.582	1.438	1.488	1.289	1.168	1.851	1.618	1.476

VIII.3.8. Analyse des résultats :

L'analyse des résultats obtenus permet de tirer les conclusions suivantes :

- Tant pour le talus aval que pour le talus amont, les résultats de calcul du coefficient de sécurité F_s consignés dans les tableaux 51, 52, 53 et 54 pour la stabilité en fin de construction, font apparaître des coefficients de sécurité supérieurs à ceux requis. Les F_s calculés en fonction des caractéristiques consolidées non drainées « C_{CU} , ϕ_{CU} et R_U » sont inférieurs à ceux calculés en fonction des caractéristiques non drainées non consolidées « C_{UU} et ϕ_{UU} ».
- D'après les applications effectuées et les résultats obtenus, nous remarquons que la position du tapis drainant qui nous donne un coefficient de sécurité minimal assurant la stabilité du talus aval en régime d'écoulement permanent, est fixée entre 1/3 et 1/2,5 de l'emprise du barrage, c'est-à-dire entre 33,33 % et 40 % de l'emprise du barrage.
- Lorsque la longueur du tapis drainant est égale à 1/4 de l'emprise du barrage, ce dernier n'est pas stable, tandis que lorsque la longueur du tapis drainant est égale ou

supérieur à 1/2,5 c'est-à-dire 40 % de l'emprise du barrage, le coefficient de sécurité sera trop grand, la position ne sera pas optimale et le barrage ne sera pas économique.

- Les figures 55, 56 et 57 montrent que lorsque la longueur du tapis drainant augmente le coefficient de sécurité augmente. Donc, la position et les dimensions optimales du tapis drainant restent la solution la plus efficace pour optimiser les débits qui passent à travers le corps du barrage et la solution la plus adéquate pour rabattre la ligne de saturation (diminution des pressions interstitielles).
- Les résultats de calcul du coefficient F_s pour une vidange rapide de la retenue à partir de la côte NNR = 44.50 m jusqu'à la cote 12.00, consignés dans le tableau 15, font apparaître des coefficients supérieurs à ceux requis.
- Toutes les circonstances de calcul, tant pour le talus aval que pour le talus amont les cercles de glissement le plus critique traversent en profondeur la fondation de la digue dans la couche de sable fin argileux (cercle profond). Cela signifie que le facteur prédominant, en ce qui concerne la stabilité des talus; s'avère la faible résistance au cisaillement de la fondation de la digue.
- La juxtaposition des résultats, obtenus avec les valeurs du coefficient de sécurité minimum, admises d'après les normes, démontre que les paramètres géométriques de la digue adoptés assurent la stabilité des talus contre le risque de glissement.

VIII.4. Conclusions générales et recommandations

Face à un projet de barrage en terre, le souci de l'ingénieur est de créer un ensemble constitué du barrage et de sa fondation :

- a) Stable, qui se comporte de façon satisfaisante sans détérioration notable dans les conditions normales d'exploitation, évitera la rupture catastrophique dans les conditions exceptionnelles (c'est-à-dire, les conditions les plus improbables mais possibles).
- b) Etanche, de façon à éviter (éliminer) les infiltrations, réduire le volume de fuite et éviter les accidents.

L'aménagement hydraulique de Kissir est destiné à régulariser l'apport de l'Oued Kissir afin de l'utiliser pour l'alimentation en eau potable de la région de Jijel et l'irrigation de ses plaines côtières.

L'emplacement de l'axe du futur barrage de l'oued Kissir sera à environ 800 m de la mer avec une orientation de N 65° E.

Les résultats obtenus à partir des reconnaissances géologiques et géotechniques nous permettent de conclure :

1. Conditions géologiques

L'examen des conditions générales de la région montre que la zone d'étude appartient d'un point de vue géologique au domaine des nappes supérieures de l'édifice structural de la petite Kabylie occidentale (compartiment structural supérieur) caractérisée par des formations de type flysch avec une couverture sédimentaire importante au niveau des vallées.

Le site du barrage de Kissir est constitué en majeure partie par des grés massifs et une alternance d'argile/grés (flysch numidien), la fondation du barrage est représentée par un remplissage alluvial, ainsi que des marnes molassiques renfermant des blocs et des bancs discontinus de grés micacés (O.M.K) qui se développe vers l'amont. Les versants de l'oued Kissir sont formés essentiellement par des dépôts colluvionnaires (fragments de grés emballés dans une matrice argileux sableuse) issus de l'altération superficielle des grés et des marnes.

L'action de l'altération est importante au niveau du site et atteint de grandes épaisseurs en raison de la fracturation intense et de la forte humidité de la région. Les terrains les plus altérés sont localisés environ sur les 12 premiers mètres.

L'interprétation des histogrammes circulaires de direction des linéaments géologiques et de la fracturation a permis de mettre en évidence trois directions préférentielles, direction NE (N30°-N60°), EW (N80°-N90°), SE (N120°-N150°). La direction préférentielle de la fracturation s'oriente dans une direction presque parallèle à l'axe proposé du barrage (N65°), qui est favorable pour le projet. Néanmoins, la direction secondaire de fracturation (N140°, N90°) qui est perpendiculaire à l'axe du barrage devra être prise en considération.

La structure géologique de la zone où sera implanté le futur barrage est complexe, en raison de l'hétérogénéité des formations géologiques, de l'intense fracturation et des plissements.

Cette structure est rendue plus complexe en raison des recouvrements par de dépôts colluvionnaires et alluvionnaires qui recouvrent presque la totalité de la zone, ce qui rend difficile une interprétation géologique.

2. Etanchéité au niveau du site

Il résulte de l'analyse des conditions géologiques et hydrogéologiques, la nécessité de réaliser un voile d'étanchéité selon l'axe du barrage. On recommande la réalisation d'un voile d'étanchéité composé de deux rangs. L'injection se fera jusqu'à une profondeur de 40 m pour les deux rives. Pour éviter une filtration de contournement un voile des berges doit être réalisé immédiatement à côté de la digue.

Des injections pour un traitement de peau sont à exécuter dans la roche immédiatement sous le noyau de la digue. Ces injections ont pour but de créer une bonne consolidation de la roche de contact au-dessous du noyau en argile

Vu la perméabilité des alluvions du lit de l'oued Kissir, la réalisation d'une paroi moulée comme moyen d'imperméabilisation du remplissage alluvionnaire apparaît plus que indispensable. Sa profondeur varie de 4,0 m à 31,0 m et son épaisseur est conçue de 0,80 m et elle sera remplie d'un coulis de ciment Auto-durcissable ou en béton plastique.

Comme on ne peut atteindre une étanchéité parfaite et par mesure de sécurité, nous proposons qu'une galerie de drainage soit installée, afin de récupérer toutes les eaux qui s'infiltreront à travers le rideau d'étanchéité.

3. Liquéfaction

Au niveau du lit de l'oued Kissir où sera implanté le futur barrage, on note la présence d'une épaisseur considérable d'alluvions, d'une nappe superficielle et une sismicité élevée de la région. Ces facteurs peuvent déclencher le phénomène de liquéfaction.

L'analyse des résultats des essais géotechniques in situ et au laboratoire, ainsi que l'évaluation des risques sismiques confirment le risque éventuel de liquéfaction des matériaux alluvionnaires de faible portance au-dessous du corps de la digue.

Cela impose l'application de méthodes de génie pour le compactage de la fondation et l'amélioration du sol support.

Face à ce problème une consolidation de la fondation de la digue par colonnes ballastées est prévue sur une surface de plus de 2 hectares avec une profondeur moyenne de 20 m. Le maillage des colonnes est de 3 m entre le centre des colonnes et 2.598 m entre lignes.

On recommande, qu'un plan de contrôle ainsi qu'une description des essais prévus doivent être envisagé dans le cadre du contrôle de la bonne exécution des colonnes ballastées mises en œuvre sur le chantier du site de Kissir.

4. Conditions géologiques et géotechniques des ouvrages

Le choix d'un barrage en terre est plus économique qu'un barrage en béton, il présente l'avantage de s'adapter à des vallées larges et à sol meuble avec utilisation des matériaux locaux sous des volumes énormes mais à faible coût unitaire.

Cette variante est retenue pour le barrage de Kissir, d'où on propose : un Barrage en terre avec recharge en alluvions et à noyau argileux avec un rip-rap en enrochement. Le volume des matériaux de construction disponible dans les zones d'emprunts avoisinantes est suffisant à la construction du barrage et avec des qualités satisfaisantes.

5. Séismicité

L'évaluation des risques sismiques a été réalisée d'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003), et montre que la zone du site du barrage de Kissir (région de Jijel) se retrouve dans une région à moyenne sismicité (II_s) avec un ouvrage (barrage en terre) de grande importance classé en en groupe 1B.

Ainsi les valeurs des accélérations au sol (coefficient d'accélération A) ont été estimées et qu'il faut les prendre en considération lors des calculs de stabilité des talus de la digue.

- Séisme de projet (séisme normal) $K = 0.20$ (% g)
- Séisme exceptionnel $K = 0.35$ (% g)

6. Etude de stabilité des talus

L'étude de stabilité des talus de la digue a été réalisée avec le logiciel *GEO-SLOPE* afin d'une part de vérifier la géométrie de la digue ainsi déterminer et d'autre part de faire ressortir l'effet des pressions interstitielles (infiltrations) par le choix des dimensions et de la position optimale du tapis drainant, sur la stabilité des talus en cas de fonctionnement normal et exceptionnel.

D'après les applications effectuées et les résultats obtenus, nous avons remarqué que la position du tapis drainant qui nous donne un coefficient de sécurité minimal assurant la stabilité du talus aval en régime d'écoulement permanent, est fixée entre 1/3 et 1/2,5 de l'emprise du barrage, c'est-à-dire entre 33,33 % et 40 % de l'emprise du barrage et lorsque la longueur du tapis drainant est égale à 1/4 de l'emprise du barrage, ce dernier n'est pas stable, tandis que lorsque la longueur du tapis drainant est égale ou supérieur à 1/2,5 c'est-à-dire 40 % de l'emprise du barrage, le coefficient de sécurité sera trop grand, la position ne sera pas optimale et le barrage ne sera pas économique.

Les résultats de calcul du coefficient F_s pour l'ensemble des circonstances, font apparaître des coefficients supérieurs à ceux requis, qui démontre que les paramètres géométriques de la digue adoptés assurent la stabilité des talus contre le risque de glissement

La méthode de calcul pourrait être transposée pour l'ensemble des ouvrages hydrauliques de la région, et une étude comparative pourra se faire afin d'évaluer l'influence de la position et de la dimension du tapis drainant sur la stabilité des talus des digues en terre.

En vue d'une bonne exécution des travaux de réalisation du barrage de Kissir, les recommandations suivantes sont à respecter :

- Un plan de contrôle qualité doit être envisagé dans le cadre du contrôle de la bonne exécution des ouvrages (digue, tunnel de dérivation, évacuateur de crue, colonnes ballastées et évacuateur de crue). Ce plan de contrôle se fera conformément au cadre contractuel, et dans le respect des normes en vigueur (CPS, DTU, DTR... etc)
- Avant tout début des travaux (remblai de la digue), des planches d'essai sont nécessaires pour le choix des modalités de compactage à appliquer pour les matériaux et les modalités de mise en œuvre envisagées (épaisseur de couche à respecter, vitesse de travail des engins de compactages...etc).
- Afin de pouvoir satisfaire aux matériaux de construction destinés pour les drains, filtres et éventuellement pour la fabrication du béton, une station de concassage doit être implanté au niveau du site, et les matériaux d'alimentation de cette dernière (enrochement) pourra se faire par les blocs et cailloux des alluvions et éventuellement des roches extraites des ouvrages annexes.
- En fonction de la nature des matériaux à mettre en œuvre et des conditions de teneur en eau prévisibles, il est recommandé de bien apprécier les possibilités de différents types d'engin et d'orienter le choix du matériel de compactage (rouleaux à pneus, rouleaux vibrants, rouleaux à pieds dameurs).

En fin, le choix des critères de projet est l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction d'un barrage en terre, car il peut influencer l'étendue et la nature des reconnaissances et les études de calcul.

Dans le présent travail nous avons essayé de mettre à la disposition des ingénieurs praticiens, des solutions et des recommandations qui les aideront à identifier toute la série de problèmes qui sont à considérer dans le choix des critères de projet pour les barrages en terre.

