



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE CHEIKH LARBI TEBESSI-TEBESSA
FACULTE DES SCIENCES EXACTES ET DES SCIENCES
DE LA NATURE ET DE LA VIE

Département des sciences de la terre et de l'univers

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister en géologie

Option :

HYDROGEOLOGIE APPLIQUEE

THEME

***INFLUENCE DES CONDITIONS
HYDROGEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES
DU SYSTEME KARSTIQUE
DE CHERIA SUR LA STABILITE ET
L'AMENAGEMENT.***

Présenté Par :

AZIZI YACINE

Devant le jury :

Président	:	<i>Dr. HAMIMED M</i>	<i>MCA</i>	<i>U.TEBESSA</i>
Directeur de mémoire	:	<i>Dr. BOUMAZBEUR A</i>	<i>MCA</i>	<i>U.TEBESSA</i>
Examineur	:	<i>Pr. MENANI Med R</i>	<i>Prof</i>	<i>U.BATNA</i>
Examineur	:	<i>Dr. ROUABHIA AeK</i>	<i>MCA</i>	<i>U.TEBESSA</i>
Examineur	:	<i>Dr. FEHDI CH</i>	<i>MCA</i>	<i>U.TEBESSA</i>

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2010/2011

Remerciements

Louange à ALLAH qui nous a guidé à ceci, nous n'aurions pas été guidés, si ALLAH ne nous avait pas guidé.

Tous mes remerciements s'adressent tous d'abord à tout puissant ALLAH, d'avoir guidé mes pas vers le chemin de savoir.

Ce travail est le fruit de deux années de recherche et n'aurait pu voir le jour sans l'intervention de nombreuses personnes à qui je tiens à exprimer toute ma reconnaissance.

Je suis tout d'abord reconnaissant au directeur du mémoire, Mr BOUMEZBEUR. A, enseignant à l'université de Tébessa, d'avoir dirigé ce travail et d'avoir veillé avec dévouement à son bon déroulement. Je vous dis merci pour votre disponibilité, vos remarques pertinentes, pour m'avoir accompagné sur terrain et surtout pour votre soutien moral.

Je remercie MR. MENANI .Med RIDHA enseignant à l'université du Batna, MR. HAMIMED .M, MR. ROUABHIA .AeK, Mr. FEHDI .CH ; enseignants à l'université du Tébessa qui ont accepté de faire partie de mon jury.

Toute ma gratitude va Mr. BOUBAIA .D, enseignante à l'université du Tébessa, pour m'avoir accompagné sur terrain et m'aidé a réalisé et interprété les levés géophysiques.

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements et gratitude à l'ensemble des enseignants, pour leurs orientations précieuses durant ma formation de magistère.

Mes chaleureux remerciements vont à ceux qui m'avoir accompagné sur terrain mes collègues en magister et mastère surtout Mr. SAMOUN .F et OUAFFI .M.

Je n'oublie pas de remercier toutes les personnes qui m'ont aidé à établir ce travail, l'équipe de laboratoire de géologie de l'université de Tébessa Ilhem, Noureddine.

Je remercie également tous les étudiants, ingénieurs et enseignants des universités de Batna et de Tébessa qui m'ont apporté aide et conseils.

Enfin je remercie affectueusement ma famille qui m'a encouragé et soutenu durant tout ce temps.

Merci.

Table des matières

Résumé	1
Abstract	2
ملخص	3
Introduction général	4

Chapitre I : *Généralités*

I. Cadre général	6
1. Situation géographique.....	6
2. La population	8
3. Activités économiques et industries.....	8

Chapitre II : *Géologie*

1. Géologie	9
1.2. Introduction	9
1.3. Paysage régional	9
1.4. Stratigraphie de la region de cheria	10
1.4.1. Secondaire	10
1.4.2. Tertiaire.....	11
1.5. Tectonique	11
1.5.1 Etude linéamentaire.....	16
1.5.1.1 Inventaire des linéaments	16
1.5.1.3 La photo-interprétation.....	16
1.5.1.4 Etablissement des diagrammes d'orientation de linéaments	16
1.5.1.5 Interprétation des diagrammes	16
1.6. Etude de la fracturation.	16
1.6.1 Etude quantitative	21
1.6.1.1 Définition des paramètres quantitatifs.....	21
1.6.1.1. a. Méthodologie	23
1.6.1.1. b Analyse et interprétation	23
1.7 Relation entre la fissuration et la direction préférentielle de karstification	25
1.8 Conclusion	27

Chapitre III : *Hydroclimatologie*

I. Etude des caractéristiques physiques du bassin versant de Chéria.....	28
Introduction	28
I. Caractéristiques générales du bassin versant	28
I. 1. Délimitation du bassin versant.....	28
I. 2. Etude des paramètres géométriques.....	28
I. 2. 1 Superficie du Bassin versant	28
I. 2. 2 Périmètre du bassin versant	28

I. 2. 3 L'indice de compacité de gravellius.....	28
I. 2. 4 Rectangle équivalent.....	29
I. 3 Etude des paramètres de relief.....	29
I. 3. 1 Courbe hypsométrique.....	31
I. 3. 2 Les altitudes caractéristiques.....	33
I. 3. 2. 1 Altitude moyenne.....	33
I. 3. 2. 2 Altitude médium.....	33
I. 3. 2. 3 Altitude maximale et altitude minimale.....	33
3.1.1 Indice de pente de M. Roche.....	33
3.2 Indice de pente global.....	33
I. 3. 3 La dénivelé spécifique.....	34
II. Hydrologie.....	36
1. Le réseau hydrographique.....	36
II. 1. 1. La densité de drainage.....	36
1. 2. Coefficient de torrencialité.....	37
III. Climatologie.....	39
1. Introduction.....	39
2. Homogénéisation des données.....	40
3. La pluviométrie.....	42
3.1 Carte des précipitations annuelles moyennes.....	42
3.2 La pluviométrie moyenne annuelle.....	43
3.3 Précipitations moyennes mensuelles.....	43
3.4 Les précipitations nivales.....	44
4. Les températures.....	44
4.1 Les températures moyennes mensuelles.....	45
5. Types de climat.....	46
5.1 Indice climatique.....	47
5.2 Le diagramme d'Emberger.....	47
6. Evapotranspiration.....	48
6.1 L'évapotranspiration potentielle (ETP).....	48
6.1.1 Formule de Thornthwaite.....	48
6.1.2 Formule de Serra.....	49
6.2 L'évapotranspiration réelle ETR.....	50
6.2.1 Formule de Turc.....	50
6.2.2 Méthode de Thornthwaite.....	50
7. Bilan Hydrique.....	50
8. Conclusion.....	54

Chapitre IV : *Hydrogéologie*

I- Géométrie de l'aquifere.....	55
1- Introduction.....	55
2- Répartition des sondages électriques.....	55
3- Carte des isorésistivités (AB=1000m).....	56
4- Carte des isosubstratums.....	57
4-1- Introduction.....	57
4-2- Méthodologie.....	57
4-3- Carte isosubstratum du remplissage alluvionnaire.....	57
4-4- Carte isosubstratum de l'horizon aquifère-I.....	59

4-4-1- Interprétation de la carte	60
4-5- Carte isosubstratum de l'horizon aquifère II.....	60
4-6- Carte isosubstratum des calcaires éocènes	62
5- Coupes Géo-électrique.....	64
5-1- Introduction	64
5-2- Coupe géo A-A'	64
5-2- Coupe géoélectrique B-B'	64
5-3- Coupe géo-électrique C - C'.....	65
5-4- Coupes géo-électriques (J~J', K-K', H-H')	66
6- Cartes d'isobathes	67
6-1- Introduction	67
6-2- Carte d'isobathe du remplissage alluvionnaire	67
6-3- Carte d'isobathe de l'horizon aquifère -I-	68
6-4- Carte isobathe de l'horizon aquifère -II-	70
6-5- Carte d'isobathe des calcaires Eocène	70
7. Carte du toit résistant des calcaires Maestrichtien	72
II Hydrogeologie	73
1- Définition des aquifères	73
1-1-L'aquifère des calcaires Maestrichtiens	73
1-2-L'aquifère des calcaires Eocènes	73
1-3- L'aquifère Mio-Pliocène	73
1-4- L'aquifère Quaternaire	74
2- Piézométrie	75
2.1 Cartes piézométriques	76
2.2. Interprétation des cartes piézométriques des périodes des hautes eaux.....	76
2.2. Interprétation des cartes piézométriques des périodes des basses eaux	79
3- Evolution de la profondeur du plan d'eau dans le temps et dans l'espace	79
4. Conditions aux limites	81
5. Conclusion.....	83

Chapitre V : Généralités sur le Karst

1 Introduction.....	84
2 Processus de karstification	85
3 Morphologie karstique	86
4 Classification géotechnique du karst	87
5. Etude de la karstification et des effondrements de la région	90
5.1 Signes de karstification des calcaires Eocènes de la région	90
5.1.1 La croûte calcaire	90
5.1.2 Les forages réalisés dans la région	90
5.1.3 Les effondrements de Chéria	92
5.1.3.1 Les causes possibles des effondrements karstiques.....	94
a) Conditions géologiques et hydrogéologiques de la région	94
b) Plan d'aménagement urbain de la ville de Chéria	95
6. Conclusion.....	97

Chapitre VI : *Méthodes d'exploration des cavités souterraines*

Introduction	98
La méthodologie générale pour la recherche de cavités	98
1 Études préliminaires	99
2. Généralités sur les méthodes géophysiques	100
3. Les méthodes géophysiques	100
3.1 Télédétection	100
3.1.1 Photos aériens et satellitaire	101
3.1.1.1 Les indices de désordres à rechercher	101
3.1.2 La radiométrie infrarouge thermique	103
3.1.2.1 Résultats attendus	103
3.2 La microgravimétrie	104
3.3 Les méthodes sismiques	105
3.3.1 La sismique réflexion haute résolution	106
3.3.2 La sismique réfraction	108
3.4 Les méthodes électromagnétiques	110
3.4.1 Le Radar géologique	110
3.5. Prospection géophysique par tomographie de résistivité électrique	112
3.5.1 Paramètre géophysique mesuré : la résistivité électrique.....	112
3.5.1.1 Définition	112
3.5.2 La méthode de tomographie de résistivité électrique	113
3.5.2.2 Dispositifs et acquisition des données	115
4. Traitement et modélisation des données	116
4.1 Introduction	116
4.2 Concept d'inversion en géophysique	117
4.3 Méthodologie de l'inversion.....	118
4.4 Inversion des données dans RES2DINV.....	118
4.5 Paramétrages d'inversion utilisés.....	119
4.7 Qualité du modèle.....	121
Localisation des profils.....	124
Résultats et interprétation	124
4. Les méthodes directes	126
5. Conclusion	131

Chapitre VII : *Etude géomecanique et stabilité*

I- L'Effondrement Des Cavités Souterraines	132
Introduction	132
I-1- Les effondrements induits par la charge	133
I-2- Capacité portante de toit d'une cavité	134
I-3- Stabilités de toit d'une cavité souterraine sous chargement.....	135
I-4- Modélisation de l'effondrement des toits des cavités sous charge	136
I-5-Epaisseur du toit pour la stabilité d'une cavité souterraine	139
II- Utilisation des classifications de massifs rocheux pour l'analyse du comportement des cavités souterraines	140

II-2- Evaluation de propriétés équivalentes à partir du critère de Hoek et Brown.....	141
II-2-1- Estimation des paramètres de Hoek et Brown du massif rocheux	142
II-2-2- Application à des terrains carbonatés	143
II-3- Application du système RMR sur terrain	147
II.3.1. Le système RMR	147
II.3.2. Estimation des caractéristiques mécaniques à partir du RMR	153
III. Stabilité du toit des cavités souterraines et modélisation	154
III.1 Description du code FLAC	154
III.1.2 Méthode des différences finies.....	154
III.1.3 Principe de calcul	155
III.1.4 Méthodologie de simulation avec FLAC 2D.....	156
III.1.5 Analyse numérique bidimensionnelle de la stabilité des cavités souterraines	157
III.1.5.1. Introduction	157
III.1.5.2. Simulation numérique	157
III.1.5.2.1. Présentation du cas étudié	157
III.1.5.2.2 Maillage et conditions aux limites	158
III.1.5.2.3 Procédure de simulation.....	159
III.1.5.2.4 Modélisation de chargement des cavités sous des charges imposées	160
III.1.5.2.5 Modélisation des cavités souterraines avec chargement constant	162
III.1.5.2.6 Modélisation de cavité souterraine avec n,p variable	165
Conclusion.....	170
Conclusion générale	172
Bibliographie.....	174

Annexes

Annexe:	179
---------------	-----

Liste des figures

Figure	Page	Titre
Fig.01	06	Situation géographique du plateau de Chéria
Fig.02	07	Situation géographique de la zone d'étude.
Fig.03	13	Géologie de la région de Chéria à partir de l'extrait de la carte géologique de l'Algérie.
Fig.04	16	Esquisse et coupes géologiques du plateau de Chéria (d'après Chaffai et al. 2006).
Fig.05	15	Esquisse tectonique de la région de Tébessa. D'après G. Durozoy, 1952, Modifier.
Fig.06	17	Cartes des linéaments représentant des secteurs dans le plateau de Chéria.
Fig.07	19	diagrammes d'orientation des linéaments Hammamet Youkous.
Fig.08	19	diagrammes d'orientation des linéaments Chéria.
Fig.09	22	Carte de sites choisis pour l'étude de la fracturation.
Fig.10	24	Projection stéréographique des familles directionnelles.
Fig.11	26	Sens de développement de karstification.
Fig.12	30	Rectangle équivalent de bassin versant de Chéria.
Fig.13	32	Courbe hypsométrique de bassin versant de Chéria.
Fig.14	41	Homogénéisation des données pluviométriques des stations avec la station de Chéria.
Fig.15	42	Carte des précipitations annuelles moyennes.
Fig.16	43	pluviométrie moyenne annuelle.
Fig.17	43	Précipitations moyennes mensuelles.
Fig.18	45	Carte des températures moyennes annuelles.
Fig.19	45	Températures moyennes mensuelles (1974-2008).
Fig.20	46	Courbe pluviométrique.
Fig.21	47	Abaque de l'indice d'aridité annuel de Martonne.
Fig.22	48	Climagramme d'Emberger de la station de Chéria.
Fig.23	52	Bilan hydrique de Chéria.
Fig.24	53	Comparaison climatologique entre une année sèche et une année humide.
Fig.25	55	Répartition des sondages électriques.
Fig.26	56	Carte des isorésistivités (AB=1000m).
Fig.27	58	Carte isosubstratum (2D et 3D) du remplissage alluvionnaire.
Fig.28	59	Carte isosubstratum de l'horizon aquifère-I-.
Fig.29	60	Carte en 3 D isosubstratum de l'horizon aquifère-I-.
Fig.30	61	Carte en 2D et 3D d'isosubstratum l'horizon aquifère II.
Fig.31	62	Carte isosubstratum des calcaires éocènes.
Fig.32	63	Carte isosubstratum en 3D des calcaires éocènes.
Fig.33	63	Carte en 3D des calcaires éocènes (toit et mur).
Fig.34	64	Coupes géo-électriques (A-A', B-B', C-C').
Fig.35	66	Coupes géo-électriques (J~J', K-K', H-H').

Fig.36	68	Carte isobathe de remplissage alluvionnaire.
Fig.37	69	Carte isobathe de l'horizon aquifère -I-.
Fig.38	70	Carte isobathe de l'horizon aquifère -II-.
Fig.39	71	Carte isobathe des calcaires Eocène.
Fig.40	72	Carte du toit résistant des calcaires Maastrichtien.
Fig.41	73	Carte en 3D des formations aquifères de la région.
Fig.42	74	Coupe schématique à travers le système aquifère du plateau de Chéria B.Gaud (1978).
Fig.43	75	Carte d'inventaire des points d'eau.
Fig.44	77	Cartes piézométriques des périodes des hautes eaux.
Fig.45	78	Cartes piézométriques des périodes des basses eaux.
Fig.46	80	Evolution de la profondeur du plan d'eau dans le temps.
Fig.47	80	Evolution dans le temps et dans l'espace de la profondeur du plan d'eau dans la période des basses eaux.
Fig.48	81	Evolution de niveau piézométrique dans les puits dans la période des hautes eaux.
Fig.49	82	Carte des conditions aux limites. (D'après Gaud J. 1978 Modifiée par Baali F. 2007).
Fig.50	84	Distribution du phénomène karstique a l'échelle mondiale.
Fig.51	86	Schémas illustratif montrant le développement des vides souterrains dans les terrains calcaires (Auly. 2009).
Fig.52	89	Classification géotechnique du karst.
Fig.53	92	photographies de l'affaissement de Draa Douamis.
Fig.54	93	positionnement de l'affaissement de Chéria.
Fig.55	96	Effondrement dans la ville de Chéria et les dommages induits.
Fig.56	96	Photo montrant la proximité à la surface de la voute de la cavité effondrée.
Fig.57	97	Décharge des ordures au dessus de la zone effondrée.
Fig.58	99	Démarche adoptée pour la gestion de l'aléa cavité (d'après Mudet, 1997).
Fig.59	100	Dépendance géométrique du champ créé par une cavité selon différentes méthodes géophysiques.
Fig.60	102	Grandes failles et affaissements sur une photo satellitaire au NE du plateau de Chéria.
Fig.61	103	Champ de dolines sur le versant SE de Dj. Guerigueur.
Fig.62	104	Exemples d'anomalies thermiques.
Fig.63	105	Principe de la gravimétrie : la variation de masse volumique du sous-sol engendre une variation du champ de pesanteur g.
Fig.64	106	Principe des méthodes sismiques.
Fig.65	107	Principe de la sismique réflexion haute résolution.
Fig.66	108	Imagerie sismique.
Fig.67	109	DROMOCHRONIQUE.
Fig.68	110	Principe de la méthode radar.
Fig.69	111	Signal radar etExemple de radargramme interprété, réalisé à une fréquence centrale $f_c = 200$ MHz (Document LRPC de Saint-Brieuc).
Fig.70	114	Principe de la construction d'une pseudo-section de résistivité apparente.