Nous espérons que ce travail incitera les ingénieurs de projets à réfléchir sérieusement à la signification des critères qu'ils aideront et les rendra conscients des conséquences que les critères peuvent avoir sur la conception et la construction.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

OUVRAGES ET PUBLICATIONS :

- [1] J. Costet, G. Sanglerat. Cours pratiques de mécanique des sols (Tome 2) : Calcul des ouvrages, 3^{ème} édition, Dunod, 1983.
- [2] A. Bouafia. Les essais in-situ dans les projets de fondations, Office des publications universitaires, 2006.
- [3] G. Sanglerat, G. Olivari, B. Cambou. Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations (Tome 2) : Calcul des soutènements et des fondations stabilité des pentes, 2^{ème} édition, Dunod, 1983.
- [4] G. Sanglerat, G. Olivari, B. Cambou. Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations (Tome 1) : Généralités – Plasticité - Calcul des tassements – Interprétation des essais in situ, 2^{ème} édition, Dunod, 1983.
- [5] Norme française NF P94-116. Sols : reconnaissance et essais : Essai de pénétration au carottier, AFNOR, 1991.
- [6] Norme française NF P94-114. Géotechnique .Sols : reconnaissance et essais : Essai de pénétration dynamique type A, AFNOR, 1990.
- [7] Norme française NF P94-110. Sols : reconnaissance et essais : Essai pressiométrique Ménard, AFNOR, 1991.
- [8] Norme française NF P94-132. Sols : reconnaissance et essais : Essai d'eau Lefranc, AFNOR, 2000.
- [9] Norme française NF P94-131. Sols : reconnaissance et essais : Essai d'eau Lugeon, AFNOR, 1994.
- [10] P. Martin. La géotechnique : Principes et pratiques, Masson Paris, 1997.
- [11] J. Costet, G. Sanglerat. Cours pratique de mécanique des sols (Tome 1) : Plasticité et calcul des tassements, 2^{ème} édition, Dunod, 1975.
- [12] G. Dégoutte. Petits barrages. Edition Tec Doc, 1997.
- [13] A. Mébarki. Ressources en eau et aménagement en Algérie (bassin de Kibir Rhumel-Algérie). Office de publications universitaires, 1984.
- [14] H. Varlet. Barrages réservoirs (Tomme III). Edition Eyrolles, 1966.
- [15] G. Philipponat, D. Hubert. Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles, 1979.
- [16] Guide Technique SETRA/LCPC, 1992, Réalisation des remblais et des couches de forme (ISBN 2.11.085.707.2)
- [17] F. SCHLOSSER, 1988, Éléments de mécanique des sols, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [18] V. Merrien-soukatchoff, D. Amitrano, J.P. Piguet. Eléments de géotechniques. Polycopié cours ST131. Ecole des mines de nancy. 2004.
- [19] M. Dysli. Compléments aux cours polycopiés de technologie et de mécanique des sols. Ecole polytechnique de Lausanne, 3^{ème} édition, 1993.
- [20] J. Andrieux, H. Djellit. Structure de la petite Kabylie occidentale (Algérie) : flyschs « ultra » et flyschs externes. C. R. Acad. Sci. Paris, f. 309, Série II, p. 1191-1196, 1989.
- [21] L. Raboudi. Analyse et calcul automatique de la stabilité des digues en terre compactée. Sud sciences & technologies, N° 7, p. 30-39, 2001.
- [22] Document technique unifié « DTU 13,2 ». Recommandation sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments, chapitre 8, Comité Français de Mécanique des Sols.2004.

- [23] Commission Internationale des Grands Barrages « CIGB ». Filtres et drains granulaires, bulletin 95, 256 p.1990.
- [24] E. Alonso, D. Poulain, T. Bernede. Influence des caractéristiques mécaniques et des pressions interstitielles sur la stabilité des barrages en terre homogènes, journées nationales d'étude AFEID-CFGB « petits barrages », Bordeaux, février 1993, Cemagref édition, pp. 239 – 256, 1994.
- [25] Norme française NF P11-300. Exécution des terrassements : Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières, AFNOR, 1992.
- [26] Centre National de Recherche Appliquée en Génie-parasismique, Document Technique Réglementaire « DTR B C 2 48 » Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99 / version 2003»

THESES ET MEMOIRES DE FIN D'ETUDE :

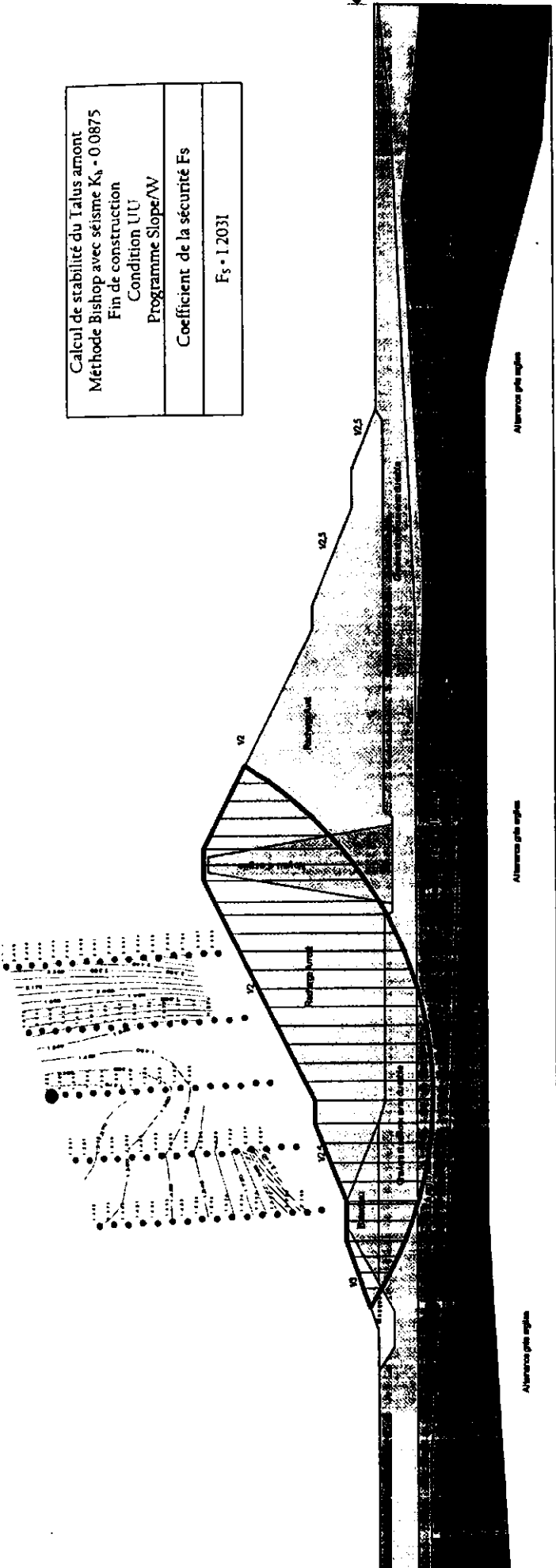
- [27] H. Djellit. Evolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place des nappes de flysch en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse de doctorat, université de Paris XI, Centre d'Orsay, 1987.
- [28] L. Djemili. Critères de choix de projet des barrages en terre : étanchéité par le masque en béton bitumineux. Thèse de doctorat, université de Batna, 2006.
- [29] A. Baghdad, M. Belaib. Etude géotechnique d'un moyen barrage sur l'Oued Naïma (El-Milia-W-de Jijel). Mémoire de fin d'étude, centre université de Tebessa.1994.
- [30] D. Boumala, S. Babouri. Contribution à l'étude hydrogéologique du bassin versant de l'Oued Kissir (W. de Jijel). Mémoire de fin d'étude, université de Constantine.2003.
- [31] F.Z. Boulkhiout, W. Bouchemella. Contribution à l'étude hydrogéologique et géotechnique du barrage de Kissir. Mémoire de fin d'étude, Université de Jijel.2006.

RAPPORTS :

- [32] ENHYD. Avant projet détaillé du barrage de Kissir, rapport de synthèse, 1995.
- [33] PROMON. Etude de faisabilité du barrage de Kissir, rapport de synthèse, 1984.

ANNEXES

Calcul de stabilité du Talus arpent
Méthode Bishop avec séisme $K_h = 0.0875$
Fin de construction
Condition UU
Programme Slope/W
Coefficient de la sécurité F_s
$F_s = 1.2031$

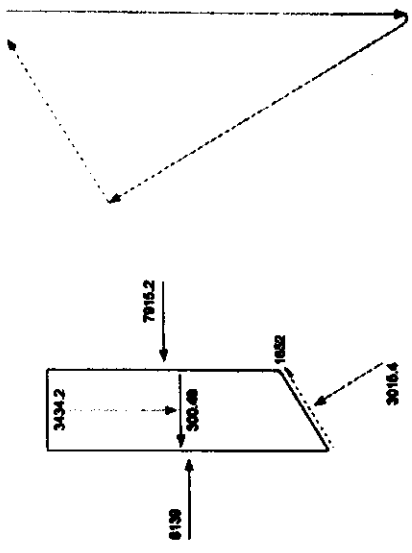


Altitude phi angle

Altitude phi angle

Altitude phi angle

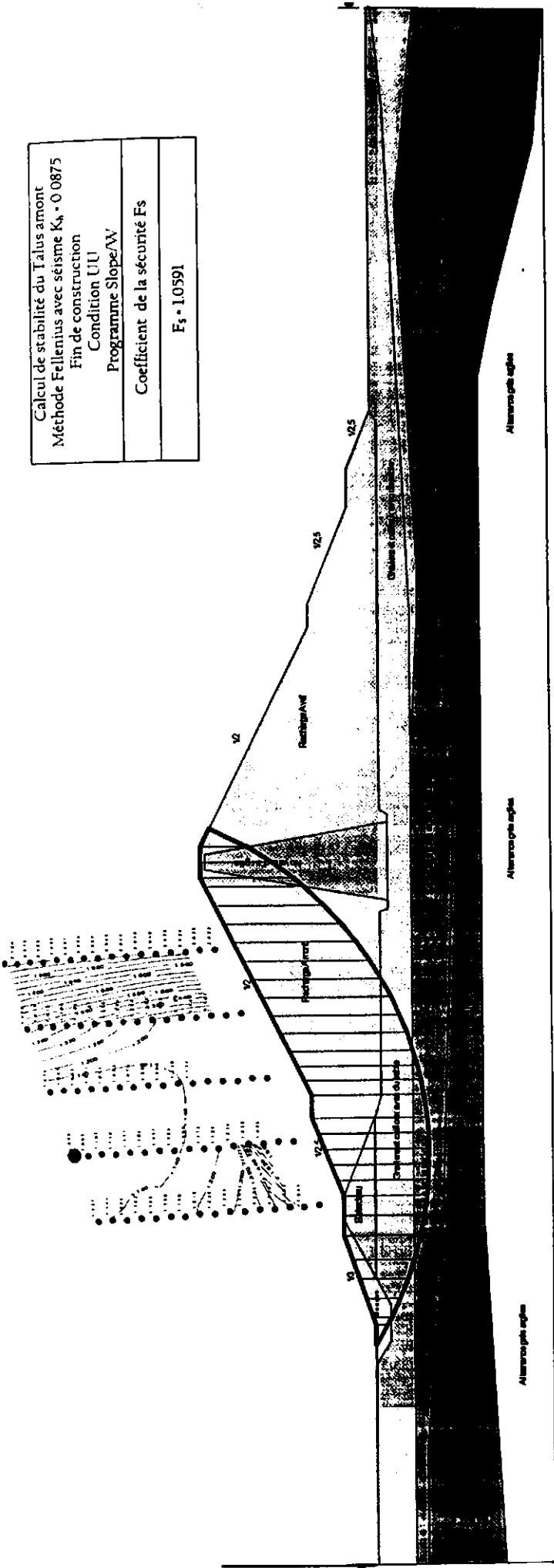
Slice 22 - Bishop Method



Polygone des forces

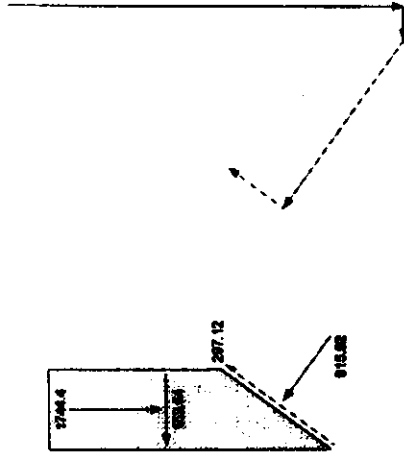
Slice 22 Bishop Method	
Factor of Safety	1.2031
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	0
Pore Water Force	0
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	4.7759
Mid-Height	32.684
Base Length	5.597
Base Angle	31.427
Polygon Closure	240.39
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	3434.2
Base Shear Force	1652
Base Normal Force	3015.4
Left Side Normal Force	8139
Right Side Normal Force	7915.2
Seismic Force	300.49