Fig.71	115	exemple de pseudo-sections réalisées avec un dispositif dipôle-dipôle et Wenner-Schlumberger (Res2Dinv manuel).
Fig.72	118	distribution des blocs utilisés dans la modélisation \square et points de mesure x.
Fig.73	120	Exemple de l'inversion d'une même pseudo-section de résistivités apparentes.
Fig.74	123	Représentation des valeurs de la fonction de sensibilité pour les dispositifs les plus courants.
Fig.75	124	photo aérienne de la localisation des profils électriques.
Fig.76	125	Tomographies des profils des profils T1 et T2.
Fig.77	127	Exploration d'une grotte accessible.
Fig.78	128	Les échantillons d'un sondage carottiers.
Fig.79	128	Sondages carottiers.
Fig.80	130	Répartition de vide au niveau de ce cartier HARKAT BOUZIANE.
Fig.81	134	Roche fracturée autour de la marge d'une nouvelle doline d'effondrement qui a détruit la route de Dishman Lane à Bowling Green, à Kentucky, en 2002.
Fig.82	136	Arc de voussoir développé dans un massif rocheux fracturé qui s'étend sur une grotte naturelle avec une charge supplémentaire imposée (AC. Waltham, 2007).
Fig.83	137	Diagrammes d'états de stabilité des cavités souterraines sous chargement (Waltham et LU ; 2007).
Fig.84	138	Enveloppes de stabilité des cavités souterraines, en fonction de la largeur de la cavité, l'épaisseur de toit et la valeur de RMR (AC. Waltham, 2007).
Fig.85	139	Toit de grotte chargé jusqu'à la rupture, dans un test à grande échelle sur un grès homogène à Nottingham, UK (AC. Waltham, 2007).
Fig.86	144	photographie d'u massif rocheux affecté par plusieurs familles de discontinuités.
Fig.87	145	Relation entre les critères équivalents de Hoek and Brown et les critères de Mohr-Coulomb.
Fig.88	149	Station de mesure N° 01 à l'ouest de la ville de Chéria.
Fig.89	150	Station de mesure N° 02 au nord de la ville de Chéria (Draa Douamis).
Fig.90	151	Station de mesure N° 03 au niveau de la ville de Chéria (la zone effondrée).
Fig.91	152	Station de mesure N° 04 à l'ouest de la ville de Chéria.
Fig.92	153	Etat de fracturation de la roche da la station N°1 et 4.
Fig.93	155	Cycle élémentaire du calcul explicité par différences finies, d'après Itasca.
Fig.94	156	Méthodologie de simulation numérique avec FLAC (Itasca manuel).
Fig.95	158	Présentation du cas étudié.
Fig.96	158	Les conditions aux limites.
Fig.97	159	Procédure de simulation.
Fig.98	160	graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 20 (variation du chargement en fonction de l'épaisseur du toit).
Fig.99	161	graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 30 (variation du chargement en fonction de l'épaisseur du toit).

Fig.100	161	graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 40 (variation du chargement en fonction de l'épaisseur du toit).
Fig.101	163	graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 20 (variation de l'épaisseur du toit en fonction de la largeur de la cavité).
Fig.102	163	graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 30 (variation de l'épaisseur du toit en fonction de la largeur de la cavité).
Fig.103	164	graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 40 (variation de l'épaisseur du toit en fonction de la largeur de la cavité).
Fig.104	166	graphique montrant les modèles utilisés dans la modélisation.
Fig.105	166	graphique montrant le tau de déplacement pour le 1 ^{er} cas (cas sec).
Fig.106	167	graphique montrant le tau de déplacement pour le 2 ^{eme} cas où le niveau piézométrique est à 4 m (cavité immergée).
Fig.107	167	graphique montrant le tau de déplacement pour le 3 ^{eme} cas où le niveau piézométrique est rabattu à 8.5 m (cavité émergée).
Fig.108	168	figure montrant le tau de déplacement pour le 4 ^{eme} cas où le niveau piézométrique est rabattu à 40 m (cavité émergée).
Fig.109	168	graphique montrant le tau de déplacement pour le 4 ^{eme} cas où le niveau piézométrique est rabattu à 40 m (cavité émergée).
Fig.110	169	graphique montrant la forme de rupture pour le 4 ^{eme} cas où le niveau piézométrique est rabattu à 40 m (cavité émergée).
Fig.111	169	graphique montrant l'état de contraintes pour le 4 ^{eme} cas où le niveau piézométrique est rabattu à 40 m (cavité émergée).

Liste des tableaux

Tableau	Page	Titre
Tab.01	31	La répartition de la surface en fonction de la tranche d'altitude.
Tab.02	35	Classification du relief en fonction de «D _s » d'après P.O.R.S.T.O.M.
Tab.03	35	Définition des paramètres caractérisant le bassin versant de Chéria.
Tab.04	39	Caractéristiques des stations pluviométriques.
Tab.05	47	Les différentes valeurs de Q ₂ .
Tab.06	49	ETP selon la formula de Thornthwaite.
Tab.07	49	ETP selon la formule de Serra.
Tab.08	50	Commentaire des résultats d'ETP station Chéria.
Tab.09	52	Comparaison climatologique entre une année sèche et une année humide station Chéria.
Tab.10	91	Caractéristiques des forages captant les calcaires Eocènes d'après Gaud. DHW-Tébessa 1978.
Tab.11	140	Épaisseurs de sécurité de toit pour des différents cas des grottes.
Tab.12	143	Estimation de la résistance à la compression et à la traction.
Tab.13	144	les valeurs des paramètres m, s, a et b de Hoek et Brown.
Tab.14	145	Détermination des contraintes principale.
Tab.15	146	Détermination des caractéristiques mécaniques de la roche.
Tab.16	148	Paramètres de classification et leurs coefficients.
Tab.17	149	Paramètres de classification et leurs coefficients de la station N°01.
Tab.18	150	Paramètres de classification et leurs coefficients de la station N°02.
Tab.19	151	Paramètres de classification et leurs coefficients de la station N°03.
Tab.20	152	Paramètres de classification et leurs coefficients de la station N°04.
Tab.21	153	Estimation la résistance à la compression simple du massif rocheux.

RESUME

Les effondrements des manteaux superficielles recouvrant les calcaires karstifiés constituent un aléa géologique sérieux qui continue à recevoir une attention particulière à l'échelle de la planète. Il s'agit d'un phénomène très connu, lié à la présence de vides souterrains dans les terrains calcaires, dolomitiques et gypsifères.

Le plateau de Chéria correspond à une structure synclinale d'orientation NE - SW affecté par une fracturation orthogonale à l'axe du pli. Il est essentiellement formé de calcaires Eocène largement karstifié et recouvert de matériaux meubles, essentiellement des alluvions, des argiles et des encroutements calcaires. La prospection géologique et géophysique ont pu mettre en évidence trois réseaux de fractures de directions principales NE-SW, NW-SE et E- W.

Le bassin reçoit une pluviométrie moyenne de l'ordre de 270 mm/an souvent irrégulière. Malgré le caractère déficitaire du bilan hydrique selon Thornthwaite les fluctuations de la nappe témoignent de recharge importante lors des crues. Cela est en réalité l'effet des fractures qui assurent un transit rapide des eaux vers l'aquifère.

Ce bassin en question abrite trois aquifères superposés, l'aquifère du maastrichtien, l'éocène et la nappe alluviale. Celle qui fait l'objet de cette étude est la nappe de l'éocène. Le sens d'écoulement générale dans les nappes souterraines notamment les alluvions et l'éocène est sensiblement Nord Sud. La surexploitation actuelle des eaux souterraines a rendu sèche la nappe des alluvions et a causé un grand rabattement dans les calcaires de l'éocène.

Les méthodes directes et indirectes d'explorations du sous sol de la région ont révélés la présence de plusieurs cavités souterraines de dimensions importantes. La méthode de panneau électrique et les sondages mécaniques ont montré l'existence à faible profondeur de cavités dans centre ville de Chéria.

La stabilité de ses cavités dépend d'un côté des propriétés mécaniques de la masse rocheuse formant le toit de la galerie et des dimensions de cette dernière de l'autre. La caractérisation géomecanique des calcaires de Chéria a permis de donner une note RMR de 40 au calcaires karstifiés. Dans ces derniers, les cavités souterraines de largeur L seront instables si l'épaisseur du toit est inférieure à $L/3$ pour un chargement de 1 MPa. Cette étude nous a permis d'établir des relations entre la largeur de la galerie et l'épaisseur du toit pour des RMR différents et une charge fixe.

Abstract

Failures of coats covering the karstic surface are a serious geologic hazard that has continued to receive intent across the globe. It is a well known phenomenon, linked to the existence of underground voids in the limestone, dolomite and gypsum.

The plateau of Chéria corresponds to a synclinal structure that had an orientation NE-SW, affected by fracturing which are perpendicular to the axis of the fold. It is mainly composed of Eocene limestone karstification and largely covered with loose material, mostly silt, clay and limestone crusts. Geological and geophysics prospecting have been able to show three networks main directions of fractures NE-SW, NW-SE and E - W.

The basin receives an average rainfall of about 270 mm / year is often irregular. Despite the deficit water balance according to Thornthwaite fluctuations of the water shows significant recharge during floods. This is actually the effect of fracture that ensures a rapid transit of water into the aquifer.

The basin in question has three aquifers superposed, Maastrichtian aquifer, Eocene and the alluvial aquifer. The subject of this study is the layer and aquifer of the Eocene. The general direction of flow in including alluvial aquifers and the Eocene is significantly North South. The current over-exploitation groundwater has made the water alluvium dry and caused a large drawdown in the limestone Eocene.

The direct and indirect methods of exploration in the ground in the region have revealed the presence of several underground cavities of large dimensions. The electrical panel method and mechanical surveys have shown the existence of shallow cavities in downtown Chéria.

The stability of cavities depends on one side of mechanical properties of the rock mass forming the roof of the gallery and another size of those cavities. Geomechanical characterization of limestone Cheria has given a RMR of 40 in limestone karstified. This latter, in underground cavities the width will be unstable if the thickness of the roof is less than $W / 3$ for a load of 1 MPa. This study allowed us to establish relationships between the width of the gallery and the roof thickness for different RMR and a fixed charge.

ملخص

إن انهيار الأرضيات التي تغطي الأسطح الكارستية تشكل مخاطر جيولوجية جدية و التي تستمر في جذب الانتباه باعتبار أنها ظاهرة معروفة في جميع أنحاء العالم ،حيث أنها ترتبط بوجود فراغات تحت الأرض في الحجر الكلسي، الحجر الدولوميتي والحجر الجيري.

حوض الشريعة عبارة عن بنية مثنية تحتوي علي فوالق و كسور عمودية على محاور متعامدة وتتألف أساسا من الحجر الكلسي الكارستي الايوسيني والمغطي إلى حد كبير بمواد متفرقة ، معظمها من الحصى والطين والقشور الكلسية. إن التقيب الجيولوجي و الجيوفيزيائي أظهر ثلاث شبكات من الاتجاهات الرئيسية للكسور و الفوالق شمال شرق- جنوب غرب، شمال غرب - جنوب شرق و شرق - غرب.

يستقبل حوض الشريعة أمطار في المتوسط حوالي 270 مم / السنة مع عدم انتظام في كثير من الأحيان. على الرغم من عجز الميزان في المياه كما في ميزان ثورنثوايت فإن الخزانات الجوفية معرضة للشحن بمياه كثيرة خلال الفيضانات. وهذا ناتج عن الكسور و الفوالق التي تضمن النقل السريع للمياه في طبقات المياه الجوفية.

يحتوي الحوض علي ثلاث طبقات للمياه الجوفية، طبقة المايستريشيان، طبقة الايوسين و طبقة التي تغطيها نظرا لسماكتها. موضوع هذه الدراسة هو طبقة العصر الإيوسيني. التوجه العام للتدفق للمياه الجوفية هو شمال - جنوب. إن الاستغلال المفرط تسبب في انخفاض كبير وبشكل ملحوظ في المياه الجوفية في الحجر.

هناك عدة طرق مباشرة وغير مباشرة لعمليات الاستكشاف. وقد كشفت هذه الأخيرة في ارض المنطقة وجود عدة تجاويف غير مرئية ذات أبعاد كبيرة. إن أسلوب المسح الكهربائي والميكانيكي بين وجود تجاويف ضحلة في وسط المدينة الشريعة.

إن استقرار التجاويف يعتمد على الخواص الميكانيكية لكتلة الصخور التي تشكل سقف التجويف، عرض وحجم ذلك من جانب و من جانب آخر توصيف جيوميكانيكية الحجر الكلسي وقد تم تصنيف مدي شدته الكتلية ب 40 في الحجر الكلسي المجوف. إن التجاويف تحت الأرض هي عرض أن تكون غير مستقرة إذا كان سمك السقف اقل من سمك / 3 / للتحميل ب 1 ميغاباسكال. هذه الدراسة سمحة لنا بإقامة علاقات بين عرض وسمك السقف وشدته الكتلية المختلفة بحمولة ثابتة.

Introduction

Les effondrements des manteaux superficielles recouvrant les galeries et vides souterrains constituent un aléa géologique sérieux qui continue à recevoir une attention particulière à l'échelle de la planète. Il s'agit d'un phénomène très connu lié à la présence de vides souterrains dans les terrains calcaires, dolomitiques et gypsifères. Ces effondrements sont soudains et parfois catastrophiques surtout dans les milieux urbains. Ils nuisent beaucoup à la stabilité des fondations ainsi qu'aux travaux d'excavation souterraines.

Ce travail de recherche traite ce type de problèmes survenus il y a quelques années dans la région de Chéria. Le premier effondrement enregistré est d'un cratère d'environ 50 m survenu, il y a quelques années, à l'endroit dit Douamis, non peuplé ; il n'a causé aucun dommage. Récemment (le 26/02/2009 à 03h du matin) un effondrement spectaculaire d'un rayon dépassant les cent mètres est survenu en plein centre de la ville de Chéria. Ce dernier a causé l'endommagement de plusieurs immeubles et infrastructures. Il a provoqué une panique sans précédent dans le milieu des habitants. Les autorités ont pris au sérieux le phénomène car il menace la vie et l'économie d'une population qui compte plusieurs milliers. Les premières constatations ont montré qu'il s'agit d'une rupture du toit d'une large cavité souterraine.

Le plateau de Chéria correspond à une structure synclinale d'orientation E W affecté par une fracturation orthogonale à l'axe du pli. Il est essentiellement formé de calcaires Eocène largement karstifié et recouvert de matériaux meubles, essentiellement des alluvions, des argiles et des encroutements calcaires. Ces effondrements catastrophiques sont liés aux ruptures des toits des galeries préexistantes.

Ces cavités souterraines sont des vides karstiques, dans les calcaires de l'éocène, largement répandus dans le sous sol du bassin à des profondeurs variables. La manifestation spectaculaire de ces effondrements, ces dernières années, peut en partie être attribuée au rabattement de la nappe karstique du plateau.

Il est maintenant bien connu que toute superstructure dans la région de Chéria peut avoir sous ses fondations, à une profondeur donnée, une cavité souterraine qui menace sa stabilité. En plus, les nouveaux plans d'aménagement ne peuvent être établis que si on connaît la localisation en profondeur et la stabilité des vides karstiques. Plusieurs méthodes d'explorations et localisation des vides peuvent être envisagées. Parmi les méthodes d'exploration, on a la méthode directe ou le géologue ou géotechnicien après avoir vu la carte géologique et les rapports des travaux antérieurs marche sur le terrain et identifie les

indices de présence des cavités karstique en profondeur. On a également les méthodes géophysiques (résistivité, tomographie électrique, micro gravimétrie, géo radar) et les méthodes de prospection géotechnique (sondages et tranchés).

En plus les effondrements créent de nouvelles voies de transit de polluants vers l'aquifère karstique, le plus important réservoir d'eau de la région. Il est donc primordial d'agir rapidement pour protéger cette précieuse ressource.

Ce projet de recherche est abordé sur plusieurs chapitres, chacun traite une partie de la problématique.

Le premier chapitre constitue une introduction des caractéristiques sociogéographiques de la région.

Le deuxième chapitre présente en bref la géologie de la région d'étude. Il s'agit essentiellement de stratigraphie, tectonique et fracturation du bassin de Chéria.

Le troisième chapitre traite les caractéristiques hydro-climatologiques de la région. Il nous a permis de faire le bilan hydrique sur plusieurs années et voir par conséquent des fluctuations de niveau piézométrique.

Le chapitre quatre est consacré à l'étude hydrogéologique du bassin. Dans ce chapitre nous avons pu identifier en plus de la géométrie du bassin, les principales fractures qui déterminent le sens des écoulements souterrains. Nous avons également identifiés les aquifères principales du bassin.

Le chapitre cinq présente des généralités sur le karst et le processus de karstification, les signes de karstification dans la région d'étude. Il s'agit d'effondrements récents, des vides lors des forages, signes de dissolutions sur les fronts exposés des carrières. Nous avons également passé en revue les classifications des karsts pour des fins géotechniques. Cette dernière nous a permis de classer notre karst de point de vue géomecanique.

Le sixième chapitre a été entièrement consacré à l'exposition des méthodes d'exploration directes et indirectes des cavités souterraines. Il s'agit de déterminer la géométrie des cavités souterraines, profondeur, dimensions et orientation.