Calcul de stabilité du Talus amont
Méthode Fellenius avec séisme $K_s = 0.0875$
Fin de construction
Condition UU
Programme Slope/W
Coefficient de la sécurité Fs
$F_s = 1.0591$



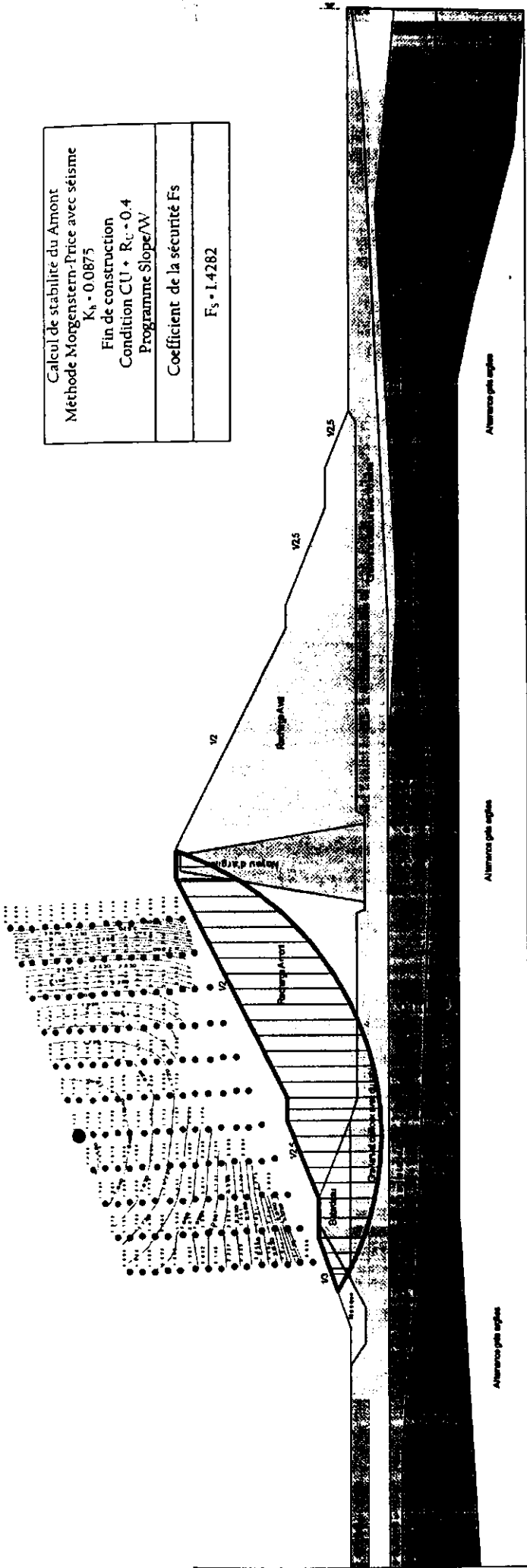
Slice 28 - Ordinary Method

Slice 28 - Ordinary Method	
Factor of Safety	1.0591
Phi Angle	1
C (Strength)	46.5
C (Force)	307.55
Pore Water Pressure	0
Pore Water Force	0
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	3.9376
Mid-Height	21.04
Base Length	6.6139
Base Angle	53.462
Polygon Closure	1194.9
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	1744.4
Base Shear Force	297.12
Base Normal Force	915.92
Seismic Force	152.64



Polygone des forces

Calcul de stabilité du Amont
 Méthode Morgenstern-Price avec séisme
 $K_h = 0.0875$
 Fin de construction
 Condition $CU + R_c = 0.4$
 Programme Slope/W/
 Coefficient de la sécurité F_s
 $F_s = 1.4282$

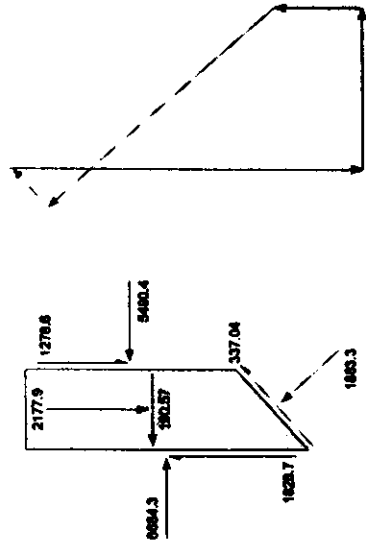


Alluvions plus argiles

Alluvions plus argiles

Alluvions plus argiles

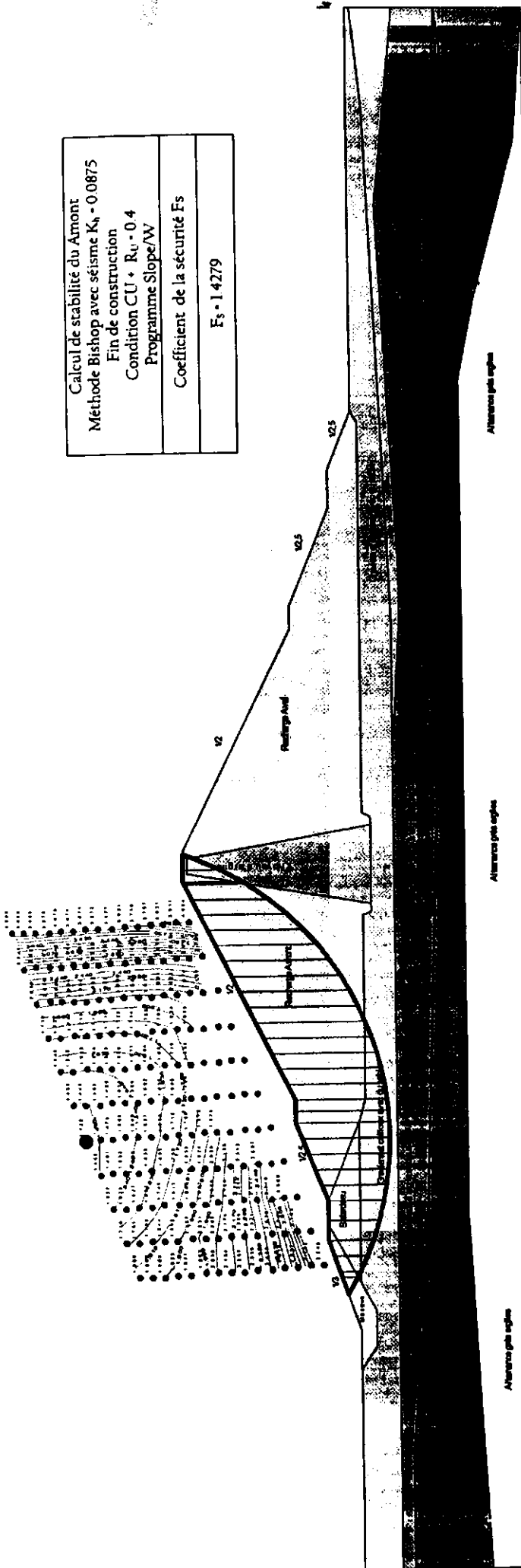
Slice 24 - Morgenstern-Price Method



Polygone des forces

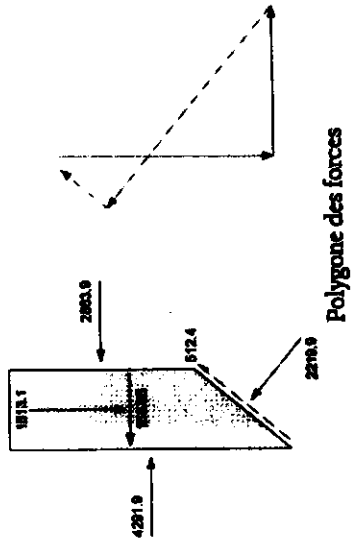
Slice 24 - Morgenstern-Price Method	
Factor of Safety	1.4282
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	221.57
Pore Water Force	1169.6
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	3.9325
Mid-Height	25.174
Base Length	5.2786
Base Angle	41.842
Polygon Closure	21.779
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	2177.9
Base Shear Force	337.04
Base Normal Force	1883.3
Left Side Normal Force	6684.3
Left Side Shear Force	1828.7
Right Side Normal Force	5490.4
Right Side Shear Force	1278.6
Seismic Force	190.57

Calcul de stabilité du Armont
Méthode Bishop avec séisme $K_h = 0.0875$
Fin de construction
Condition $CU + R_u = 0.4$
Programme Slope/W
Coefficient de la sécurité F_s
$F_s = 1.4279$

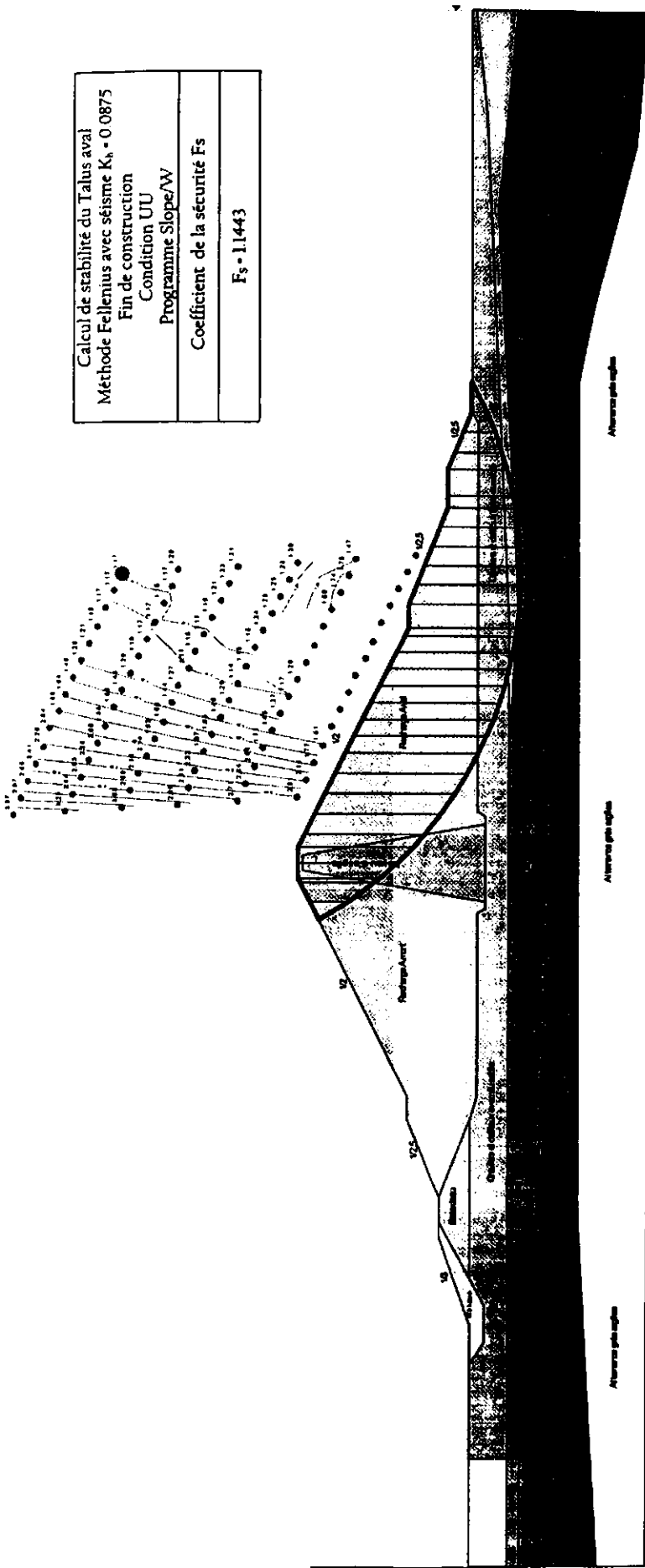


Slice 26 - Bishop Method

Slice 26 - Bishop Method	
Factor of Safety	1.4279
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	184.47
Pore Water Force	1135.2
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	3.9325
Mid-Height	20.957
Base Length	6.1538
Base Angle	50.28
Polygon Closure	110.99
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	1813.1
Base Shear Force	512.4
Base Normal Force	2219.9
Left Side Normal Force	4291.9
Right Side Normal Force	2863.9
Seismic Force	158.65

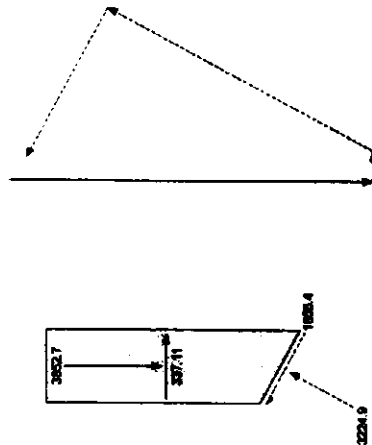


Calcul de stabilité du Talus aval
Méthode Feltenius avec séisme $K_h = 0.0875$
Fin de construction
Condition UU
Programme Slope/W
Coefficient de la sécurité Fs
$F_s = 1.1443$