Le septième chapitre traite le problème de stabilité des cavités souterraines. Dans ce chapitre nous avons déterminé l'influence des dimensions en plus de la profondeur, la qualité de la roche masse et le chargement sur la stabilité des vides souterrains. Pour cette fin un logiciel bien connu pour les ingénieurs « Flac 2D » a été utilisé.

En fin, une conclusion générale ou l'essentiel des résultats a été présenté.

Chapitre I : *Généralités*

I. CADRE GENERAL

1. Situation géographique :

La région d'étude fait partie du bassin versant de Chott Melghir. Elle se situe à l'Ouest-Sud-Ouest de la ville de Tébessa. C'est un vaste plateau de forme grossièrement triangulaire (fig. 01), les rebords sont constitués des Djebels (Doukkane, Tazbent, Troubia, Krime, Reddama, Zeghrata, kef Nsour, Dj. El Mezraa, Dj. Zohra, Dj. Gaagaa) culminant au Djebel Doukkane à 1685 m. Son altitude varie au centre entre 1000 et 1200 m.

Le synclinal perché de Chéria (fig. 02) à une superficie de 810 km², il est limité :

- Au **Nord** par : le fossé d'effondrement Hamammet-Tébessa-Morsott, Gourigueur et par Rass el djelf, Koudiat El Gargara, Dj. Troubia, Dj. Larrour, Dj. Gaaga, Dj Bourough, Dj Zouztane, Koudiat Nazia.
- A l'**Est** par : le sous bassin versant d'El Ma El Abiod et par Dj.Doukkane, Fedj Tafouna, Dj. Aroura, Rouibet Es Said, Dj. Krime, Dj Radama, Dj. Zerhata, Dj. Boukamech.
- A l'**Ouest** par : le bassin d'El Dalaa, Mazaraa et par Kef El Nsour, Dj. Zora, Limite de partage des eaux entre L'oued de Chéria et le synclinal d'Ain Cheroud, Dj.Kemelal, Bir Bouzaoua, Koudiat El Araour, Dj. Touila.
- Au **Sud** par : le bassin de Tlidjen et fin des calcaires Eocènes au nord d'El Mezeraa.

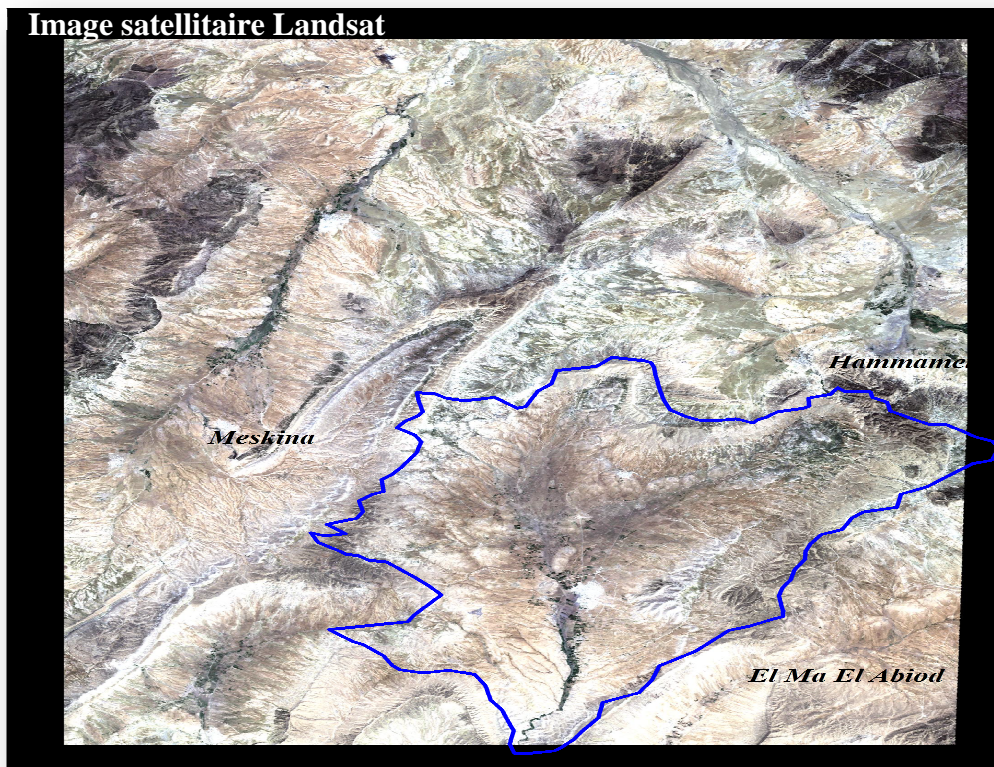


Fig. 01 : Situation géographique du plateau de Chéria.

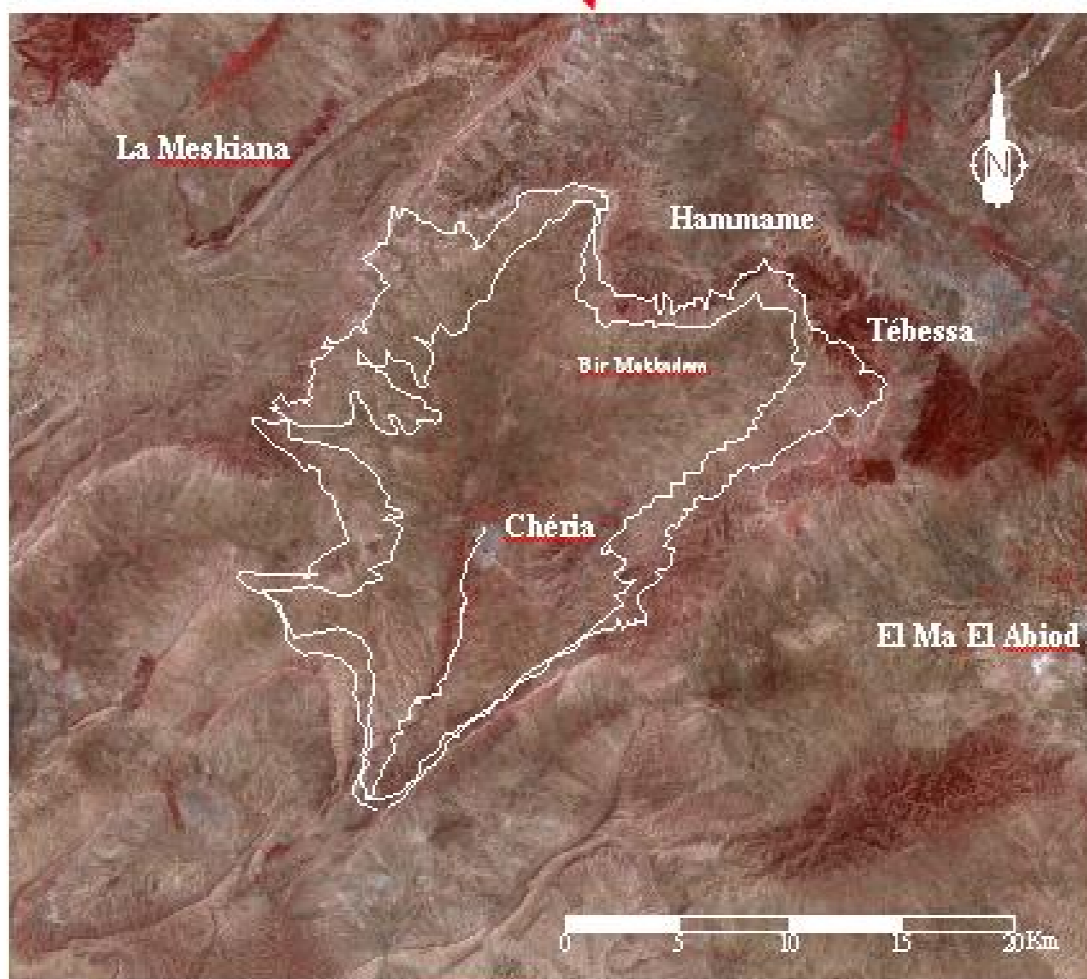


Image satellitaire ALSAT 01. Centre d'Imagerie sat Bouzarouj Alger

Fig. 02 : Situation géographique de la zone d'étude.

2. La population

La population de la région de Chéria est d'environ 71668 habitants d'après le recensement national du 2008. Cette population est concentrée au chef lieu de la ville de Chéria, à Bir MokkaDEM, M'Chentel, Ouled saidane à Abla. L'activité essentielle des populations est l'agriculture et l'élevage.

3. Activités économiques et industries

La zone en question appartient au domaine sub-saharien ce qui limite la végétation dans la région.

L'activité de l'élevage, ovin et bovin, est la plus importante activité dans la région.

Les terres agricoles sont évaluées à 326 hectares. Le volume d'eau nécessaire pour l'irrigation s'élève à 6.10^6 m^3 d'après les récentes enquêtes sur la région. Les habitants procèdent à la culture de quelques légumes essentiellement pomme de terre, salade, fève...etc, dont l'irrigation est assurée grâce aux eaux souterraines.

La culture des céréales est conditionnée par les précipitations qui sont très aléatoires. La principale ressource de la région provient de l'élevage qui est la principale activité de l'ensemble du secteur.

Le secteur industriel est moins important dans la région sauf pour une petite industrie transformatrice des produits alimentaires pour bétail.

La végétation naturelle, à base de pin d'Alep, est développée au Nord de la zone d'étude et devient de plus en plus rare vers le Sud jusqu'à disparition à la limite Sud au Dj Allouchetes. Par opposition avec les plaines de Mellégue et les monts de Tébessa, les montagnes, bordant la plaine de Chéria, se singularisent tout d'abord par l'absence presque totale de végétation arbustive, ne fait vraiment exception, que les mont Est qui sont recouvert d'une forêt de pins.

On peut également citer les genévriers épais du djebel Kraa et surtout des basses pentes du Djebel Arour. Partout, ailleurs, la roche ou les sols affleurent entre les touffes d'une steppe basse où domine l'Alfa.

Chapitre II : *Géologie*

1. Géologie :

1.2. Introduction :

L'influence de la géologie sur la karstification est indiscutable. Pratiquement tous les travaux qui traitent des karsts mettent en évidence, plus au moins, le rôle joué par les facteurs géologiques pour leur mise en place, leur évolution et leur fonctionnement. Notre but dans cette étude n'est pas de réaffirmer ce qui est déjà confirmé. On va essayer de reprendre les anciens travaux effectués par les différents auteurs tels que Lambert et Durozoy (1947), R. Laffitte (1956), Gaud (1977),etc.

1.3. Paysage régional :

La plaine de Chéria est un vaste plateau d'altitude moyenne de 1100 m, ce plateau est allongé dans le sens NE-SW. Elle présente une pente faible inclinée vers le SW où la forme générale est grossièrement triangulaire. Il est limité sur sa périphérie par des bourrelets montagneux continus, à peine coupé de cols peu entaillés. Au Sud, ces derniers convergent en entonnoir et laisse entre elles une vallée étroite. Le sommet le plus culminant est Doukkane à 1685 m, les flancs de ces montagnes présentent des pentes accentuées qui s'adoucissent dans la plaine jusqu'à se confondre avec l'inclinaison générale de celle-ci descendant du Nord et du Nord-Est vers le Sud. Une chaîne de monts et de collinettes s'étend à l'Est du plateau nord en forme d'arc depuis le djebel Tazbent (1418) jusqu'à Kef M'chouar (1135) en une série d'élévation de moins en moins hautes au-dessus du plateau qui sont Draa krerafi (1200 m), collines de Bir Mokaddem, Kef hadjera Oum Neb et Draa Douamis.

La cuvette de Chéria se subdivise en deux bassins distincts :

- La cuvette amont, comprise entre el Gaaga et Cheria.
- La cuvette aval (sous bassin sud) comprise entre Chéria et le défilé khanguet El Mazraa où s'écoulent les oueds du plateau de Chéria.

1.4. Stratigraphie de la région de Chéria :

Aucun terrain antérieur au Crétacé supérieur n'affleure dans la plaine de Chéria. Par contre pratiquement toutes les formations postérieures sont plus au moins bien représentées.

La stratigraphie du bassin en question, selon les travaux antérieurs peut se résumer comme suivant (Fig.03, 04):

1.4.1 Secondaire

1.4.1. a Crétacé supérieur:

La période de crétacé est caractérisée par de puissants dépôts marneux, témoin d'une sédimentation vaseuse généralisée, mais la fin de l'époque est marquée par l'apparition d'une sédimentation essentiellement calcaire : *calcaire à Inocérames*.

1.4.1. a.1 Turonien

Le Turonien affleure au Nord (Dj. Essenn, Dj. Gaaga) et au Sud (Outa Oum Khaled) sous forme de calcaires beiges, roses à patine, parfois sombres et piquetés d'hématite.

1.4.1. a.2 Sénonien supérieur

1.4.1. a.2.1 Campanien

D'après R. Laffitte (1956); il s'agit des marnes grises en profondeur, verdâtre à la surface altérées et contiennent de nombreux cristaux de gypse à la surface provenaient de la décomposition des pyrites. Elles se localisent dans la plus grande bordure externe du bourrelet montagneux limitant le plateau de Chéria, d'une épaisseur varie entre 300 et 400m.

1.4.1. a.2.2 Maastrichtien:

Des calcaires tendres crayeux surmontent ces marnes, subissent de notables variations de faciès du Nord au Sud. Les bancs supérieurs se chargent en silex et présentent une grande analogie de faciès avec certains niveaux de l'Éocène moyen. L'épaisseur peut être estimée à 250 m ; au niveau des forages Bir Droudj, J8-9 et F2.

1.4.2 Tertiaire

1.4.2. a. Éocène moyen inférieur

1.4.2. a.1 Danien-Eocène inférieur

Au calcaire du Maastrichtien succèdent les dépôts marneux très argileux, noirâtres d'une épaisseur de 100 à 150 m, particulièrement développées dans le mont de Tazbent (Nord-Est) (fig. 2). Au sud leur épaisseur devient très difficile à évaluer mais elle ne dépasse pas la vingtaine de mètres et passant latéralement aux calcaires crayeux à silex.

1.4.2. a.2 Thanétien :

Des formations lumachelliques calcaires et marnes, affleurent au Sud, et sur les bordures des anticlinaux de Telidjene.

1.4.2. a.3 Ypresien

La fin des dépôts du thanétien est marquée par l'apparition d'une part d'une série siliceuse ou marneuse, observée au Nord (Koudiat Kraa et à Draa Belgacem) et d'autre part des calcaires marneux et des calcaires brun-beiges à silex avec présence de niveaux phosphatés.

1.4. 2. a. 4 Lutétien

Un puissant système lagunaire subsident des calcaires à gypse blanchâtre fragile cas de l'affaissement de Douamis et l'affleurement de Bir Touil.

1.4. 2. b. Mio-Pliocène

Il est discordant et transgressif sur les calcaires de l'éocène moyen. Constitué de bas en haut par des alternances d'argiles gypseuses et de lentilles de sable et des sables siliceux jaunes. L'épaisseur moyenne est d'environ 60 m.

1.4. 3 Quaternaire

Affleure dans les parties Nord aux abords des dj Gagaa et Tazbent, y forme des plateaux inclinés vers le Sud-Ouest, consolidés à la surface par une croûte calcaire et découpés par l'érosion actuelle. L'aval de Chéria est représenté par des cailloutis fluviaux formant un

vaste plateau limité au Sud-Ouest par le talus Draa Fidh el Mahri, à l'Est par les marécages de Chéria.

1.4. 3. a. Les alluvions actuelles

1.4. 3. a. 1 Alluvions de remplissage

Constitue les marécages de Chéria en alternance avec des horizons argileux. Ce sont des cailloutis et petits galets enrobés dans un ciment plus ou moins argileux, leur épaisseur est variable et atteinte une puissance minimum de 50 m. les dépôts ont une certaine résistance à l'écrasement témoignant une cimentation ultérieure. On remarque également l'existence d'encroutements calcaires sous forme de couches centimétriques. Ces derniers forme le recouvrement des formations carbonatées et cachent les vides karstiques qui ont causés et continuent d'engendrer les effondrements spectaculaires dans la ville de Chéria.

1.4. 3. a. 2 Alluvions de piedmont

Elles sont constituées par des cailloutis très propres, elles occupent toute la périphérie de la plaine de Chéria. Elles peuvent atteindre des épaisseurs importantes au pied de dj Doukkane.

1.4.3. a.3 Les éluvions

Ils sont constitués par des esquilles plates dont la taille peut varier entre la dimension de la main et celle de l'angle, provenant du gel sur les calcaires maastrichtiens. Leur faible épaisseur est cependant inversement proportionnelle à leur rôle hydrologique (Lambert 1946).