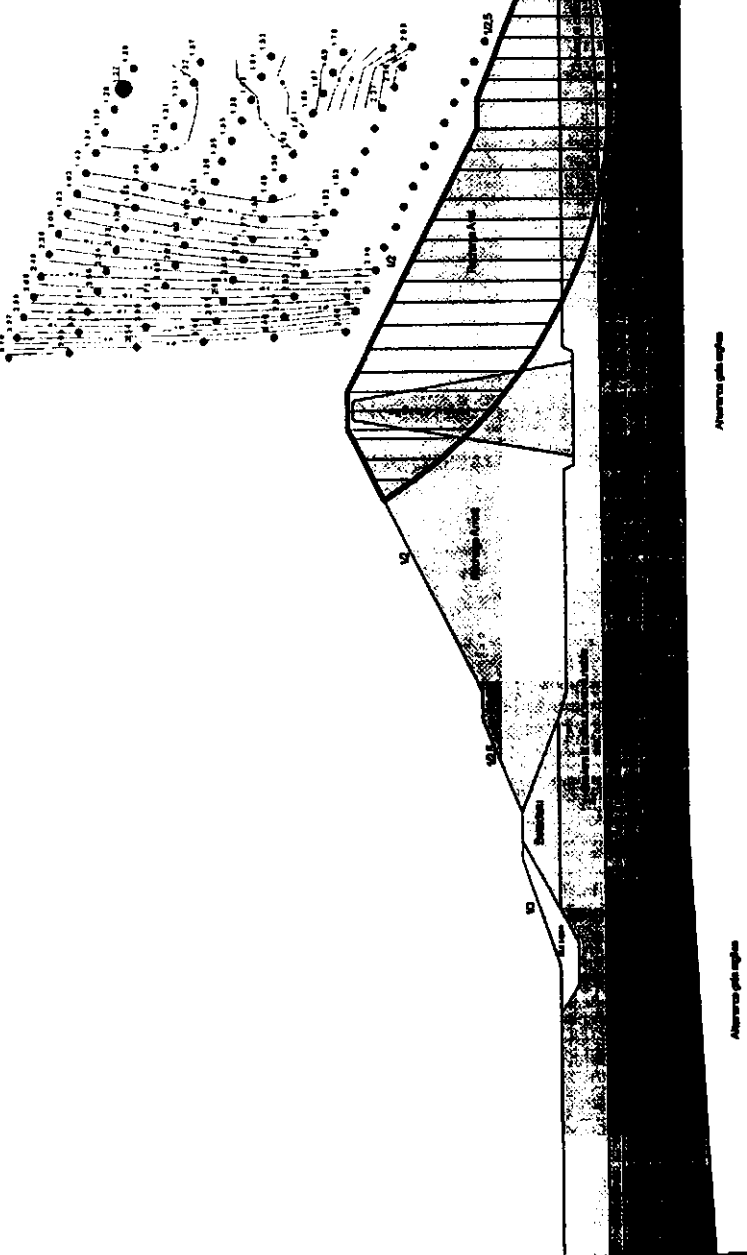
Slice 10 - Ordinary Method	
Factor of Safety	1.1443
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	0
Pore Water Force	0
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	5.1544
Mid-Height	33.975
Base Length	5.8653
Base Angle	28.502
Polygon Closure	288.95
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	3852.7
Base Shear Force	1856.4
Base Normal Force	3224.9
Seismic Force	337.11

Slice 10 - Ordinary Method



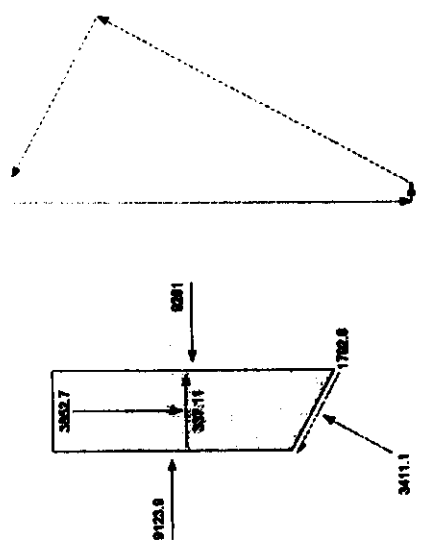
Polygone des forces

Calcul de stabilité du Talus aval
Méthode Bishop avec séisme $K_h = 0.0875$
Fin de construction
Condition UU
Programme Slope/W
Coefficient de la sécurité Fs
$F_s = 1.2708$



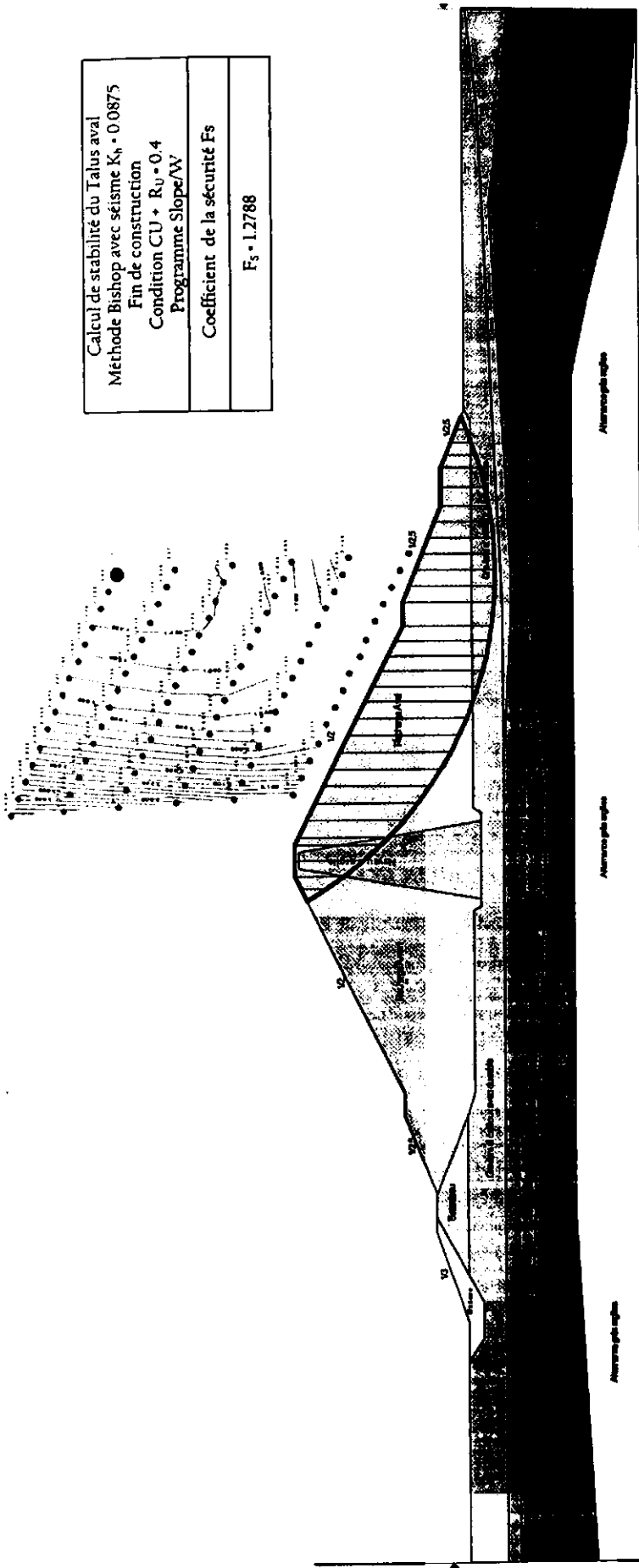
Slice 10 - Bishop Method	
Factor of Safety	1.2708
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	0
Pore Water Force	0
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	5.1544
Mid-Height	33.975
Base Length	5.8653
Base Angle	28.502
Polygon Closure	231.16
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	3852.7
Base Shear Force	1792.8
Base Normal Force	3411.1
Left Side Normal Force	9123.9
Right Side Normal Force	9281
Seismic Force	337.11

Slice 10 - Bishop Method



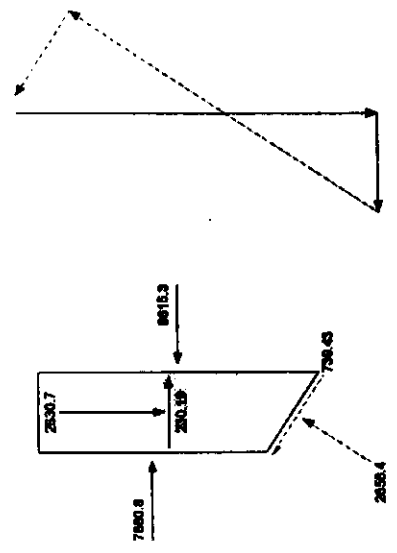
Polygone des forces

Calcul de stabilité du Talus aval
Méthode Bishop avec séisme $K_h = 0.0875$
Fin de construction
Condition CU $\rightarrow R_0 = 0.4$
Programme Slope/W
Coefficient de la sécurité F_s
$F_s = 1.2788$



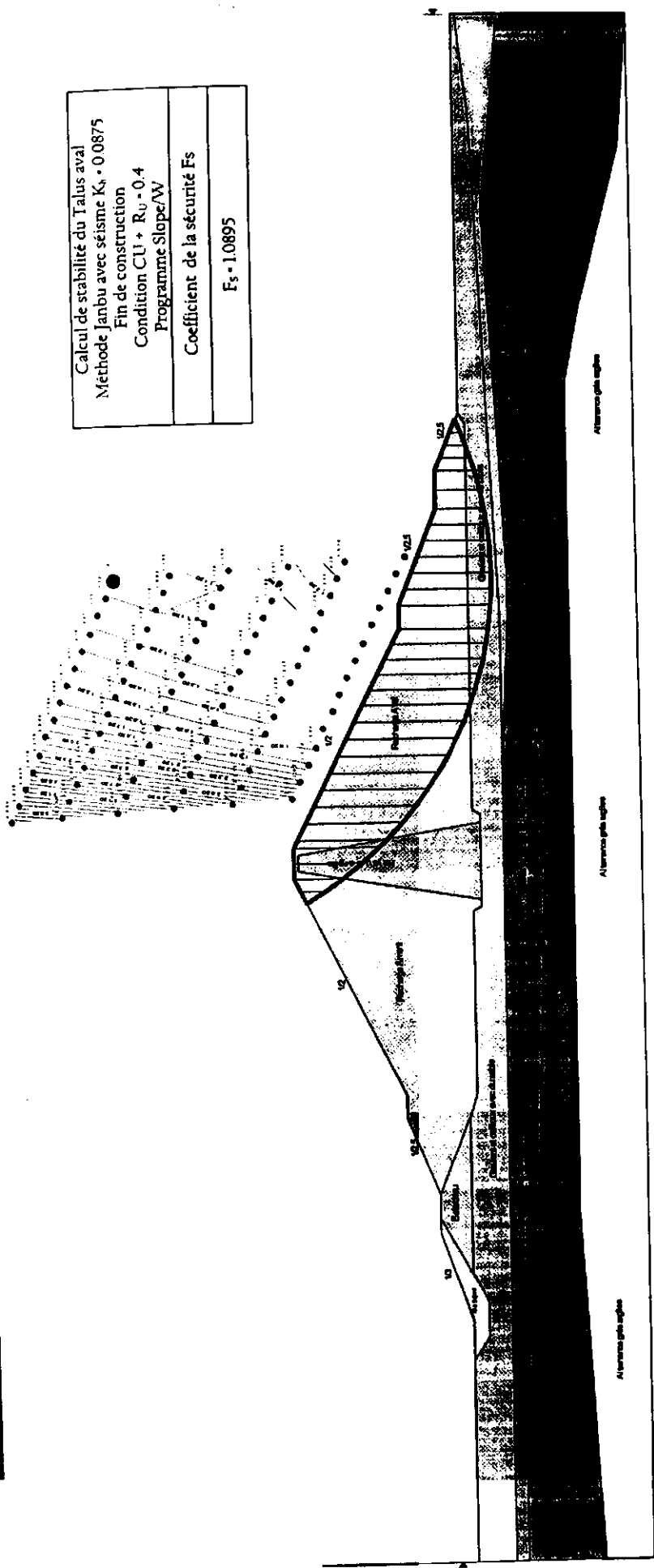
Factor of Safety	1.2788
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	244.18
Pore Water Force	1256.6
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	4.3101
Mid-Height	27.743
Base Length	5.1462
Base Angle	33.12
Polygon Closure	119.63
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	2630.7
Base Shear Force	739.43
Base Normal Force	2658.4
Left Side Normal Force	7660.8
Right Side Normal Force	8615.3
Seismic Force	230.19