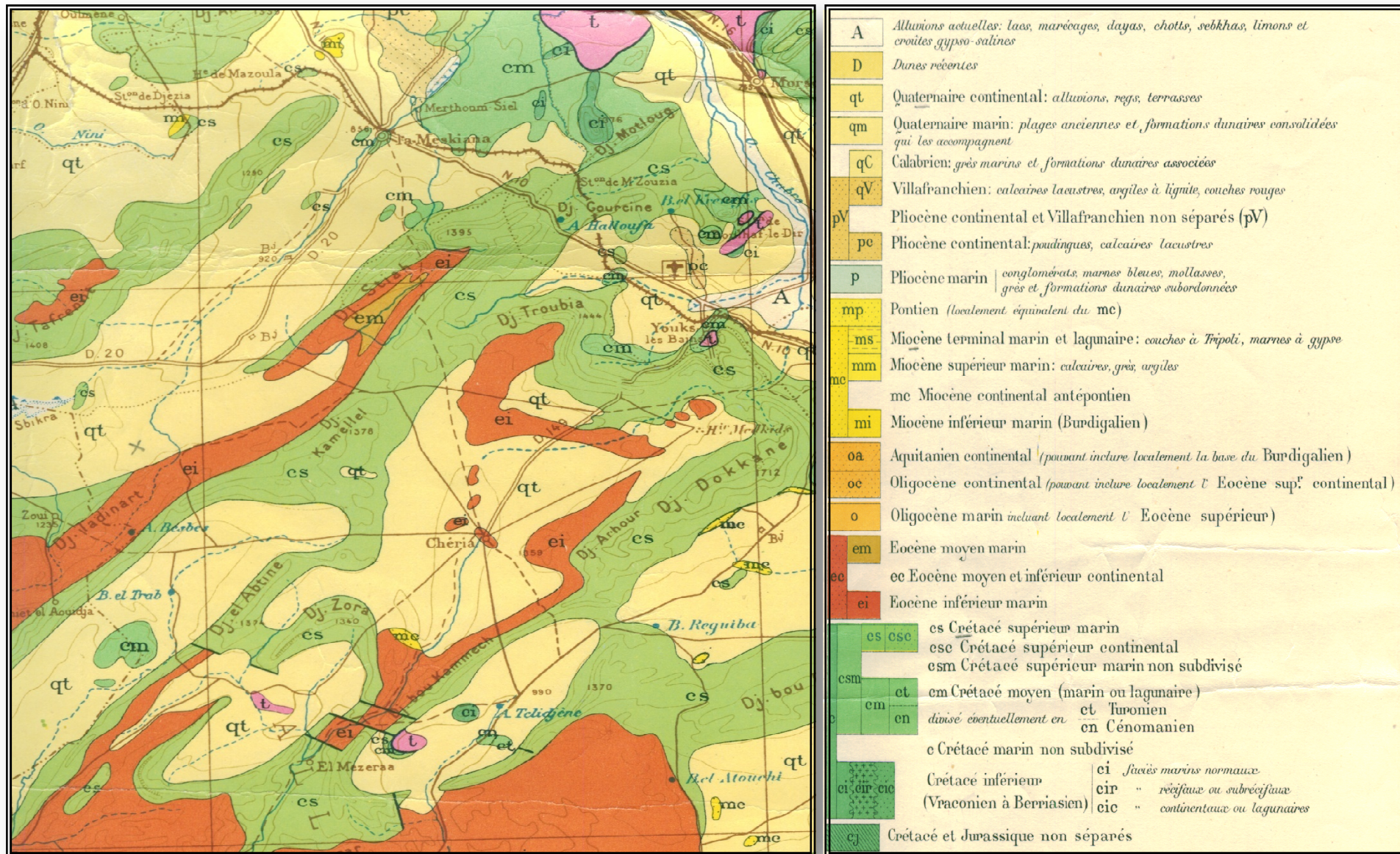


Fig. 03 : Géologie de la région de Chéria à partir de l'extrait de la carte géologique de l'Algérie.



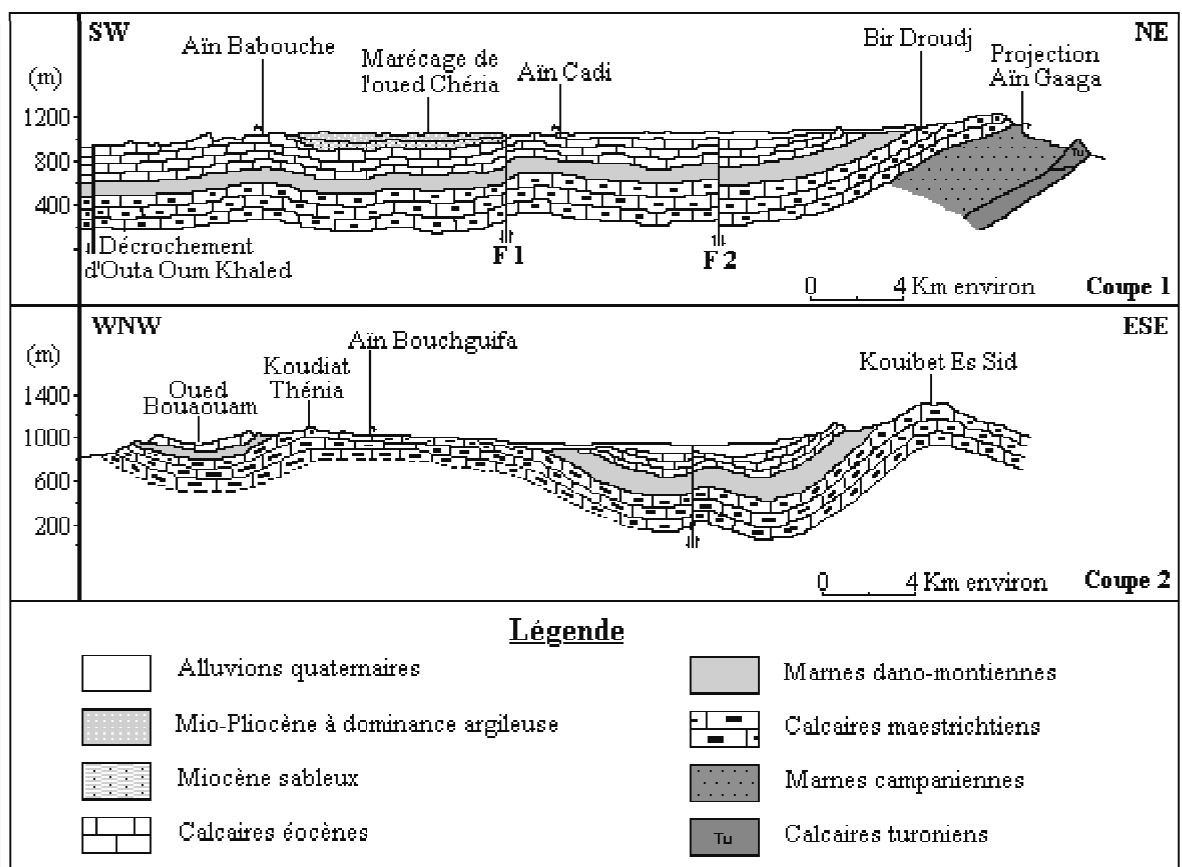
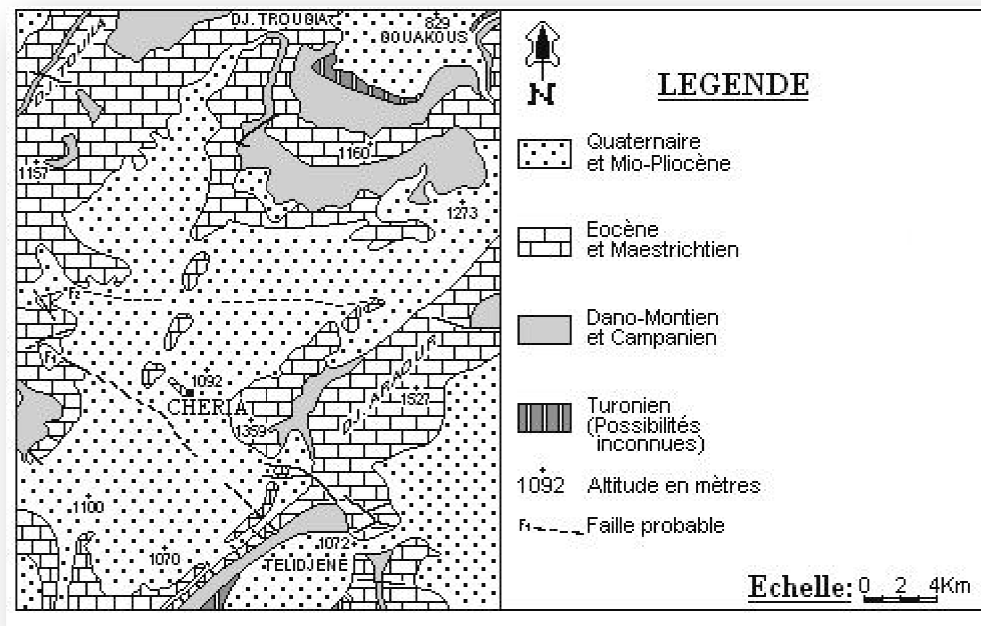


Fig. 04 : Esquisse et coupes géologiques du plateau de Chéria (d'après Chaffai et al. 2006).

1.5. TECTONIQUE

De point de vue tectonique la région a subi deux importantes phases, la première est anté-Miocène, la seconde est post-Pontien qu'on peut résumer comme suit (Baali. 2007) :

Le plateau de Chéria est formé par deux cuvettes synclinales accolées au niveau de Chéria. La cuvette amont a tendance à se dégiter sur sa bordure Nord-Est ; la cuvette aval se prolonge vers le Sud-Ouest par le synclinal compris entre les dômes du Hamimat Querra et Hemimat Guibeur ; ces charnières synclinales sont allongées suivant des directions NE-SW. Une autre direction tectonique, sensiblement orthogonale à la première, se traduit par de grandes failles et des plis peu accusés sur le plateau. Un de ces plissements partage en deux l'aire synclinale de Chéria, c'est celui qui va du Djebel Allouchette au djebel Krah (CGG 1970)

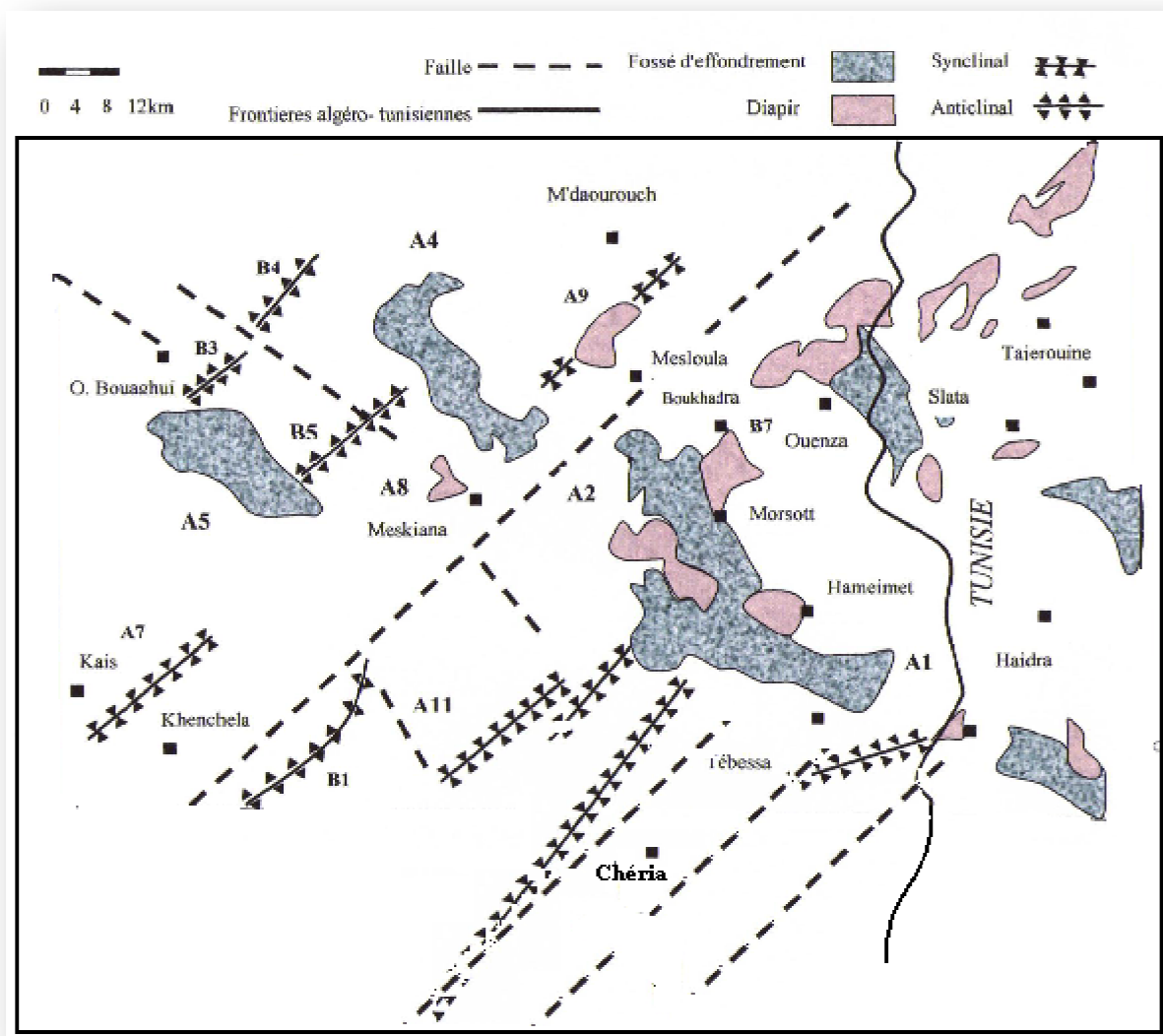


Fig.05 : Esquisse tectonique de la région de Tébessa. D'après G. Durozoy, 1952 Modifier.

1.5.1 Etude linéamentaire

Les zones où préexistent des réseaux de fracture d'origine tectonique permettent la circulation de l'eau. En effet l'addition de la facturation tectonique, et de l'altération conduit à la formation de couloirs de fractures et de fissures qui vont constituer des drains privilégiés pour l'eau souterraine et par conséquent des cavités souterraines.

Il est donc essentiel de saisir la distribution de la facturation dans la zone étudiée, et pour ce, le déchiffrement des linéaments à partir des photographies aériennes de la région s'avère très utile.

Cet essai de photo-interprétation nécessite un travail basé sur l'examen des photographies aériennes à l'échelle 1/20000 des feuilles de Hammamet et de Chéria N° 205 et 234 respectivement (précisément la partie intermédiaire entre les deux feuilles).

Ces photographies sont particulièrement bien adaptées à l'étude des linéaments dans ce secteur restreint, et permettent surtout d'avoir une vue globale des éléments structuraux dans le terrain.

1.5.1.1 Inventaire des linéaments :

L'analyse de ces photographies aériennes a pu mettre en évidence, un réseau complexe de linéaments, qui sont souvent discontinus, parfois dissimulés par la végétation et certains d'eux sont accompagnés par des déplacements latéraux.

1.5.1.2 Description et morphologie des linéaments :

L'étude de la fracturation à l'aide des photo-aériennes a pu mettre en évidence l'occurrence de deux grands couloirs le long desquels se répartissent des linéaments de différentes longueurs. Il s'agit de failles en majorité linéaires et rarement incurvées.

Le réseau de linéaments d'orientations multiples, déchiffré à partir des photographies aériennes de la région, met en valeur que ces dernières traversent différentes formations et peuvent atteindre la plaine de l'Hammamet.

Au nord de la région étudiée, la trace des traits structuraux est très nette, des linéaments NW-SE à N - S, sont très fréquents et dont le nombre et les longueurs correspondantes accroissent en se dirigeant vers le NE.

Dans la bande septentrionale et méridionale du terrain, des linéaments à vergence NE - SW avec des longueurs assez importantes ont également été déchiffrés.

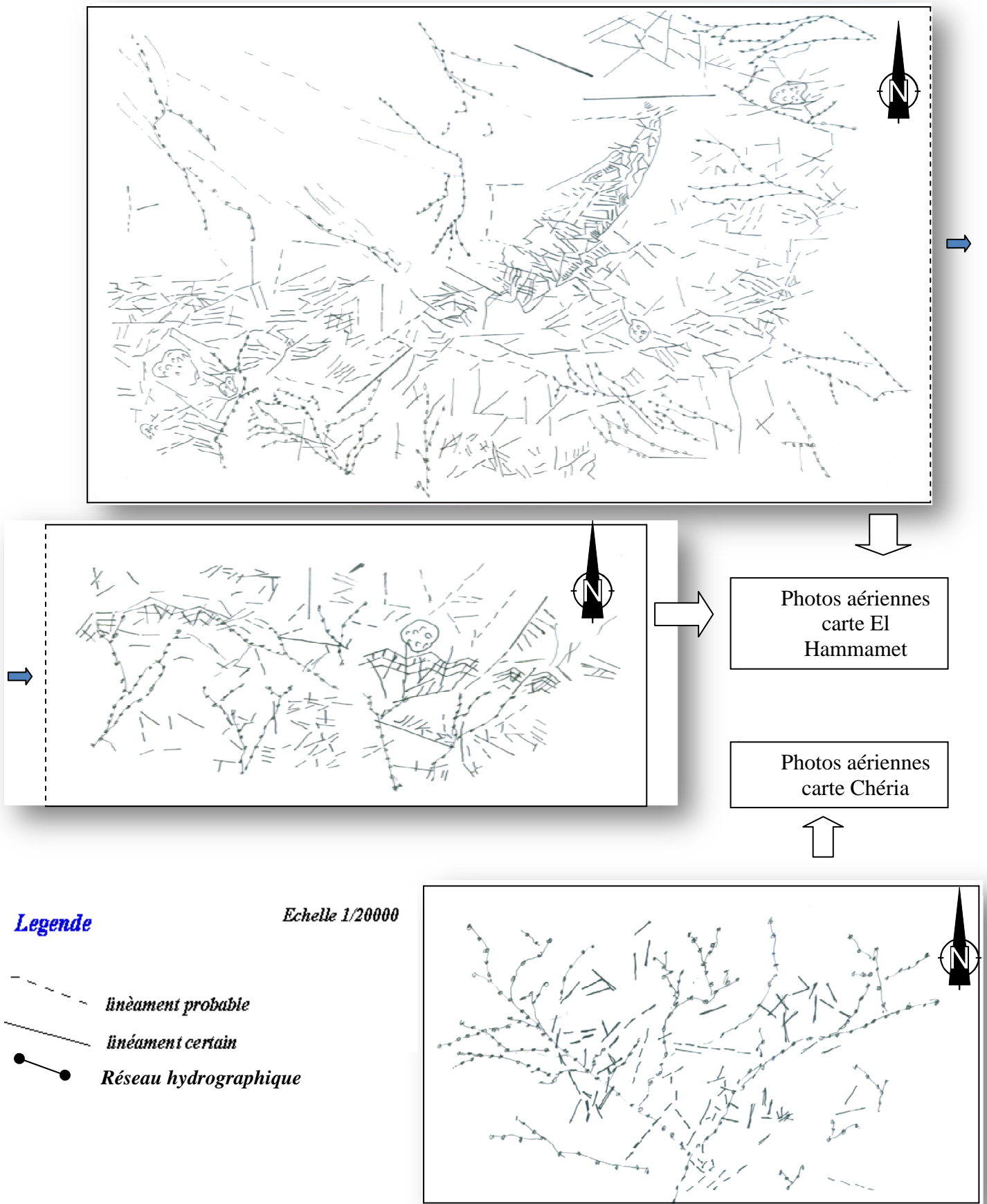


Fig. 06 : Cartes des linéaments représentant des secteurs dans le plateau de Chéria.