Slice 9 - Bishop Method

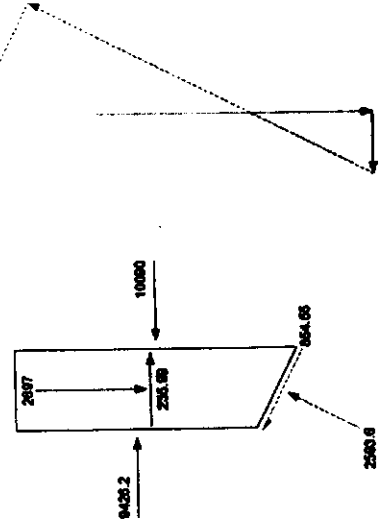


Polygone des forces

Calcul de stabilité du Talus aval
 Méthode Janbu avec séisme $K_h = 0.0875$
 Fin de construction
 Condition $CU + R_u = 0.4$
 Programme Slope/W
 Coefficient de la sécurité F_s
 $F_s = 1.0895$

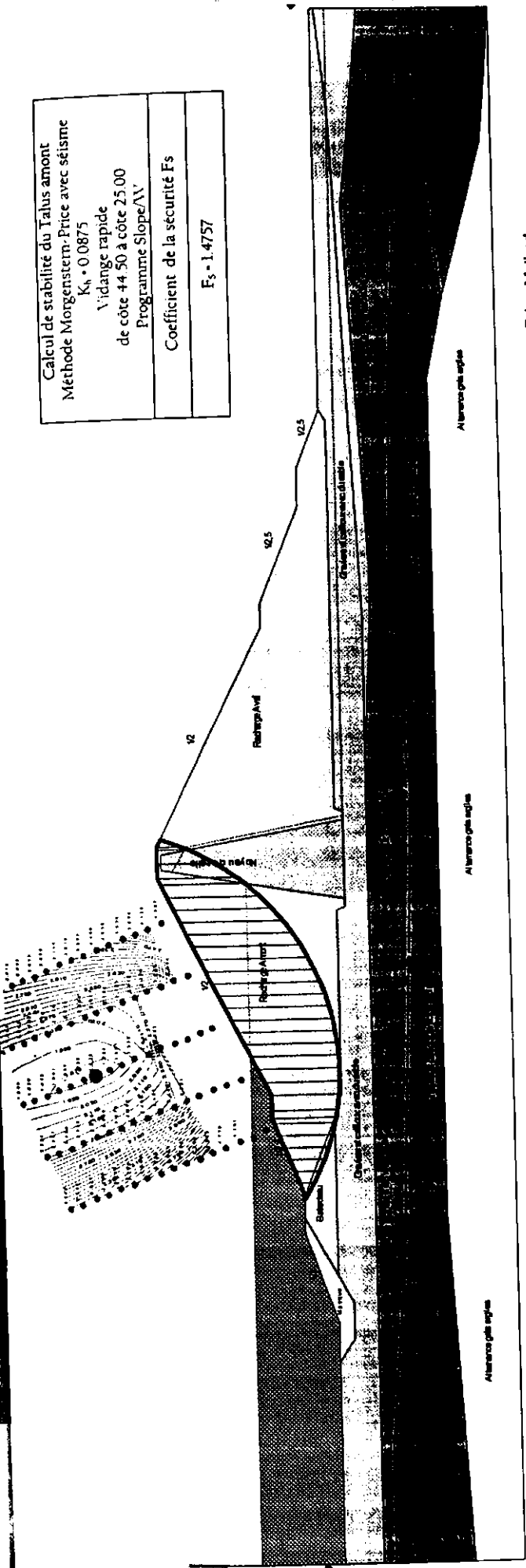


Slice 11 - Janbu Method

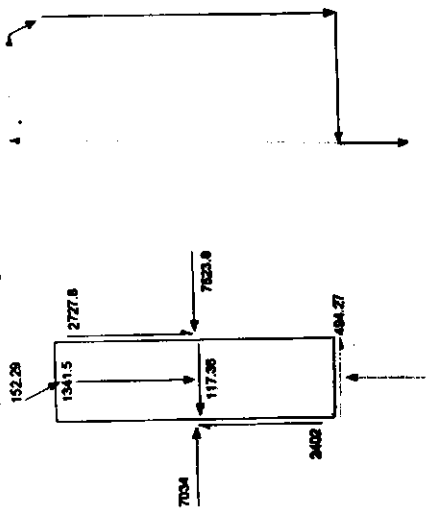


Slice 11 - Janbu Method	
Factor of Safety	1.0895
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	250.32
Pore Water Force	1213.3
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	4.3101
Mid-Height	28.442
Base Length	4.8471
Base Angle	27.224
Polygon Closure	26.97
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	2697
Base Shear Force	854.55
Base Normal Force	2593.6
Left Side Normal Force	9426.2
Right Side Normal Force	10090
Seismic Force	235.99

Calcul de stabilité du Talus armoit
Méthode Morgenstern-Price avec séisme
 $K_h = 0.0875$
Vidange rapide
de côte 44.50 à côte 25.00
Programme Slope/VV
Coefficient de la sécurité F_s
 $F_s = 1.4757$



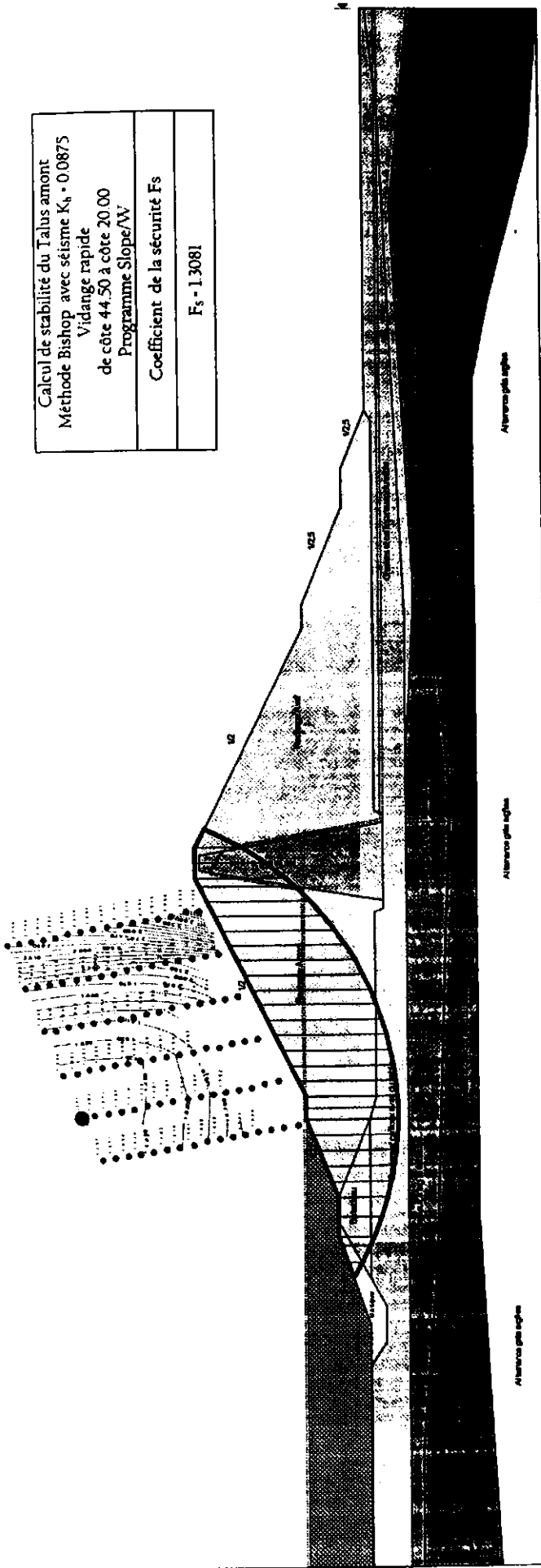
Slice 12 - Morgenstern-Price Method



Polygone des forces

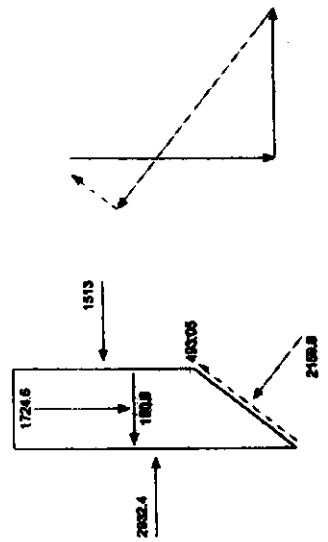
12 - Morgenstern-Price Method I	
Factor of Safety	1.4757
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	220.28
Pore Water Force	734.47
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	3.3333
Mid-Height	18.293
Base Length	3.3343
Base Angle	1.3723
Polygon Closure	18.158
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	1341.5
Base Shear Force	494.27
Base Normal Force	1815.8
Left Side Normal Force	7034
Left Side Shear Force	2402
Right Side Normal Force	7523.8
Right Side Shear Force	2727.8
Seismic Force	117.38
Surface Pressure Load	152.29

Calcul de stabilité du Talus amont
 Méthode Bishop avec séisme $K_h = 0.0875$
 Vidange rapide
 de côte 44.50 à côte 20.00
 Programme Slope/W
 Coefficient de la sécurité F_s
 $F_s = 1.3081$



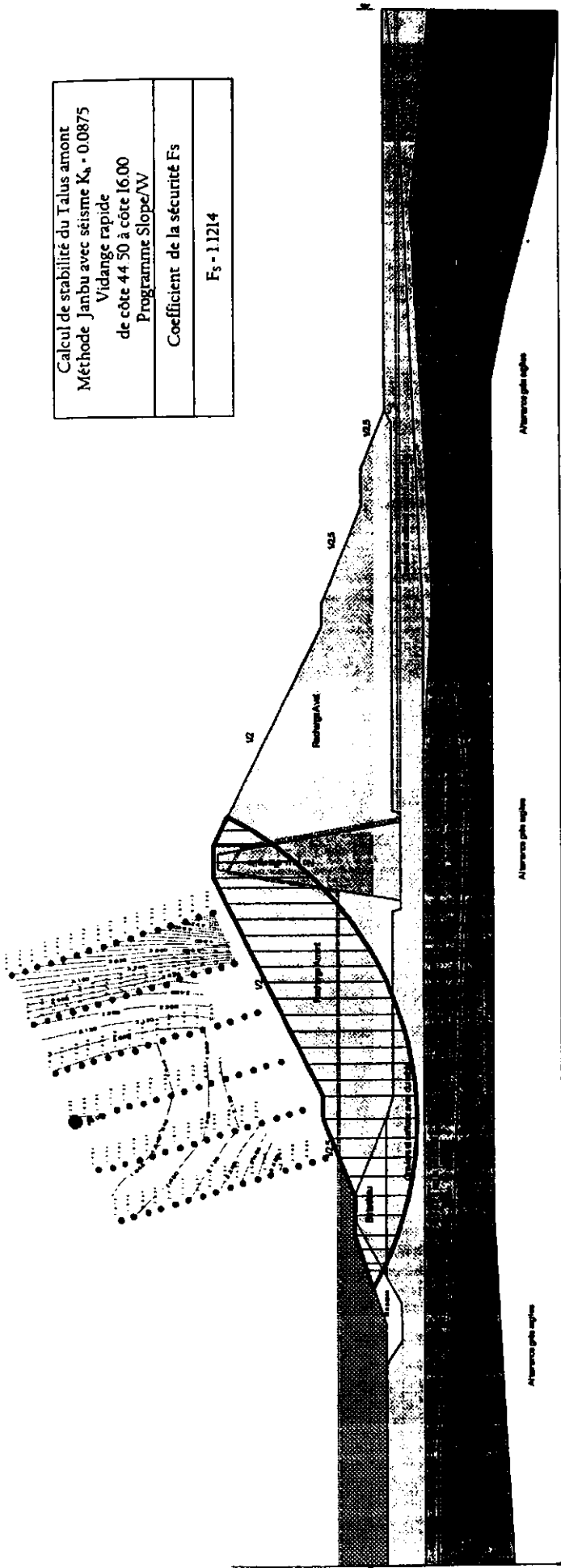
Slice 28 - Bishop Method	
Factor of Safety	1.3081
Phi Angle	12
C (Strength)	43
C (Force)	274.29
Pore Water Pressure	63.307
Pore Water Force	403.82
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	3.9488
Mid-Height	20.742
Base Length	6.3788
Base Angle	51.753
Polygon Closure	140.39
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	1724.6
Base Shear Force	493.05
Base Normal Force	2159.8
Left Side Normal Force	2932.4
Right Side Normal Force	1513
Seismic Force	150.9