1.5.1.3 La photo-interprétation :

Il est net à partir des photographies aériennes que la répartition, et l'orientation des alignements structuraux varient du Nord vers le Sud. Les linéaments identifiés nous ont permis de dresser des cartes linéamentaires des secteurs étudiés dans la région de Hammamet - Chéria (fig. 06) et d'illustrer leurs variations dans deux diagrammes statistiques d'orientation de linéaments.

1.5.1.4 Etablissement des diagrammes d'orientation de linéaments :

Pour ce, on a mesuré les longueurs (en km) des linéaments suivant toutes les directions, pour chaque famille de ces derniers, puis nous avons calculé le cumulé de longueurs correspondant, avec un secteur unitaire (basculé) de 10° . Le traitement statistique des linéaments de deux régions a été traité séparément (fig. N° 07 et 08).

1.5.1.5 Interprétation des diagrammes :

5-a- Pour la région de Hammamet :

Sur une base statistique plusieurs familles des linéaments ont été distinguées. La fracturation se distribue selon les maxima suivants :

- 1- $N0^\circ$ à $N40^\circ$,
- 2- $N80^\circ$ à $N110^\circ$,
- 3- $N120^\circ$ à $N130^\circ$,
- 4- $N140^\circ$ à $N160^\circ$.

5-b- Pour la région de Chéria :

D'après le diagramme illustrant la répartition des linéaments de la partie étudiée de la région de Chéria, la fracturation se distribue selon les maxima suivants :

- 1- $N20^\circ$ à $N30^\circ$,
- 2- $N60^\circ$ à $N90^\circ$,
- 3- $N90^\circ$ à $N100^\circ$,
- 4- $N120^\circ$ à $N140^\circ$.

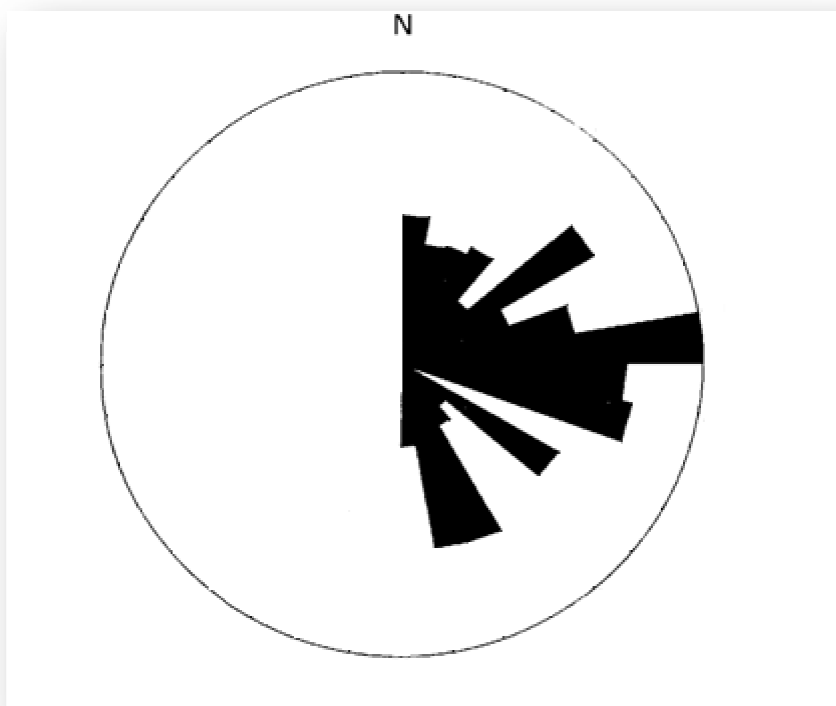


Fig. 07 : diagrammes d'orientation des linéaments Hammamet Youkous.

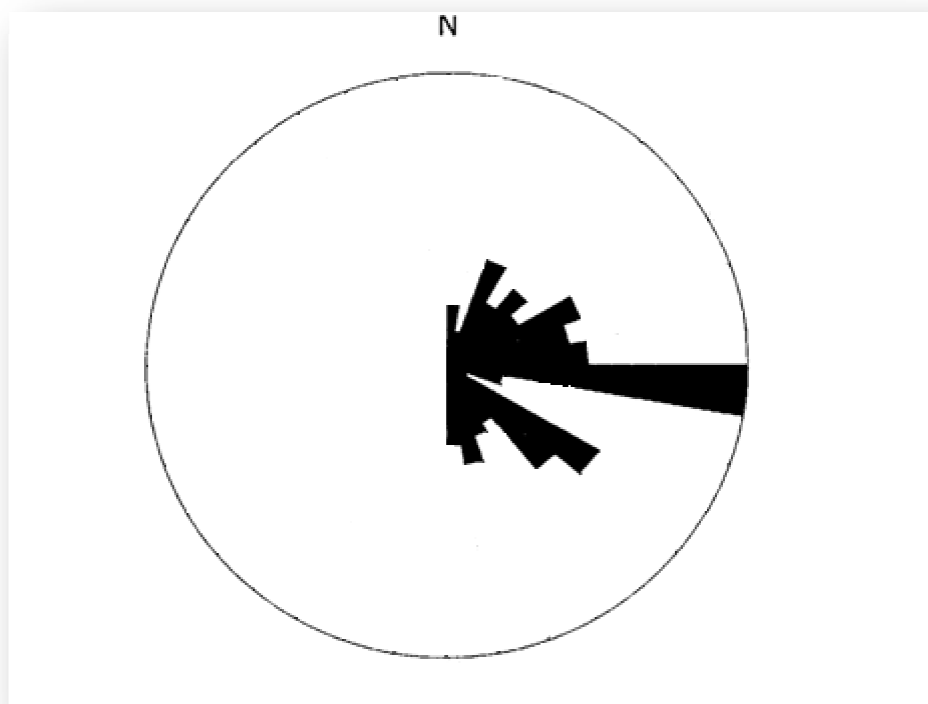


Fig. 08 : diagrammes d'orientation des linéaments Chéria.

D'après les rosasses relatant la distribution spatiale des linéaments du secteur étudié, elle en ressort que :

- 1) Le maximum de la fracturation est concentré beaucoup plus au Nord qu'au Sud du terrain , en allant donc vers la région de El Hammamet la déformation cassante est beaucoup plus importante.
- 2) La directions majeures de la déformation au Nord et au Sud du secteur d'étude sont pratiquement superposées.
- 3) Il semble également que la direction majeure et la plus importante de la facturation dans toute la région est grossièrement E - W.

Dans la région étudié, une interprétation structurale des photographies aériennes a permis d'établir une carte linéamentaire et des rosaces des principales directions des fractures majeures. Sur le plan géologique, cette région est caractérisée essentiellement par les formations calcaires Maastrichtiens et l'Eocènes.

Les linéaments sont caractérisés par les principales directions suivantes : NNE, E-W, NW et NE. Ces accidents cassants sont susceptibles d'avoir un rôle important dans la détermination des caractéristiques physique et mécanique de la roche surtout dans les parties septentrionales du terrain. En effet, pour mieux estimer l'importance et le rôle de ces derniers. Le travail minutieux sur terrain pour la recherche des fractures et des intersections des fractures est fortement conseillé.

1.6. ETUDE DE LA FRACTURATION :

La connaissance des propriétés géométriques et structurales de la roche masse, telles que types de fractures, espacement, nombre des familles direction, longueur des discontinuités affectant le milieu rocheux, à une grande importance dans l'étude de stabilité des cavités souterraines. Celle-ci conditionne en effet les travaux des géotechniciens.

Parallèlement aux techniques classiques de relevés et de traitement des données structurales en tectonique cassante (F. Arthaud et P. Choukroune, 1972) on peut, lorsque les conditions d'affleurement le permettent, analyser la fracturation d'un milieu à différentes échelles :

- A l'échelle ponctuelle dans les stations de mesures où l'on comptabilise les discontinuités le long de profils de cheminement, donnent l'expression de l'intensité de fracturation, de la distribution directionnelle, et de la maille

élémentaire des joints de rupture appartenant à des familles distinctes (L. Kiraly, 1969);

- A l'échelle régionale à partir de l'exploitation des clichés aériens (relevé des champs de fractures) et du traitement des informations recueillies selon des techniques basées soit sur des propriétés physiques (C. Drogue et al, 1975) soit sur le calcul numérique (M. Razack, 1979; G. Brière et M. Razack, 1980).

La synthèse de toutes ces données permet alors d'interpréter de façon rationnelle les champs de fractures mais uniquement en surface des affleurements. Or on peut se demander si une extrapolation de cette organisation fissurale en profondeur est objective, le but recherché étant d'appréhender en fin de compte la structure interne du milieu fissuré. Il semble que les quelques travaux réalisés en ce sens apportent une réponse positive à ce problème, en ce qui concerne tout au moins la distribution directionnelle des fractures, alors que le taux de diminution de leur intensité atteint 60 % vers 600 m de profondeur (D. Jamier, 1975). On peut donc dire que l'ensemble de ces méthodes permet d'acquérir une bonne connaissance de l'organisation fissurale d'un milieu depuis la surface jusqu'en profondeur.

1.6.1 Etude quantitative

1.6.1.1 Définition des paramètres quantitatifs

Les paramètres numériques peuvent exprimer l'importance de la fracturation et individualiser les familles directionnelles les une par rapport aux autres.

Les mesures de la fracturation ont été faites sur les affleurements les plus importants des calcaires éocènes dans la région (Bir Touil, Ain Troubia, , Mzzara).

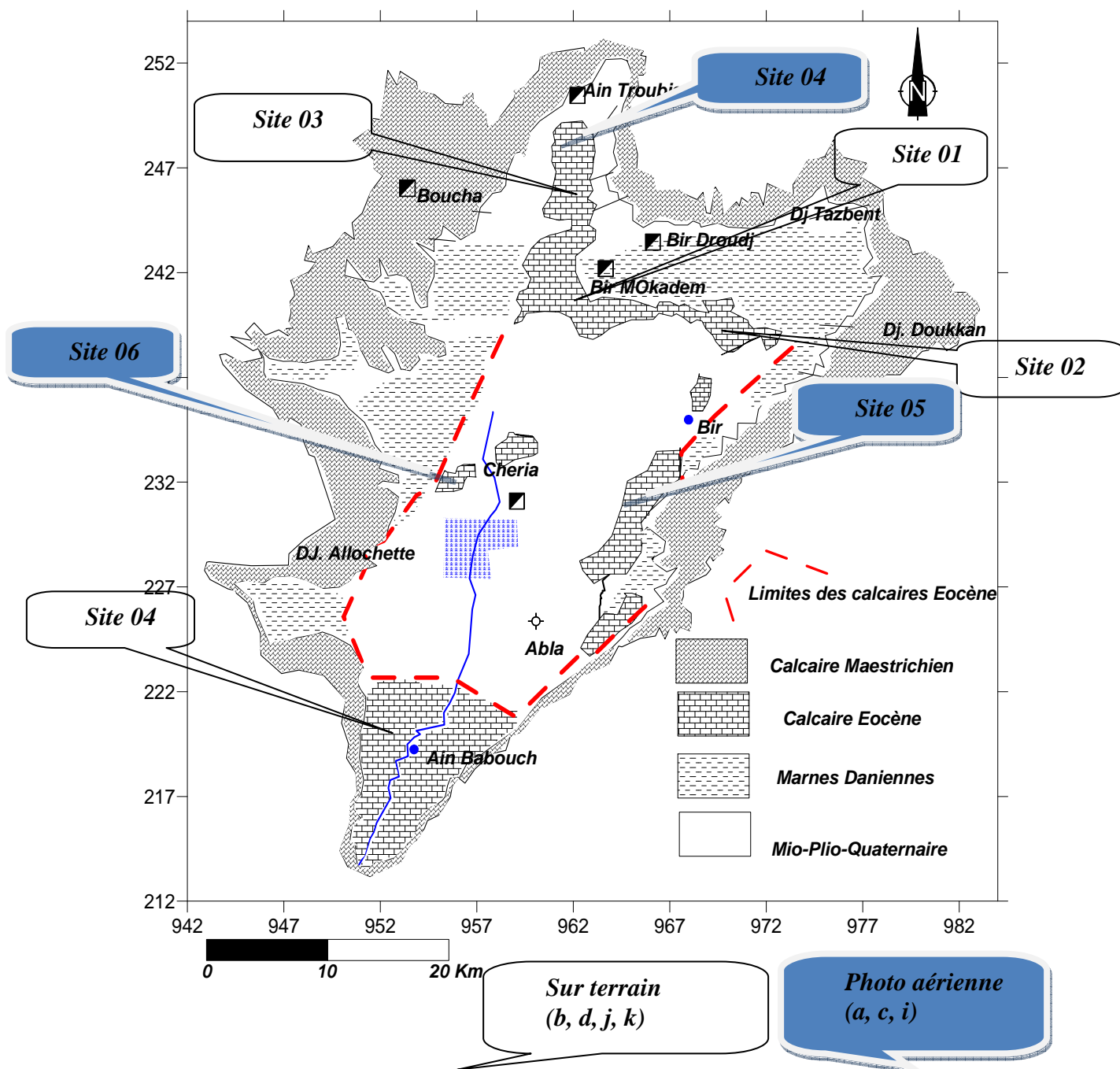


Fig. 09 : Carte de sites choisis pour l'étude de la fracturation

Ces mesures ont été renforcées par l'analyse des photos aériennes de quelques sites pour assurer la couverture de tous les affleurements de l'Eocène sur le long de sous bassin de Chéria.

1.6.1.1. a. Méthodologie :

Pour les sites d'affleurement des calcaires éocènes (fig.09), choisies on a mesuré les paramètres suivants :

- ✓ Direction;
- ✓ Pendage;
- ✓ Longueur (estimée) ;
- ✓ Ouverture ;
- ✓ Remplissage.

Pour les traitements des photos aériennes les informations recueillies sont la direction des fractures et la longueur.

1.6.1.1. b Analyse et interprétation

Les données ont été traitées par représentation graphique (projection sur le logiciel STERIO) pour déterminer les différentes familles directionnelles. On a eu les directions suivantes:

Deux directions dominantes N40-50 et N130-150, avec des directions N10-30 et N 150-180 qui peuvent être expliqué comme suit (Fig. 10) :

La direction N130-150, telle que montré sur les rosaces (Fig. 10.) a, b, d et k obtenu sur l'affleurement de Bir Touil, selon le modèle de Riddell (1979), peut être attribuée à la phase Atlasique (NW-SE).

La direction N 40-50, telle que montré sur les rosaces (Fig. 10) a, d, c, i obtenu à partir les stations de mesures de Ain Troubia ont comme origine la phase Atlasique.

La direction NNE-SSW (c, i, k) est la direction principale de la phase compressive Miocène qui donne naissance a d'autre directions par exemple : E-W, NE-SW, NW-SE, N-S.