Slice 28 - Bishop Method



Polygone des forces

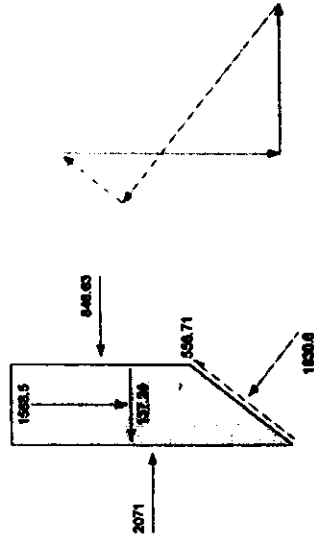
Calcul de stabilité du Talus amont
 Méthode Janbu avec séisme $K_h = 0.0875$
 Vidange rapide
 de côte 44.50 à côte 16.00
 Programme Slope/W
 Coefficient de la sécurité F_s
 $F_s = 1.1214$



Slice 27 - Janbu Method

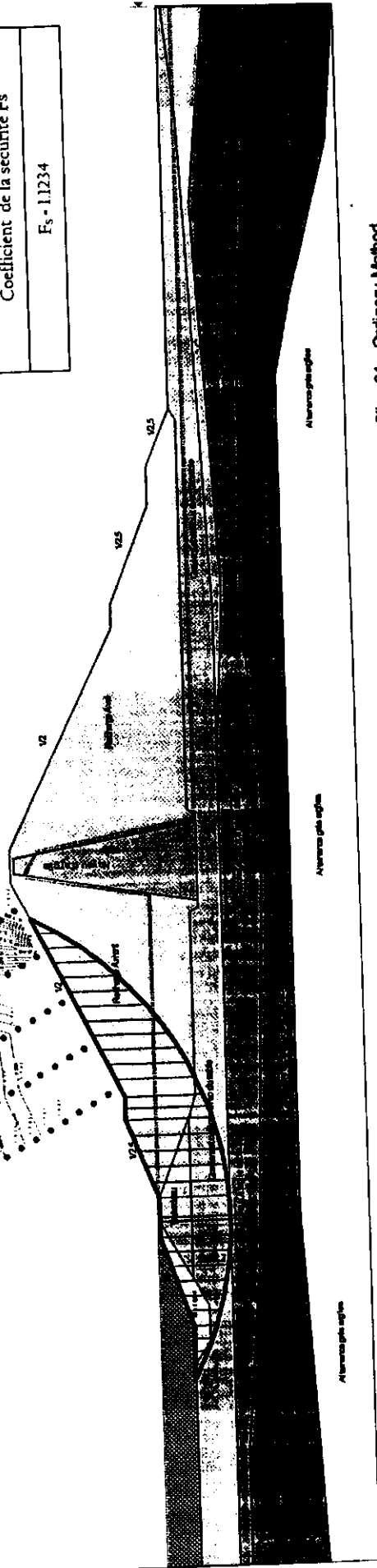
Factor of Safety	1.1214
Phi Angle	12
C (Strength)	43
C (Force)	278.17
Pore Water Pressure	25.934
Pore Water Force	167.77
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	4
Mid-Height	18.625
Base Length	6.4691
Base Angle	51.806
Polygon Closure	18.306
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	1568.5
Base Shear Force	556.71
Base Normal Force	1830.6
Left Side Normal Force	2071
Right Side Normal Force	846.63
Seismic Force	137.24

Slice 27 - Janbu Method



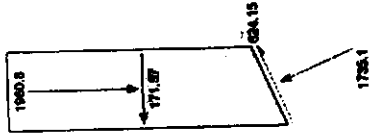
Polygon des forces

Calcul de stabilité du Talus amont
 Méthode Fellenius avec séisme $K_h = 0.0875$
 Vidange rapide
 de côte 44.50 à côte 12.00
 Programme Slope/W
 Coefficient de la sécurité F_s
 $F_s = 1.1234$



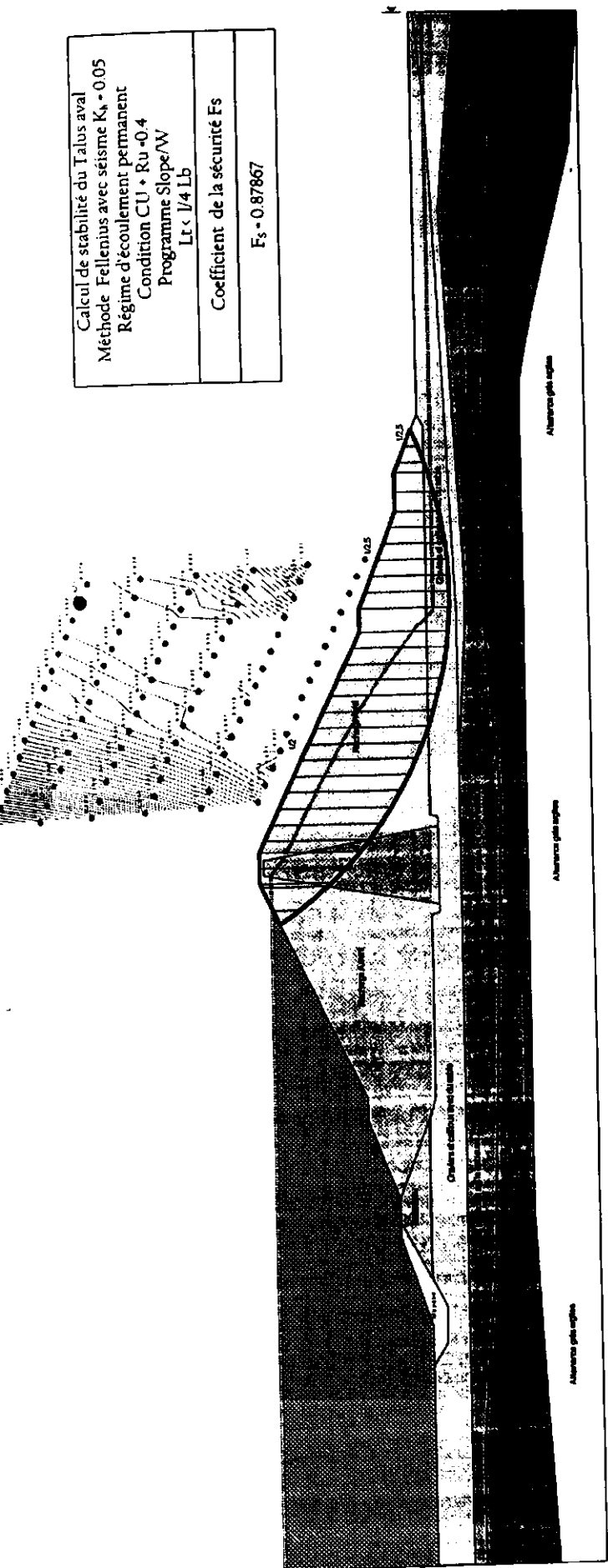
Slice 21 Ordinary Method	
Factor of Safety	1.1234
Phi Angle	30
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	107.76
Pore Water Force	520.66
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	4.4417
Mid-Height	20.098
Base Length	4.8315
Base Angle	23.172
Polygon Closure	313.73
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	1960.8
Base Shear Force	624.15
Base Normal Force	1755.1
Seismic Force	171.67

Slice 21 - Ordinary Method



Polygone des forces

Calcul de stabilité du Talus aval
 Méthode Fellenius avec séisme $K_h = 0.05$
 Régime d'écoulement permanent
 Condition CU + Ru -0.4
 Programme Slope/W
 Lt < 1/4 Lb
 Coefficient de la sécurité Es
 $F_s = 0.87867$

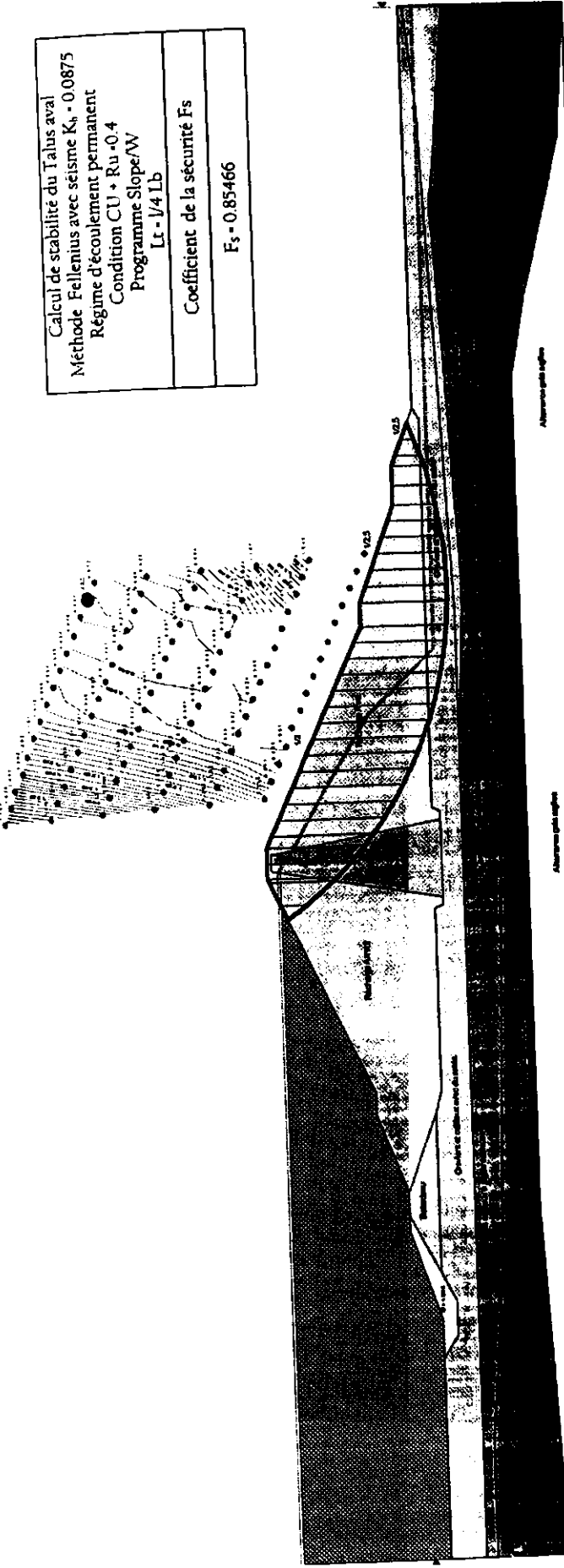


Slice 17 - Ordinary Method



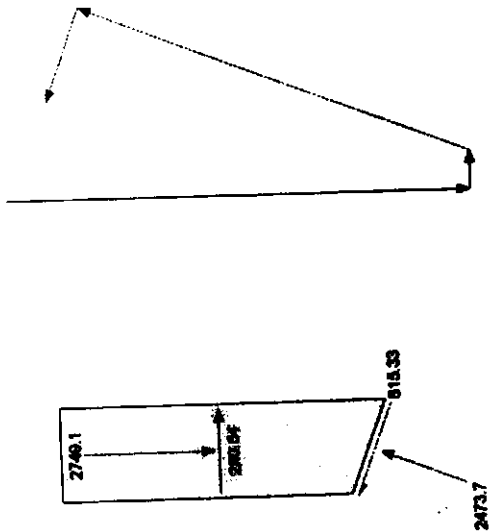
Slice 17 - Ordinary Method	
Factor of Safety	0.87867
Phi Angle	30
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	81.279
Pore Water Force	325.09
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	3.9172
Mid-Height	24.88
Base Length	4.0021
Base Angle	11.826
Polygon Closure	597.32
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	2133.3
Base Shear Force	1144
Base Normal Force	2066.1
Seismic Force	106.66

Calcul de stabilité du Talus aval
 Méthode: Fellenius avec seisme $K_s = 0.0875$
 Régime d'écoulement permanent
 Condition CU + Ru -0.4
 Programme Slope/W
 Lt - 1/4 Lb
 Coefficient de la sécurité F_s
 $F_s = 0.85466$