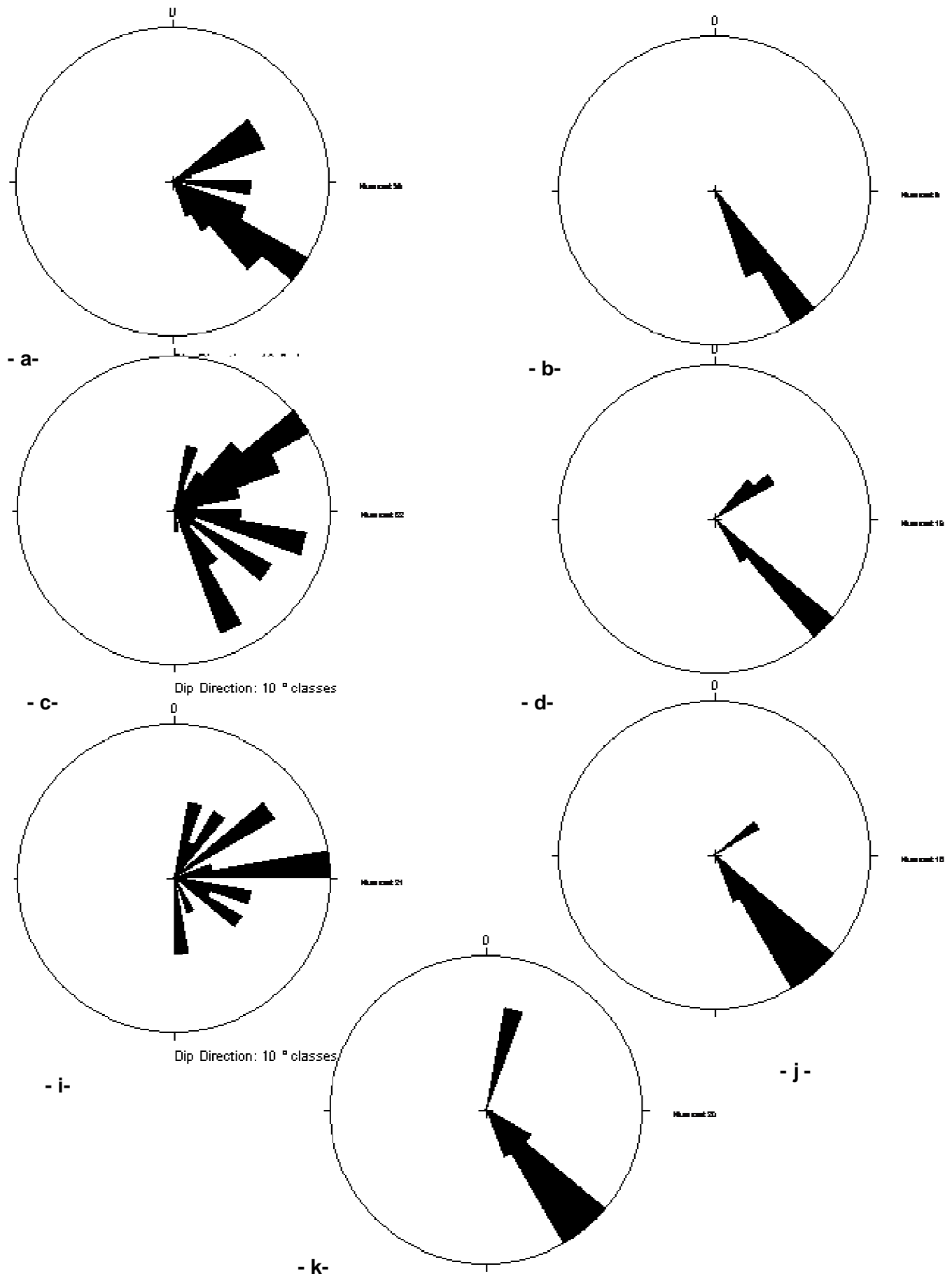


Fig. 10 : Projection stéréographique des familles directionnelles

1.7 Relation entre la fissuration et la direction préférentielle de karstification :

Il est largement admis dans les communautés hydrogéologiques que la tectonique cassante influence d'une manière considérable sur la distribution des perméabilités dans le milieu karstique, et ce, depuis les travaux de L. Kiraly (1969). Les fissures qui sont des chemins préférentiels d'écoulement à vitesse relativement élevée, seront exposés à l'attaque des eaux agressives chargées en CO_2 atmosphérique. Les réactions eau-carbonates élargissent les fissures façonner même des galeries de grandes dimensions. L'orientation générale de ces galeries suit celle des fissures originales préexistantes (R. Guerin, 1973). Cela même a permis de lever le voile sur le réseau linéaire d'avoir une idée même fragmentaire sur les directions possibles du réseau karstique (en cas de ce dernier impénétrable). Il est même possible de définir le degré de karstification à partir des comparaisons entre le réseau de fissures et celui des vides karstiques (C. Drogue et J. C. Grillot, 1976).

Dans la région de Chéria, les données actuelles sur les systèmes karstiques ne sont que très fragmentaires (analyse hydrodynamique par pompages insuffisante ; absence de réseau souterrain accessible, bien que les magasins karstiques présentent en surface et en subsurface (fronts de carrières, l'effondrement karstiques).

Si on tient compte toutefois des résultats recueillis et des observations d'ordre tectonique réalisées dans la région de Chéria, on peut faire les remarques suivantes :

- L'axe des effondrements coïncide avec l'axe de l'oued qui est pratiquement NNE-SSW.
- Les directions majeures des fracturations coïncident avec l'axe d'effondrement.
- Tous les forages installés sur les axes proches et parallèles à l'oued sont positifs ou en rencontrent parfois les indices de karstification (perte de boue et de l'outil).
- Formes d'élargissement des fissures ont été observées, suit l'axe NNE-SSW (Voir fig. 11)

Toutes ces remarques nous amènent à dire que le développement de processus de karstification est fait sur un axe de fissuration NNE-SSW à cause de l'écoulement souterrain à grande vitesse le long des fissures.

Cependant le problème du développement des cavités souterraines en se basant, pour l'instant, sur l'organisation fissurale des affleurements, les différents stades

d'ouverture des fractures et les observations karstologiques faites en surface. Cette démarche est confrontée à des problèmes d'ordre pratique pour les raisons suivantes :

- Elle doit permettre la représentativité des stations de mesures structurales (recherche de secteurs présentant des fractures d'orientation précise), montrant ainsi que cette prospection n'est pas aléatoire à l'inverse de ce que l'on croit habituellement;
- Elle doit être utilisée avec précaution par les gestionnaires comme outil de travail dans la mesure où elle précise les zones et les axes à grandes risque d'effondrement.



Fig. 11 : Sens de développement de karstification.

1.8 Conclusion :

L'étude géologique du plateau de Chéria nous a permis de dégager les constatations suivantes :

- ✚ La région ne présente aucun terrain antérieur au Crétacé supérieur. Elle est constituée de deux grands ensembles :
 - Les affleurements de bordure et à l'intérieur du plateau d'âge Maestrichtien et Eocène.
 - Les formations d'âge Moi-Plio-Quaternaire qui se répartissent en totalité dans le plateau.
- ✚ La structure géologique du plateau de Chéria consiste un synclinale dont les dômes était des édifices structuraux orientés aux deux directions opposés à la suite de deux phases de plissement dites anté-Miocène de direction NW-SE et la phase poste-Miocène de direction NE-SW.
- ✚ Les activités tectoniques ont produit deux directions dominantes N40-50 et N130-150, avec des directions N10-30 et N 150-180 qui peuvent être expliqué comme suit :

La direction N130-150 peut les référencier parmi celles produites à partir des mouvements tangentiels (NW-SE) de compression s'accroissent et déterminent le plissement général d'intensité moyenne.

La direction N 40-50, qui est des failles Post-Miocène, donnant naissance au fossé d'effondrement Tébessa-Morsott. Sachant que ces fractures situées à la limite Sud de ce dernier.

Le développement de processus de karstification est fait sur un axe de fissuration N-S à cause de l'écoulement souterrain à grande vitesse le long des fissures.

- ✚ D'après l'étude géologique de la région, on a constate l'existence de trois formations perméables qui sont considérées comme aquifères :

Les calcaires Maestrichtiens ont une épaisseur environ de 250 m, qui affleurent seulement aux bordures des montagnes, ils ont une bonne perméabilité (perméabilité de fissures).

Les calcaires de l'Eocène qui occupe la partie centrale du plateau avec une épaisseur variable qui s'étende de 60 à 250 m, ils sont généralement fissures et karstifiés.

Le Mio-Plio-Quaternaire à une épaisseur moyenne égale à 150 m et à une perméabilité relativement réduite selon la nature des terrains.

Chapitre III :
Hydroclimatologie

I. Etude des caractéristiques physiques du bassin versant de Chéria :

Introduction :

L'objet de cette étude est d'exposer les diverses méthodes de mesure, de calcul, et de présentation employée pour caractériser les principaux paramètres morphologiques qui agissent sur la variation du régime hydrologique.

I. Caractéristiques générales du bassin versant :

I. 1. Délimitation du bassin versant :

Le bassin versant pour une section droite d'un cours d'eau est défini comme l'espace de transformation des pluies en débits drainés par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la dite section.

Les caractéristiques hydrologiques d'un bassin versant dépendent du climat, de sa morphologie, de la nature de ses sols et de la couverture végétale.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux, dans notre cas, cette limite est tracée sur les cartes topographiques d'échelle 1/50000 en suivant les lignes des crêtes bordant le bassin.

I. 2. Etude des paramètres géométriques :

I. 2. 1 Superficie du Bassin versant :

Sur une carte à l'échelle topographique 1/50 000 et par planimètrage, on détermine la superficie du bassin de Chéria qui est de 810 Km².

I. 2. 2 Périmètre du bassin versant :

Le curvimètrage du bassin d'Oued Chéria donne un périmètre normale de $p = 148$ km et un périmètre stylisé $p_s = 136$ Km, l'intérêt essentiel du périmètre est de pouvoir déterminer l'indice de compacité de Gravellius (K_c).

I. 2. 3 L'indice de compacité de Gravellius :

On l'appelle aussi l'indice de forme du bassin, qu'influence fortement sur l'écoulement global. Cet indice est défini comme le rapport entre le périmètre stylisé du bassin versant au périmètre d'un cercle ayant la même surface.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \times S}} = \frac{0.28 P}{\sqrt{S}}$$

- Si $K_C < 1$: ce ci implique que le bassin versant à une forme ramassée.
- Si $K_C > 1$: ce ci implique que le bassin versant à une forme étalée.

Cet indice même a une exagération si le périmètre suit les sinuosités qui ne contournant par les talwegs de drainage de ruissellement donc la stylisation est nécessaire.

Nous avons :

$$P=136\text{Km}$$

$$S= 810\text{m}^2$$

$$K_C= 0.28*136 / \sqrt{810} = 1.34$$

$$K_C=1.34>1$$

$K_C > 1$ C'est à dire le bassin versant de Chéria à une forme généralement étalée et allongée ce qui nous amène à déterminer la dimension de rectangle équivalent.

I. 2. 4 Rectangle équivalent : (Fig. 12)

On assimile le bassin a un rectangle qui lui est équivalent pour pouvoir comparer plusieurs bassins de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, on suppose que le rectangle a le même écoulement dans des conditions climatiques semblables, la même superficie (S) le même coefficient de gravellius (K_C) et la même répartition hypsométrique. La longueur (L) et la largeur (l) sont données par :

$$L = \frac{K_C \sqrt{S} \left[1 + \sqrt{1 - \left[\frac{l \cdot 12}{K_C} \right]^2} \right]}{l \cdot 12}$$

$$l = \frac{K_C \sqrt{S} \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{l \cdot 12}{K_C} \right]^2} \right]}{l \cdot 12}$$

Donc on aura : **$L=52.745 \text{ km}$, $l= 15.357 \text{ km}$**

I. 3 Etude des paramètres de relief :

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, c'est un capital dans le comportement hydrologique du bassin, ces caractéristiques hypsométriques permettent d'aboutir à la classification du relief.

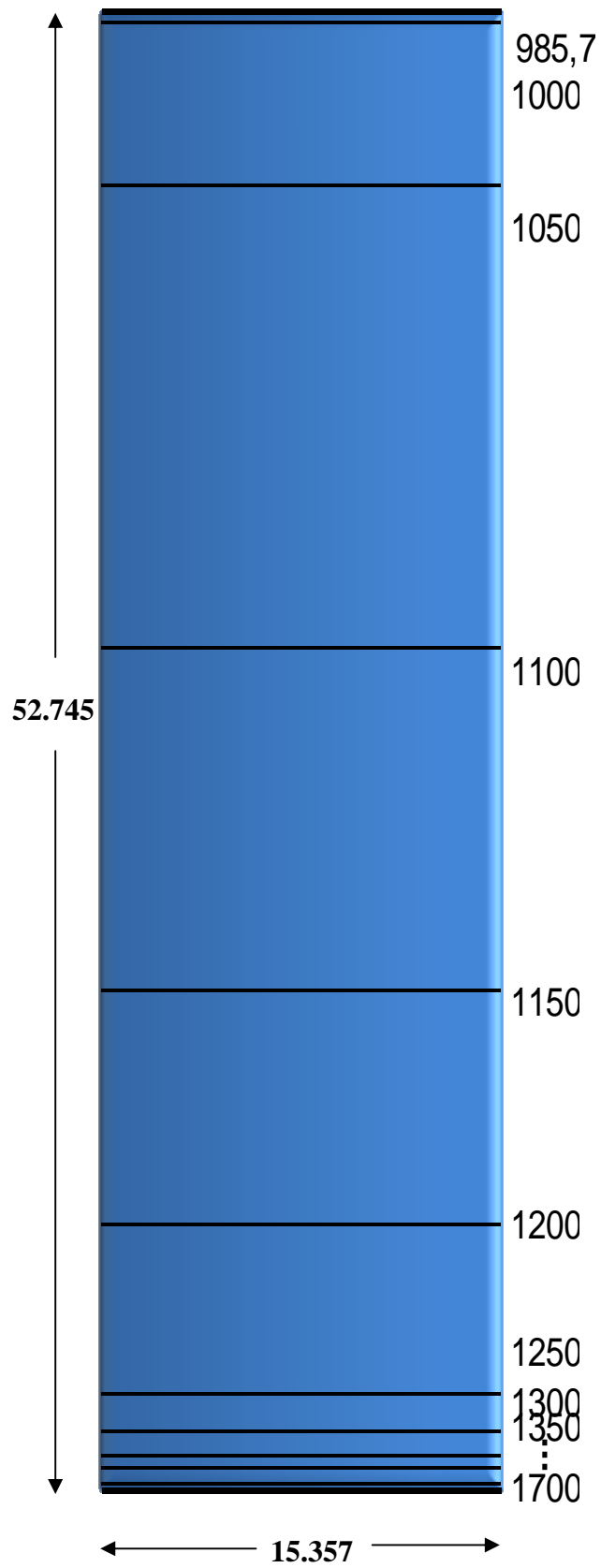


Fig. 12 : Rectangle équivalent de bassin versant de Chéria.

I. 3. 1 Courbe hypsométrique :

Le relief est caractérisé par sa courbe hypsométrique, celle ci nous renseigne sur la répartition de la surface en fonction de tranche d'altitude, en portant en ordonnée les tranches données et en abscisse la surface du bassin pour laquelle chaque point est une cote au moins égale à cette altitude, les surfaces en abscisse sont exprimées en pourcentage de la surface totale du bassin (Fig.13), la répartition altimétrique du bassin versant d'Oued Chéria est représenté sur (le tableau n° 01).

La courbe hypsométrique du bassin versant de Chérai montre une allure généralement irrégulière.

La classe module (Maximum) de la courbe des fréquences altimétriques se situe entre (1100 et 1150) elle est de 30% soit 243 Km² de superficie totale du bassin. Le secteur d'altitude supérieure à 1450 m, est très peu étendu dans le bassin et correspond à des massifs montagneux.

Tableau N°01 : La répartition de la surface en fonction de la tranche d'altitude.

Tranches d'altitude (m)	Surfaces partielles (km ²)	Surfaces Cumulées (km ²)	Surfaces partielles %	Surfaces Cumulées %	Dénivelée (m)	$\sqrt{a_1 \cdot H_1}$
H	S _i	$\sum S_i$	$a_i = (S_i/S_t) \cdot 100$	$\sum a_i$	H ₁	$\sqrt{a_1 \cdot H_1}$
1700-1650	1,05	1,05	0,13	0,13	50	2,54
1650-1600	0,95	2	0,12	0,24	50	2,42
1600-1550	5,21	7,21	0,64	0,89	50	5,67
1550-1500	6,32	13,53	0,78	1,67	50	6,24
1500-1450	7,11	20,64	0,88	2,55	50	6,62
1450-1400	14,15	34,79	1,75	4,29	50	9,35
1400-1350	15,62	50,41	1,93	6,22	50	9,82
1350-1300	20,07	70,48	2,48	8,70	50	11,13
1300-1250	92,87	163,35	11,46	20,17	50	23,94
1250-1200	129,12	292,47	15,94	36,11	50	28,23
1200-1150	185,33	477,8	22,88	58,99	50	33,82
1150-1100	242,94	720,74	29,99	88,98	50	38,72
1100-1050	84,07	804,81	10,38	99,36	50	22,78
1050-1000	3,8	808,61	0,47	99,83	50	4,84
1000-985,7	1,37	809,98	0,17	100	14,3	1,56

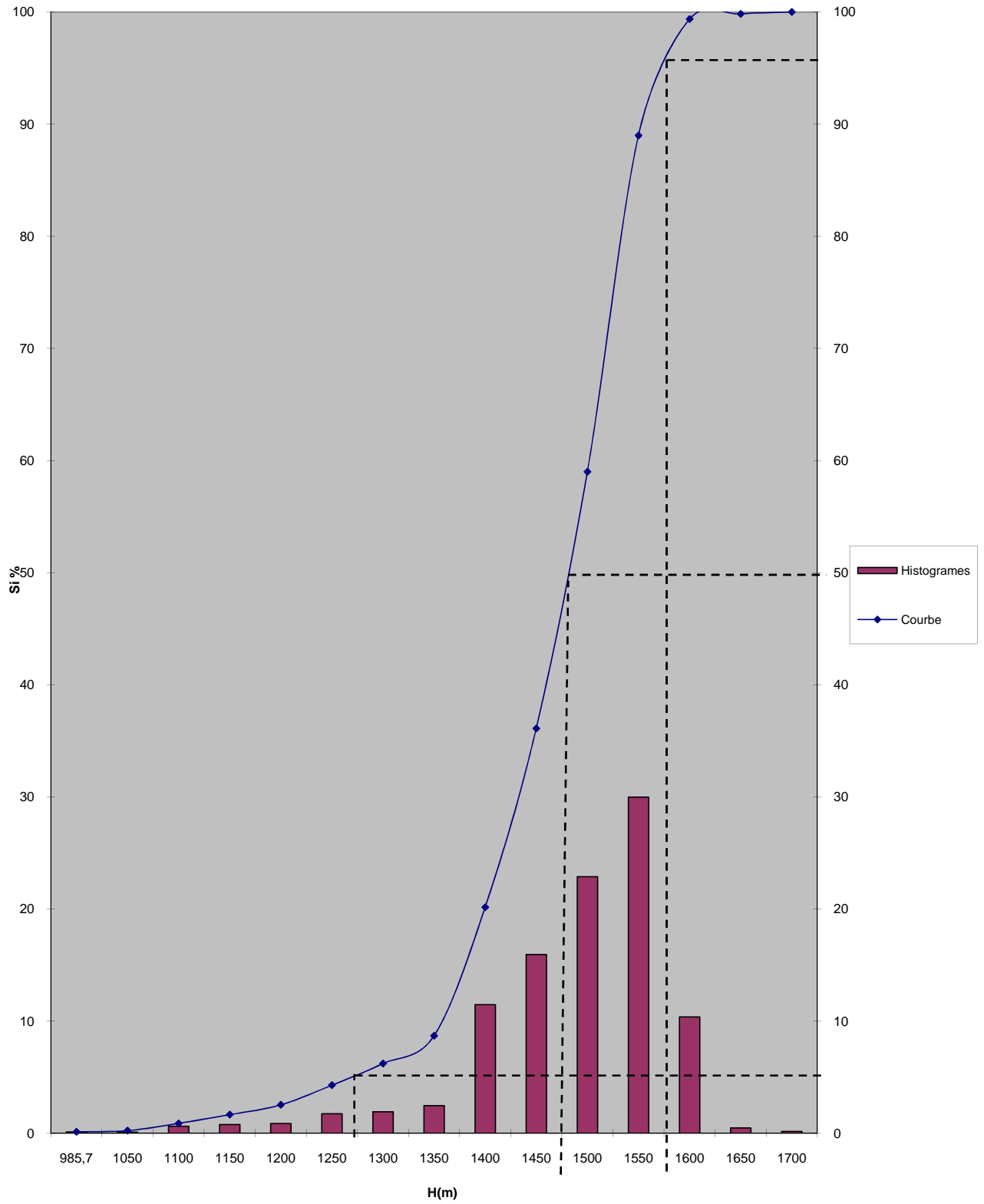


Fig. 13 : Courbe hypsométrique de bassin versant de Chéria.