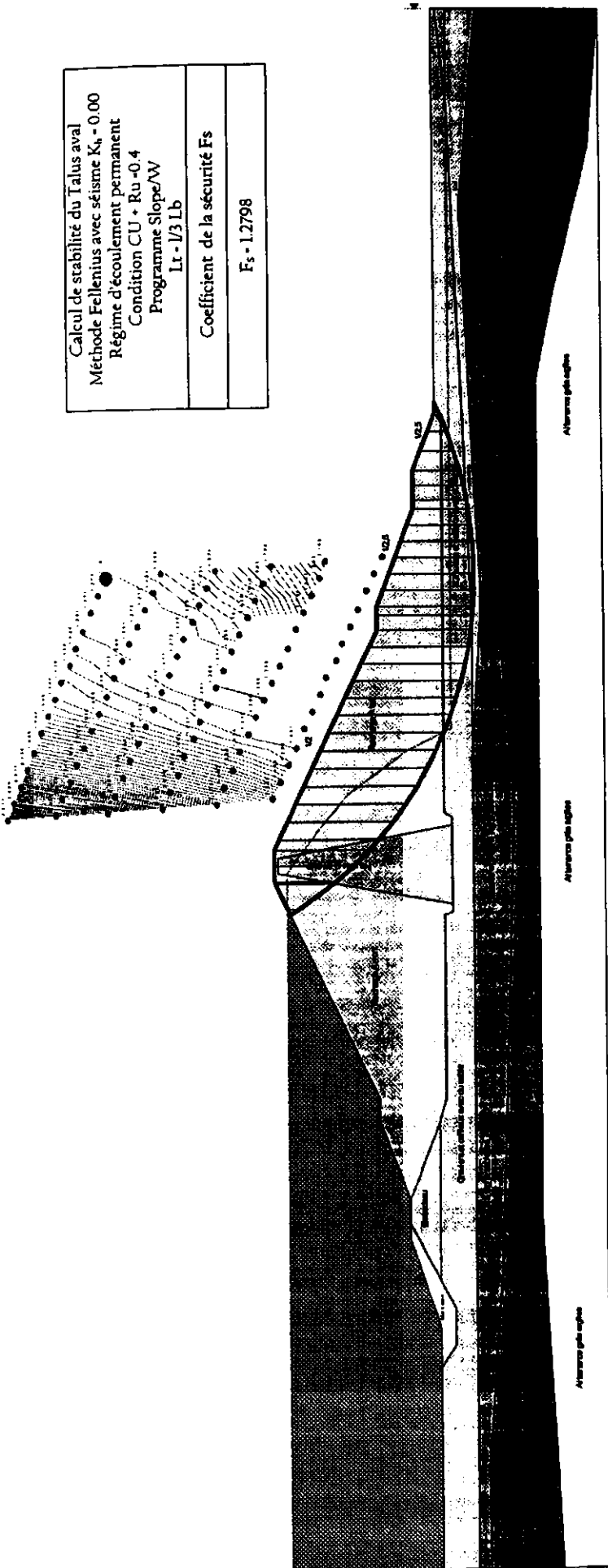


Slice 13 - Ordinary Method

Slice 13 - Ordinary Method	
Factor of Safety	0.85466
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	384.59
Pore Water Force	1694.1
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	4.1038
Mid-Height	30.449
Base Length	4.4049
Base Angle	21.308
Polygon Closure	632.29
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	2749.1
Base Shear Force	615.33
Base Normal Force	2473.7
Seismic Force	240.34

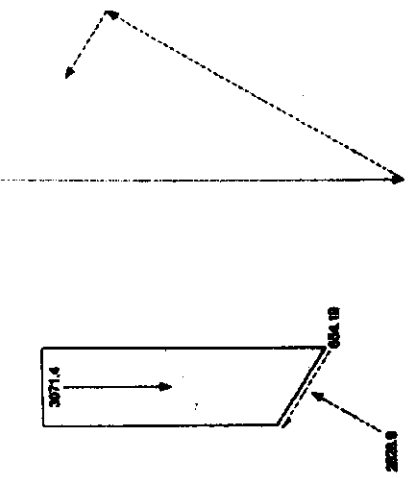


Calcul de stabilité du Talus aval
Méthode Fellenius avec séisme $K_h = 0.00$
Régime d'écoulement permanent
Condition CU + Ru -0.4
Programme Slope/W
Lr - 1/3 Lb
Coefficient de la sécurité F_s
$F_s = 1.2798$

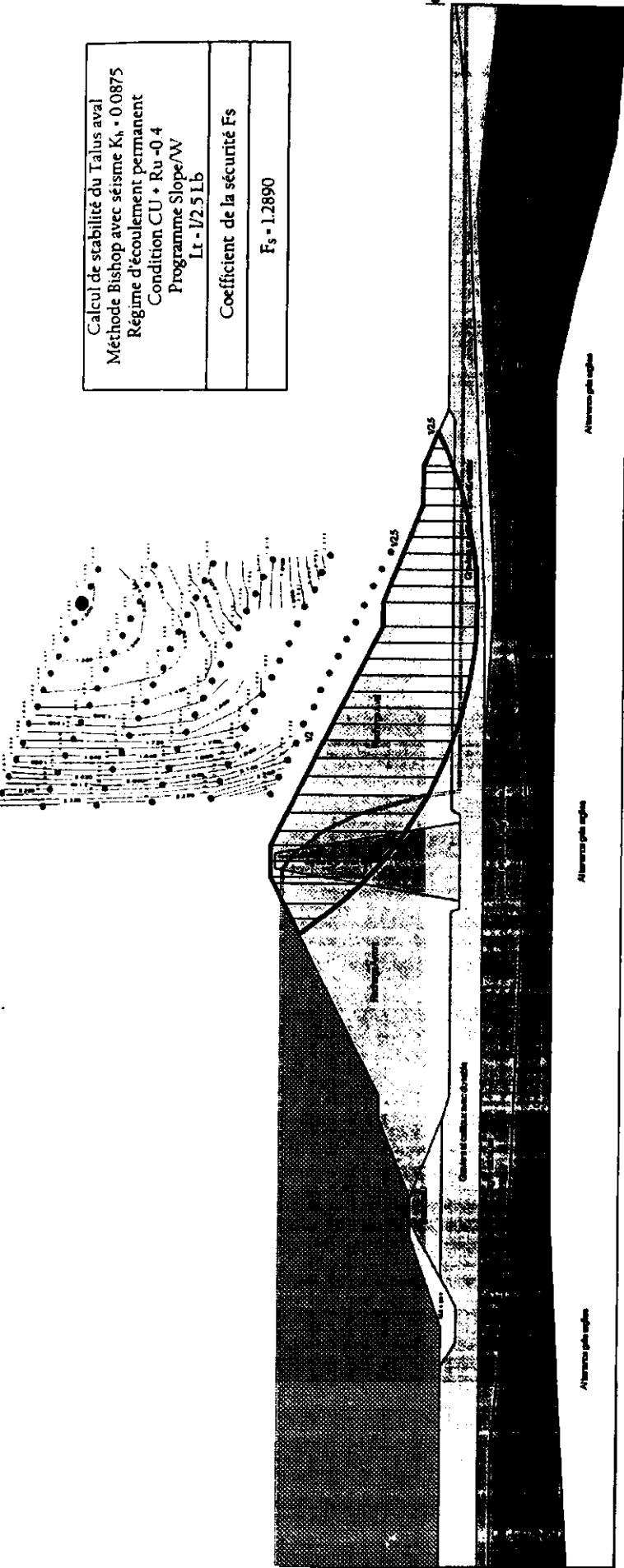


Slice 10 - Ordinary Method	
Factor of Safety	1.2798
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	262.12
Pore Water Force	1385.6
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	4.521
Mid-Height	30.881
Base Length	5.2861
Base Angle	31.211
Polygon Closure	952.13
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	3071.4
Base Shear Force	654.19
Base Normal Force	2626.9

Slice 10 - Ordinary Method



Calcul de stabilité du Talus aval
Méthode Bishop avec séisme $K_h = 0.0875$
Régime d'écoulement permanent
Condition CU + Ru - 0.4
Programme Slope/W
Lr - 1/2.5 Lb
Coefficient de la sécurité F_s
$F_s = 1.2890$



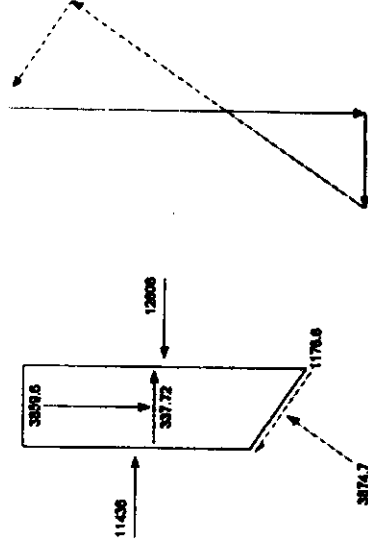
Altitudes géométriques

Altitudes géométriques

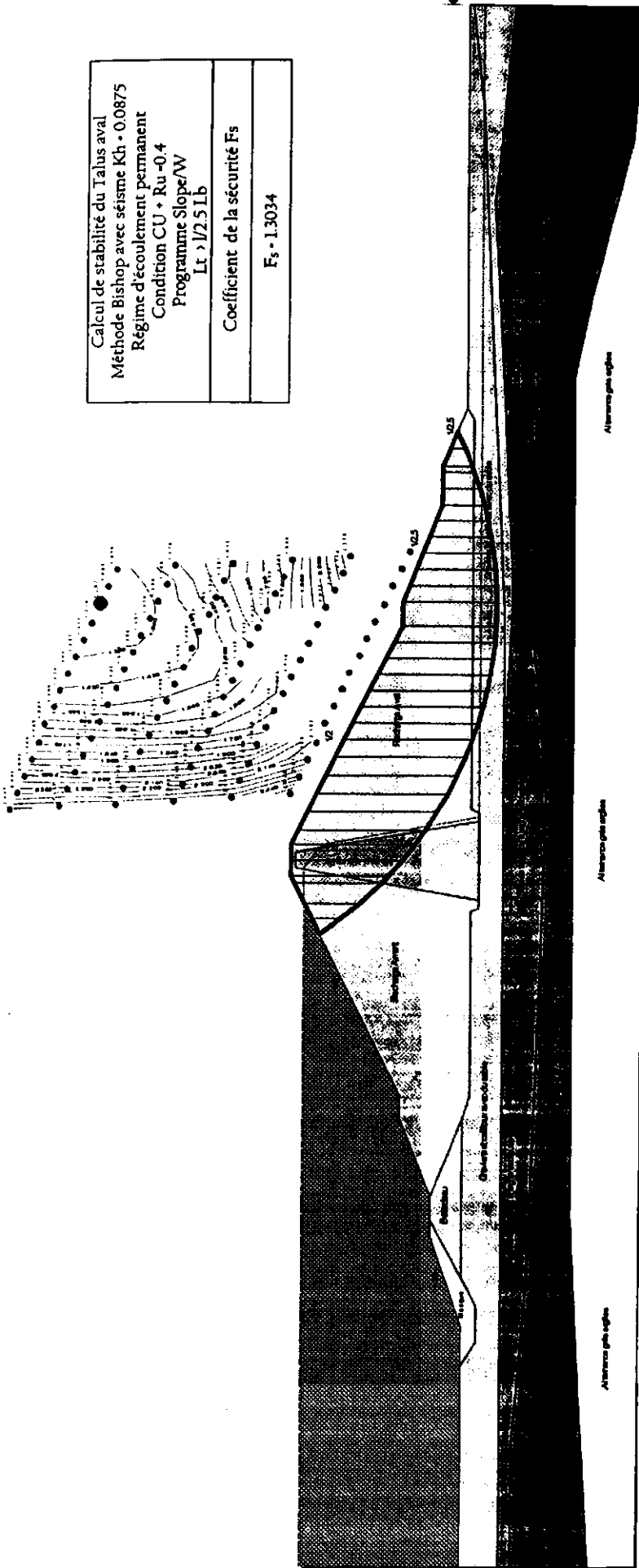
Altitudes géométriques

Slice 8 - Bishop Method	
Factor of Safety	1.2890
Phi Angle	34
C (Strength)	0
C (Force)	0
Pore Water Pressure	267.39
Pore Water Force	1608.4
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	4.9567
Mid-Height	35.394
Base Length	6.0152
Base Angle	34.509
Polygon Closure	213.11
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	3859.6
Base Shear Force	1176.6
Base Normal Force	3874.7
Left Side Normal Force	11436
Right Side Normal Force	12806
Seismic Force	337.72

Slice 8 - Bishop Method

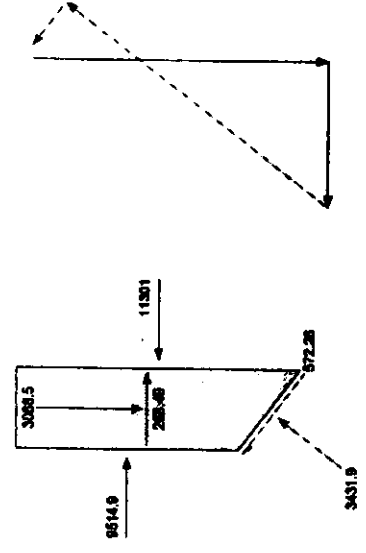


Calcul de stabilité du Talus aval Méthode Bishop avec séisme Kh = 0.0875 Régime d'écoulement permanent Condition CU + Ru -0.4 Programme Slope/W Lt > 1/2.5 Lb
Coefficient de la sécurité Fs
Fs = 1.3034