I. 3. 2 Les altitudes caractéristiques :

Les altitudes caractéristiques nécessaires pour les calculs hydrologiques sont :

I. 3. 2. 1 Altitude moyenne :

Elle est obtenue par l'expression suivante :

(Voir tableau N°2)

$$H_{\text{moy}} = \sum v/S$$

Sachant que: $V = [(h_1+h_2)/2] * S_i = H_{\text{moy}} * S_i$, / $H_{\text{moy}} = \sum h_{\text{min}} * S_i / S$

Nous obtenons pour notre bassin : **$H_{\text{moy}} = 1189.11 \text{ m}$**

I. 3. 2. 2 Altitude médium :

Altitude médium correspond au point d'abscisse S/2 de la courbe hypsométrique.

$$H_{50\%} = 1165\text{m.}$$

En comparant la hauteur $H_{\text{moy}} > H_{50\%}$ en déduit la majorité des surfaces de notre bassin versant se situe dans les hautes altitudes.

I. 3. 2. 3 Altitude maximale et altitude minimale :

L'altitude du bassin versant varie entre 985.70 m et 1712 m.

3.1 Les indice des pentes :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminaient à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

3.1.1 Indice de pente de M. Roche :

C'est un indice qui rend bien compte de l'influence du facteur pente sur la région hydrologique, il est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$I_p = \sum \sqrt{(a_i * h_i)} / \sqrt{L}$$

On aura : $I_p = 20.77 * \sqrt{(52 * 745)} = 2.86$

$$I_p = 2.86$$

3.2 Indice de pente global :

C'est un indice de pente de M. Roche est trop long à calculer, pour des études rapides. En revanche l'indice de pente global « I_g » qui présente l'avantage d'être très simple. Cet indice a évolué à partir de la courbe hypsométrique.

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

$$I_g = 285 / 52.745 = 5.4 \text{ m/km}$$

$$I_g = 54 \text{ m/km}$$

Cet indice de pente sert aussi à classer le relief du bassin il décroît lorsque la surface augmentée.

Pour notre région d'études zones montagneuses sont situées sur le contour de la zone d'étude' elles sont caractérisées par un relief très accidenté où les pentes varient entre 12.5% et 40% et s'étalent sur environ 30% de notre zone d'étude.

Pour les zones de piémonts ; qui sont plus étendues, elles sont caractérisées par des dépôts alluviaux, ces formations de piémonts sont en constituées de dépôts alluviaux, ces formations de piémonts sont en générale aptes à la céréaliculture, l'arboriculture étant resserrée aux zones les plus grossières et caillouteuses.

-Selon I_g M. Roche, qui est inférieur à 20 m/Km le relief est modère.

I. 3. 3 La dénivelé spécifique :

L'indice I_g décroît pour un même bassin lorsque, la surface augmente ; il est donc difficile de comparer des bassins de différentes formes.

La dénivelé spécifique ne présente pas cet inconvénient elle dérive de la pente. I_g en le corrigeant de l'effet surface admet étant proportionnelle à \sqrt{S} .

$$D_s = I_g * \sqrt{S} = D_u / L * \sqrt{I * L}$$

$$D_s = D_u \sqrt{I/L} \text{ ou } \sqrt{I/L} = K$$

$$\Rightarrow D_s = D_u * K$$

La dénivelée spécifique apparaît donc comme une correction de la dénivelée simple application d'un coefficient K qui ne dépend de la forme du bassin (Kc) Application numérique :

On a: $I_g = 5.4 \text{ m/Km}$, $S = 810 \text{ Km}^2$

$$\Rightarrow D_s = 153.69 \text{ m}$$

D'après la classification de P.O.R.S.T.O.M, ci dessous appliqués à tout bassin quelle que soit sa superficie on place D_s de bassin versant de Cheria dans le relief R5 ou $100 \text{ m} < D_s < 250 \text{ m}$ c'est à dire un relief assez fort. Mais, si on compare, les surfaces avec les altitudes on s'aperçoit que la majorité des surfaces se situées pourtant dans une tranche d'altitude peu élevée malgré une dénivelée significative.

Tableau N° 02 : Classification du relief en fonction de « D_s » d'après P.O.R.S.T.O.M

R1	$D_s < 10$	Très faible
R ₂	$10 < D_s < 25$	Faible
R3	$25 < D_s < 50$	Assez faible
R3	$50 < D_s < 100$	Modère
R ₅	$100 < D_s < 250$	Assez fort
R6	$250 < D_s < 500$	Fort
R ₇	$D_s < 500$	Très fort

O.R.S.T.O.M : Office des Recherches Scientifiques dans les territoires Outre Mer.

Tableau N° 03 : Définition des paramètres caractérisant le bassin versant de Chéria

Paramètre	Définition
P	Le périmètre de bassin versant de Cheria (Km).
Ps	Le périmètre stylisé (Km).
Kc	Indice de compacité de gravillus.
S	La surface du bassin versant (Km ²).
L	La longueur de rectangle équivalent (Km).
l	La largeur de rectangle équivalent (km).
Hmoy	L'altitude moyenne (m).
$\sum v$	La somme des volumes partiel (v) de chaque tranche de montagne, comprise entre les courbes de niveau (m ³).
St	La surface totale (Km ²).
h1 h2	Altitude des courbes (m).
Hmoy	La moyenne arithmétique des courbes (m).
SI	La surface partielle entre deux courbes (Km ²).
(H50%)	L'altitude médium (m).
(5% -H95%)	Définit directement sur la courbe hypsométrique (m).
Ip	Indice de pente de M.Roche.
aI	La fraction en (%).
HI	La dénivelé (H5% -H 95%) déduit sur la carte hypsométrique (m).
Ig	Indice de pente global.
Hu	La dénivelé (H5% - H95%) déduit sur la courbe hypsométrique.
Ds	La dénivelé spécifique (m).

II. HYDROLOGIE

II.1. Le réseau hydrographique :

C'est l'ensemble des canaux naturels (permanent ou temporaire) par lequel s'écoulent toute les eaux (ruissellement de neige...etc.) et convergent tous on un seul point de vidange du bassin versant (exutoire), le plateau de Chéria présente un régime hydraulique qui est très différent au nord de ce qu'il est au sud.

Au Nord, les oueds convergent vers le centre du plateau et autour de lui, le nombre des ravins et des talwegs est important, sur les flancs inclinés des montagnes et à leurs pieds se perdant la plus part des oueds dans les alluvions.

En divisant le système hydrographique en deux, on trouve que celui du nord est constitué de deux oueds et leurs affluents. Ils collectent les eaux des pluies et les drainent jusqu'au centre du bassin dans sa partie Nord. IL s'agit de oued Blilia qui prend naissance à Dj.Tazbent et étant sa vallée en direction NE-SW jusqu'à la route nationale reliant Chéria Youkkous.

Le deuxième c'est oued Troubia qui part des Dj.Troubia et se perd dans la plaine de Bir Djelmda après un parcours de 15 Km quelque réapparition des lits de ces oueds montrent une continuité d'écoulement jusqu'à Cheria en période des grandes crues.

Le second système hydrographique est présente par oued Cheria encadre par deux vallées affluentes importantes. A l'oued Allouchette et l'est oued Tebag.

En fait au Sud de Cheria. 11 n'y a pas à proprement parler de bassin Oued Cheria se présent à cet effet comme canal d'évacuation jusqu'à la plaine d'Outa-Oum Khaled provoquent ainsi des marécages.

Le réseau hydrographique est caractérisé par les paramètres usuels :

- ✓ La densité de drainage (D_d)
- ✓ Le coefficient de torrentialité (C_t)
- ✓ Temps de concentration (T_c)

II. 1. 1. La densité de drainage :

La densité de drainage est étroitement dépendante de deux facteurs principaux :

La lithologie et l'abondance des précipitations, elle permet d'apprécier le réseau hydrographique dans le bassin versant les morphologies l'appellent densité de talweg. Elle correspond à la dissociation du relief elle est définie par l'équation:

$$D_d = \sum L_x / S (\text{Km} / \text{Km}^2).$$

L_x : longueur totale cumulée des cours d'eau d'ordre (x).

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

Application Numérique :

$$\sum L = 1989 \text{ Km}$$

$$S = 810 \text{ Km}^2$$

$$\Rightarrow D_d = 2.46 \text{ Km} / \text{Km}^2$$

Au nord du bassin, les Oueds convergent vers le centre du plateau et autour de lui la densité de drainage est importante au centre du plateau la plus part des oueds se perdent. Dans les réapparitions des lits de ces oueds montrent une continuité d'écoulement jusqu'à Chéria en période des grandes crues, donc une densité de talweg faible.

Cette faiblesse de la densité de drainage peut être expliquée à notre avis par une perméabilité importante due à la nature lithologique des versants, qui l'emporte largement sur l'écoulement.

II.1. 2. Coefficient de torrentialité :

Qui tient compte à la fois de la densité des Talwegs élémentaires (ordre 1) par la densité de drainage met en évidence le caractère torrentiel d'un chevelu hydrographique :

$$C_t = F_1 D_d$$

Où :

F_1 : Fréquence de chevelu hydrographique d'ordre 1 dans le bassin versant avec

$$F_1 = [N_1 / S]$$

N_1 : nombre de talweg d'ordre 1.

S : La surface du bassin versant.

$$\Rightarrow N_1 = 3847, F_1 = 4.75, C_t = 11.685$$

La valeur du coefficient de torrentialité est grande ce qui montre que l'écoulement dans les talwegs d'ordre 1 est de grande torrentialité cette valeur est due à la forte pente qui caractérise les talwegs du bassin surtout dans la partie Nord de ce bassin versant.

II.1.3. Temps de concentration :

C'est le temps mis par une particule d'eau tombée sur le point le plus éloigné du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

Bien que ce paramètre intervienne pour l'étude de crues ou les formules utilisées ne sont pas absolus, le temps de concentration par la formule de Giandotti est largement utilisé comme paramètre hydrologique de grande importance qui sert aussi à la comparaison des bassins différents.

D'où :

$$T_c = \frac{4 \sqrt{S + 1.5(L_p)}}{0.8 \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots(\text{ heure })$$

T_c : Temps de concentration (heure)

S : Superficie du bassin (Km²)

L_p : longueur du talweg principal (K m)

H_{moy} : l'altitude moyenne du bassin étudié (m)

H_{min} : l'altitude minimale du bassin étudié (m)

S=810 Km, **I**=50.25 Km, **H_{moy}**=1 189m

H_{min}= 985.7m **T_c**=16 heures 35 minute 2 secondes.

III. CLIMATOLOGIE

1. INTRODUCTION :

La climatologie donne un aperçu sur la relation qui peut exister entre la nappe et son environnement immédiat.

Il ne faut pas oublier que la géologie ne représente qu'une partie des facteurs intervenant dans le karst. Donc, dans l'étude de ce phénomène naturelle et ses conséquences où cela est possible, il sera fait des remarques par rapport aux autres facteurs (climat, pluviométrie, etc....) et leur influence possible sur la karstification.

Les précipitations hivernales augmenteraient, tandis que les précipitations estivales diminueraient ; la survenue d'événements pluvieux exceptionnels serait en outre plus probable. Cette évolution dans le régime des précipitations est susceptible d'influer sur le phénomène de « battement des nappes », c'est-à-dire la variation du niveau des nappes d'eaux souterraines. Par ce biais, la stabilité des cavités souterraines pourrait en être affectée, augmentant ainsi les risques d'effondrement.

Le calcul du bilan hydrologique est en fonction de plusieurs facteurs tels que : les précipitations, le ruissellement, l'infiltration et l'évaporation.

La détermination de ces facteurs est possible en utilisant des formules empiriques (ETR, ETP, R) et des mesures sur terrain (P, T°).

Pour arriver à établir le bilan de la région d'étude, on utilise les données des stations pluviométriques de Chéria, Bir Moukadem, Ain Troubia et Ain Babouche pour la période (1972-2008), ces données sont complées ou il est nécessaire par apport autres stations on utilisant la méthode d'homogénéisation des données .

Tableau N°04 : Caractéristiques des stations pluviométriques.

Station	Code	Cordonnées			Date de mise en service
		X	Y	Z	
Chérai	06.23.01	959.20	231.10	1087	1972-2008
Bir Mokadem	06.23.03	946.30	242.60	1156	1972 -2008
Ain Troubia	06.23.07	963.25	250.91	1252	1972 - 2008
Ain Babouche	06.23.08	954.10	241.80	1175	1973 - 2004

2. Homogénéisation des données : (Voir annexe)

Le but de l'homogénéisation des données est de préparer un échantillon de pluies moyennes, afin de dégager les caractéristiques climatiques de la région ainsi que l'établissement des régressions hydropluviométriques en vue du calcul du bilan hydrologique du bassin. Par ailleurs on a pris une série de trente cinq ans de 1974 au 2008. On a procédé pour cet objectif à la méthode de comparaison des totaux cumulés.

La méthode consiste à comparer les stations pluviométriques prises deux par deux. La station de référence doit avoir une longue période d'observation et une série homogène c'est-à-dire quelle ne présente pas de lacunes et que son fonctionnement est continu (la station de Chéria), l'application de cette dernière suppose une liaison positive significative entre deux stations de la même région, d'autre part l'ajustement des séries de totaux pluviométriques annuels doit présenter une distribution statistique normale (Ghachi. A, 1986).

La représentation graphique des totaux annuels cumulés de la station de base en abscisse et en ordonnée les totaux annuels cumulés de la station à vérifier. Si les séries sont homogènes, les points forment une ligne droite, d'une pente constante et qui représente le rapport des moyennes interannuelles des précipitations de la station à vérifier et la station de base. Dans le cas de cassure la courbe formant plusieurs droites, due à des données erronées de l'une des stations, dans ce cas les séries ne sont pas homogènes. C'est notre cas, ceci est dû probablement à plusieurs critères tel que :

- modification partielle de l'appareillage ou de modification progressive de son environnement.
- un changement d'observateur, ou déplacement du pluviomètre.

Dans ces conditions on procède à la correction par la méthode de double masse, qui permet de tester l'homogénéité des séries de données et de corriger les erreurs. La correction procède à multiplier tous les totaux annuelles des années antérieurs ou postérieurs par le rapport m/m' (le rapport des deux segments de droite de part et d'autre de la cassure).

Homogénéisation des données de précipitation de la station de Chéria avec les autres stations (figure 14 A, B et C), ce qui nous a permis de remarquer que les données de la station de Ain Babouche sont homogènes avec celles de la station de Chéria, tan disque les stations de Bir MokkaDEM et Ain Troubia sont a corrigées par la méthode suscitée (en multipliant par la pente du deuxième segment de la droite de la figure, figure 14B et 14C) (In Baali. F, 2007).