Slice 7 - Bishop Method	
Factor of Safety	1.3034
Phi Angle	12
C (Strength)	43
C (Force)	223.4
Pore Water Pressure	182.75
Pore Water Force	949.46
Pore Air Pressure	0
Pore Air Force	0
Slice Width	4.1165
Mid-Height	34.362
Base Length	5.1953
Base Angle	37.594
Polygon Closure	137.28
Anisotropic Strength Modifier	1
Weight	3068.5
Base Shear Force	572.26
Base Normal Force	3431.9
Left Side Normal Force	9514.9
Right Side Normal Force	11301
Seismic Force	268.49

Slice 7 - Bishop Method



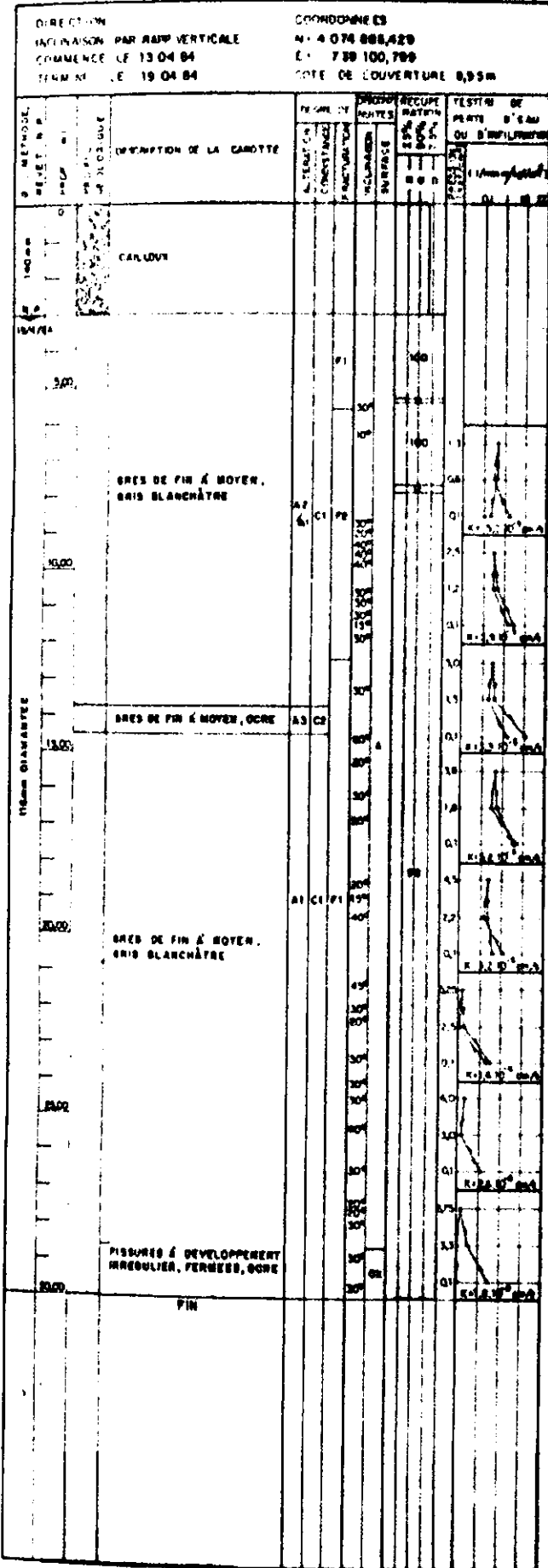
SONDAGE SR-1

DIRECTION		COORDONNEES						
INCLINAISON PAR RAPP VERTICALE		N: 4 074 772,983						
COMMENCE LE 12 03 84		E: 739 088,391						
TERMINE LE 23 03 84		COTE DE LOUVERTURE 4,25 m						
M. METHODE REVEZ A P	PROF (m)	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	DEGRE DE		INCLINAISON		PERTE (S) DE	
			ALTEPATION	CONSISTANCE	FRANCTURATION	SURFACE	DE PERTE D'EAU	OU INFILTRATION
	0							
	100	LIMON SABLONNEUX MARRON CONTENANT QUELQUES GRAVIERS Ø 20 mm						
	140	AUGMENTATION DU NOMBRE DE GRAVIERS						
	150	FRAGMENTS DE GRES						
	1000	PREDOMINANTEMENT DU SABLE GROS, MARRON CONTENANT DES GRAVIERS						
	1500	SABLE FIN LIMONEUX BRUN CLAIR, CONTENANT DES GRAVIERS, Ø 10 mm						
	2000	PRESENCE DE CAILLOUX						
	2500	FRAGMENTS DE GRES DE COULEUR CREUX ET BLANC GRISATRE						
	2500	SABLE PEU LIMONEUX GROS						
	3000	SABIE TRES FIN LIMONEUX, BRIS FONCE						
	3000	FRAGMENTS DE GRES ET CAILLOUX Ø 20 mm						
	3300	GRES DE FIN A MOYEN DE PLUSIEURS COULEURS (BLANC, CREUX, MARRON, GRIS)						
		COURTISE						

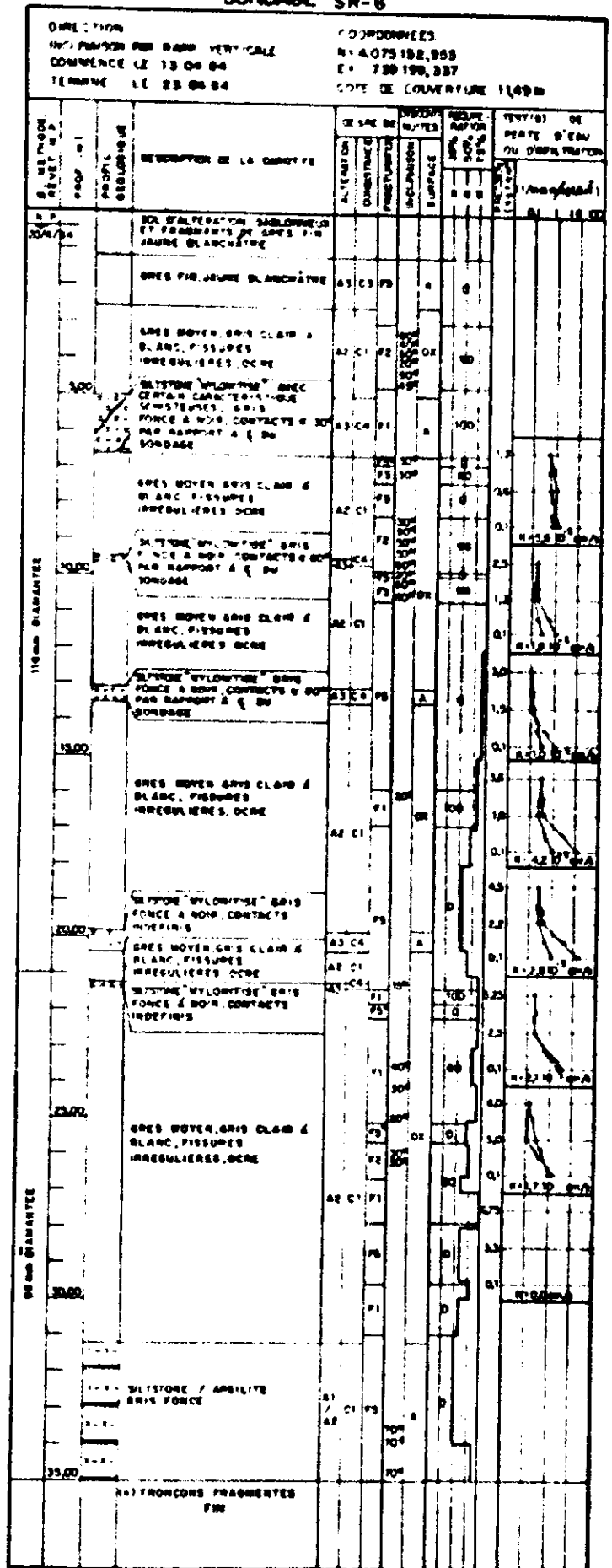
SONDAGE SR-1 (CONTINUATION)

DIRECTION		COORDONNEES						
INCLINAISON PAR RAPP VERTICALE		N: 4 074 772,983						
COMMENCE LE 12.03.84		E: 739.088,391						
TERMINE LE 23.03.84		COTE DE LOUVERTURE 4,25 m						
M. METHODE REVEZ A P	PROF (m)	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	DEGRE DE		INCLINAISON		PERTE (S) DE	
			ALTEPATION	CONSISTANCE	FRANCTURATION	SURFACE	DE PERTE D'EAU	OU INFILTRATION
	2200	OLYTHONEANALITE, BRIS A GROS FONCE.						
	3000							
	3100							
	3100	FIN						

SONDAGE SR-5



SONDAGE SR-6



SONDAGE SR-5

DIRECTION		COORDONNEES			
INCLINAISON PAR RAPPORT VERTICALE		N° 4 074 888,829			
COMMENCE LE 13 04 84		E° 7 39 100,799			
TERMINÉ LE 19 04 84		COTE DE COUVERTURE 8,93m			
PROFOND. (m)	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	TEUR DE		RECUP. RATIONNEL (%)	TESTES DE PERTE D'EAU OU D'INFILTRATION
		ALTEMETRIQUE	CONDUCTIVITE		
PROFOND. (m)	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	ALTEMETRIQUE	CONDUCTIVITE	RECUP. RATIONNEL (%)	TESTES DE PERTE D'EAU OU D'INFILTRATION
0	CAILLON				
100	GRES DE FIN À MOYEN, BRIS BLANCHÂTRE	A2	C1	71	100
200					
300					
400					
500					
600					
700					
800					
900					
1000					
1100	GRES DE FIN À MOYEN, OCRE	A3	C2	71	100
1200					
1300					
1400					
1500					
1600					
1700					
1800					
1900					
2000					
2100	GRES DE FIN À MOYEN, BRIS BLANCHÂTRE	A1	C1	71	100
2200					
2300					
2400					
2500					
2600					
2700					
2800					
2900					
3000					
3100	FISSURES À DEVELOPPEMENT IRRÉGULIER, FERRÉS, OCRE				
3200					
3300					
3400					
3500					
3600					
3700					
3800					
3900					
4000					
4100	FIN				

SONDAGE SR-6

DIRECTION		COORDONNEES			
INCLINAISON PAR RAPPORT VERTICALE		N° 4 075 182,959			
COMMENCE LE 13 04 84		E° 7 39 198,337			
TERMINÉ LE 23 04 84		COTE DE COUVERTURE 11,69m			
PROFOND. (m)	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	TEUR DE		RECUP. RATIONNEL (%)	TESTES DE PERTE D'EAU OU D'INFILTRATION
		ALTEMETRIQUE	CONDUCTIVITE		
PROFOND. (m)	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	ALTEMETRIQUE	CONDUCTIVITE	RECUP. RATIONNEL (%)	TESTES DE PERTE D'EAU OU D'INFILTRATION
0	SOL D'ALTERATION SABLONNEUX ET FRAGMENTES DE BRIS FIN BRIS BLANCHÂTRE				
100	GRES MOYEN BRIS CLAIR À BLANC, FISSURÉS IRRÉGULIERS OCRE	A3	C3	71	100
200					
300					
400					
500					
600					
700					
800					
900					
1000					
1100	SLISTONE "Mylonite" BRIS FORCE À NON CONTACTS MOYENS	A3	C4	71	100
1200					
1300					
1400					
1500					
1600					
1700					
1800					
1900					
2000					
2100	GRES MOYEN BRIS CLAIR À BLANC, FISSURÉS IRRÉGULIERS OCRE	A2	C1	71	100
2200					
2300					
2400					
2500					
2600					
2700					
2800					
2900					
3000					
3100	SLISTONE "Mylonite" BRIS FORCE À NON CONTACTS MOYENS	A3	C4	71	100
3200					
3300					
3400					
3500					
3600					
3700					
3800					
3900					
4000					
4100	GRES MOYEN BRIS CLAIR À BLANC, FISSURÉS IRRÉGULIERS OCRE	A2	C1	71	100
4200					
4300					
4400					
4500					
4600					
4700					
4800					
4900					
5000					
5100	SLISTONE / AMPHIBOLITE BRIS FORCE	A1	C1	71	100
5200					
5300					
5400					
5500					
5600					
5700					
5800					
5900					
6000					
6100	CONCRÈTES FRAGMENTÉS FIN				
6200					
6300					
6400					
6500					
6600					
6700					
6800					
6900					
7000					