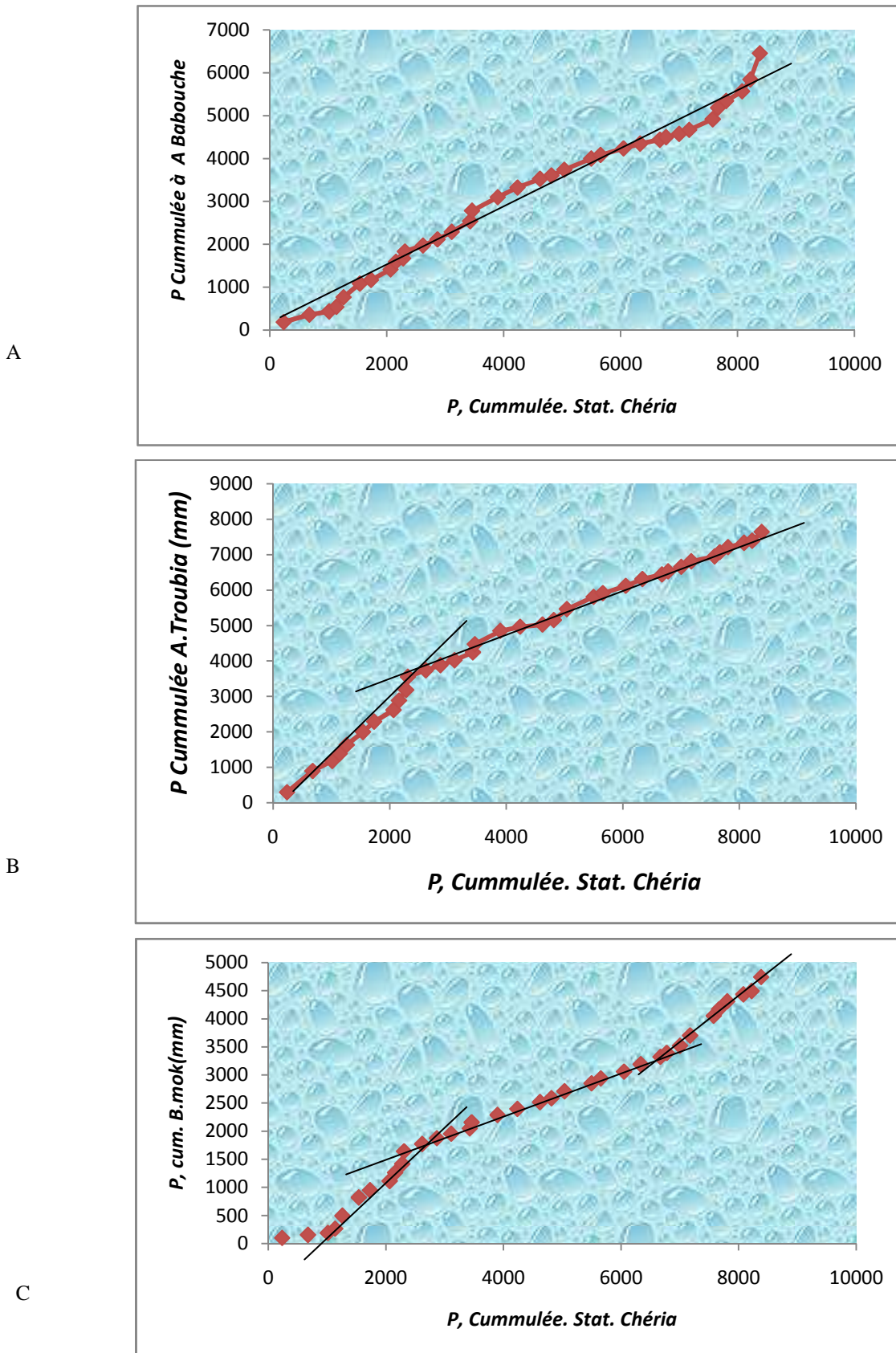


Fig.14 : Homogénéisation des données pluviométriques des stations avec la station de Chéria.

3. La pluviométrie :

Elles sont relevées dans la zone d'étude où les observations couvrent la période entre 1974 et 2008 mesurées grâce à des stations pluviométriques par les services de l'A.N.R.H de la wilaya de Tébessa sur l'ensemble du sous bassin de Chéria.

3.1 Carte des précipitations annuelles moyennes :

D'après la carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est Algérien réalisé par l'A.N.R.H en 2003 d'une période de 70 ans, la précipitation de notre zone d'étude est entre 250 et 300 mm/an (voir Fig. 15).

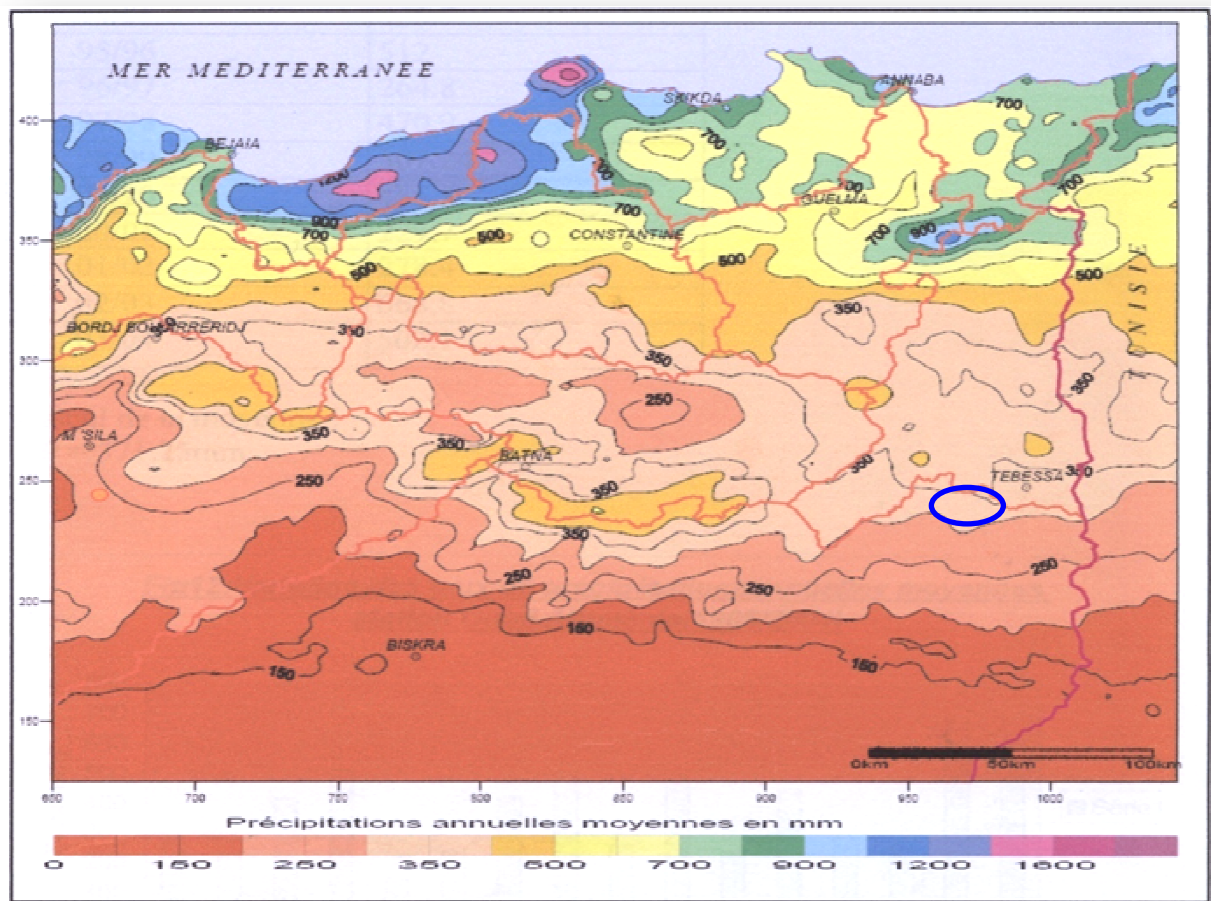


Fig. 15 : Carte des précipitations annuelles moyennes.

3.2 La pluviométrie moyenne annuelle :

L'observation du graphe (Fig. 16), montre une oscillation des précipitations. Celles-ci présentent une moyenne de l'ordre de 271.34 mm. Avec un minimum égal à 92.8 mm pour l'année 1982, et un maximum de 479.3 mm se rapportant à l'année 1990.

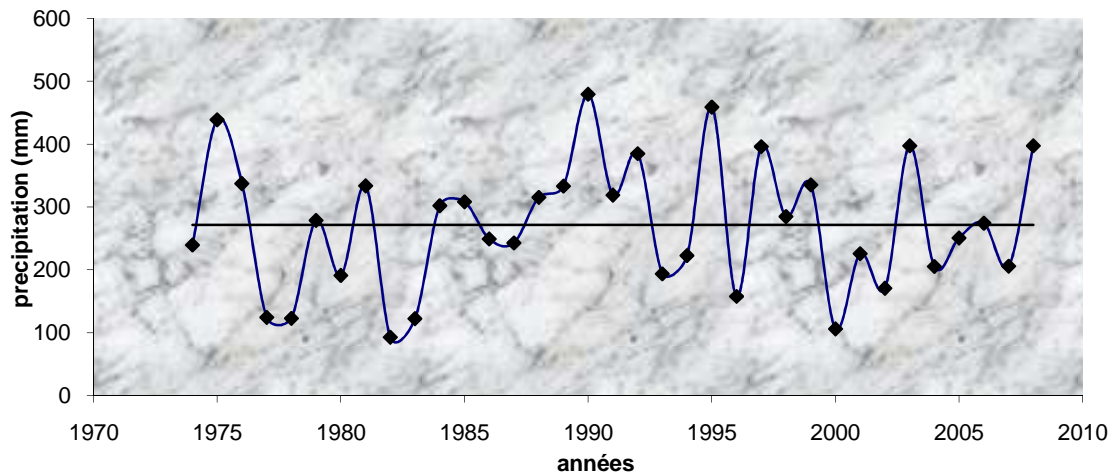


Fig. 16: pluviométrie moyenne annuelle.

3.3 Précipitations moyennes mensuelles:

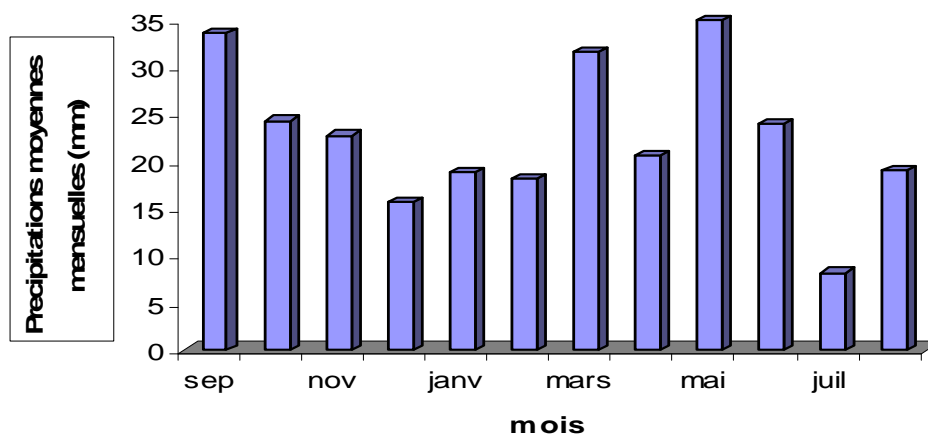


Fig. 17 : Précipitations moyennes mensuelles (1974-2008).

Le graphe dressé montre que la station Chéria présente un minimum de 8.9 mm en Juillet et un maximum de 35.2 mm en Mai durant la période 1974-2008.

Le mois de juillet est le mois le moins arrosé pour la station étudiée avec des précipitations variant entre 2 et 11 mm. Le mois de mai est le plus pluvieux.

Mais il faut signaler que le mois de juin ou les mois de septembre, octobre ou Novembre encadrant la saison sèche peuvent être le siège de très violents orages donnant des quantités importantes d'eau en basse eau on peut passer d'une pluviométrie quasiment nulle (juin 75) à une pluviométrie très élevée due à des orages très violents (juin 1996).

3.4 Les précipitations nivales :

Les djebels de bordures et en particulier le Doukkane et ces prolongements reçoivent en hiver des précipitations neigeuses qui peuvent être importantes. Il n'existe malheureusement pas de relevés systématiques. D'après P. SELTZER la région de Chéria se situe dans une zone d'enneigement moyen au sol de cinq à dix jours par ans.

Ce phénomène a un rôle important si on considère la superficie des djebels bordant le plateau de Chéria, les précipitations neigeuses suivies par une lente fonte favorise au maximum d'infiltration efficace.

4. Les températures :

La température est le second facteur après la précipitation qui influence le climat d'une région. D'après la carte des températures moyennes annuelles de l'Est Algérien l'année 2003 (fig. 18) réalisée par l'A.N.R.H, on constate que la température moyenne annuelle de la région est entre 14 et 15°C.

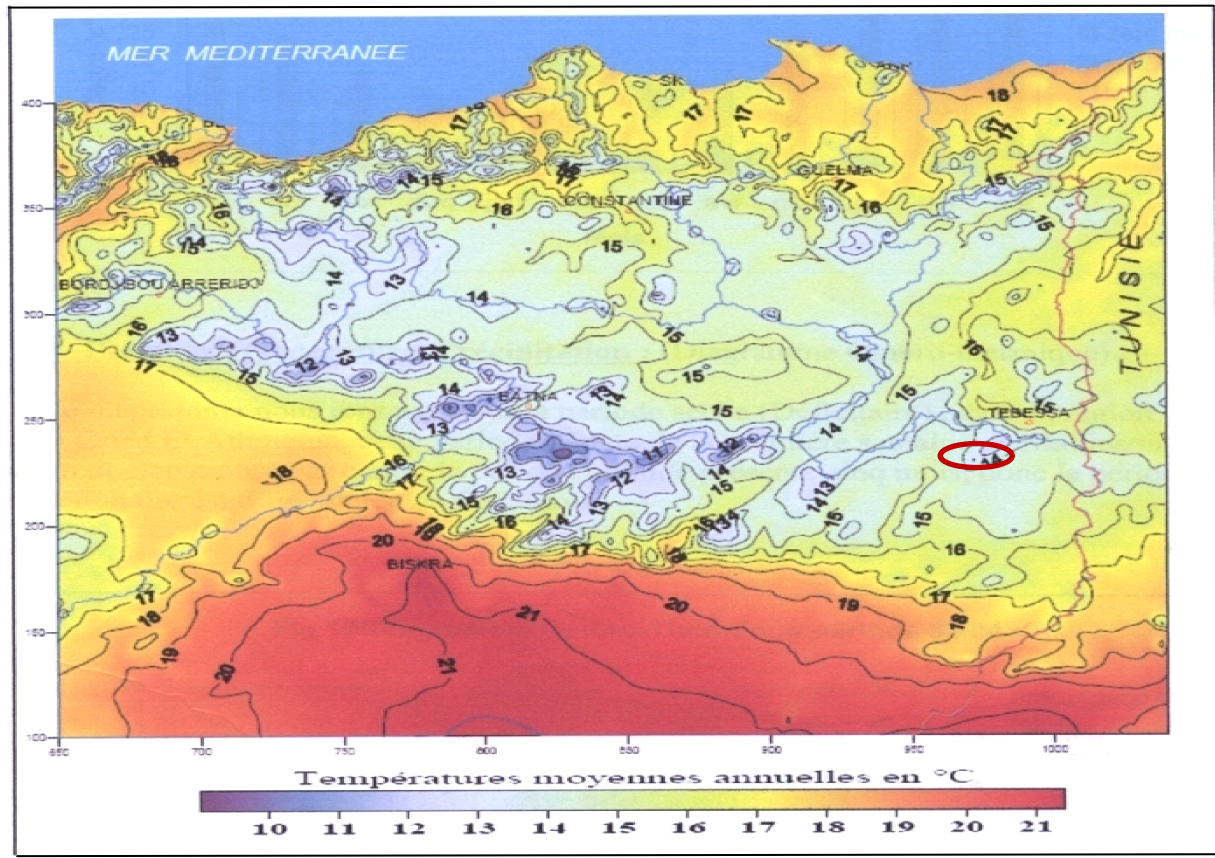


Fig. 18 : Carte des températures moyennes annuelles.

Etant donné l'absence des stations de mesure de ce paramètre dans la région d'étude, nous sommes contraints d'utiliser les relevés de la station la plus proche notamment celle de Tébessa (X = 991.9 m, Y = 247.2 m, Z = 810 m) après une correction des valeurs des températures vis à vis la différence de l'altitude (une correction de -0.5 C° est affectée) , la figure ci après donne les moyennes mensuelle des températures relevées à la station de Tébessa pendant la période (1974-2008).

4.1 Les températures moyennes mensuelles :

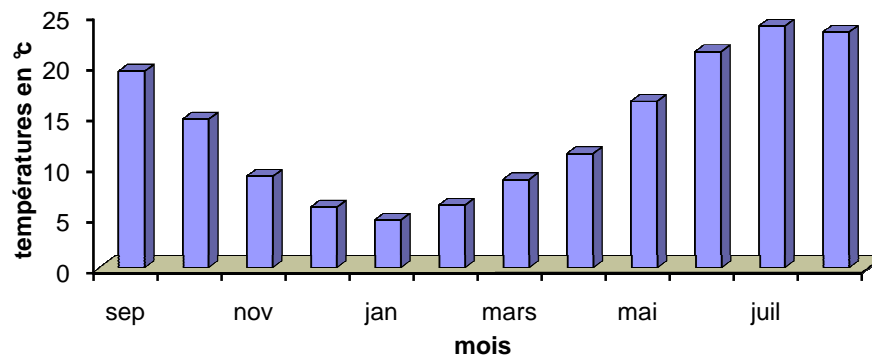


Fig. 19 : Températures moyennes mensuelles (1974-2008).

La figure (fig.19) représente la variation des températures moyennes mensuelles (1974 – 2008), dont le mois le plus chaud est le mois de Juillet (23,84°C) et le mois le plus froid est le mois de Janvier (4,7°C).

5. Types de climat :

La région d'étude possède un climat sec. Deux saisons y règnent ; l'une humide, marquée par une moyenne pluviométrique (Décembre –Avril), et une faible température. L'autre sèche, caractérisée par une forte température, atteignant son maximum au mois d'août.

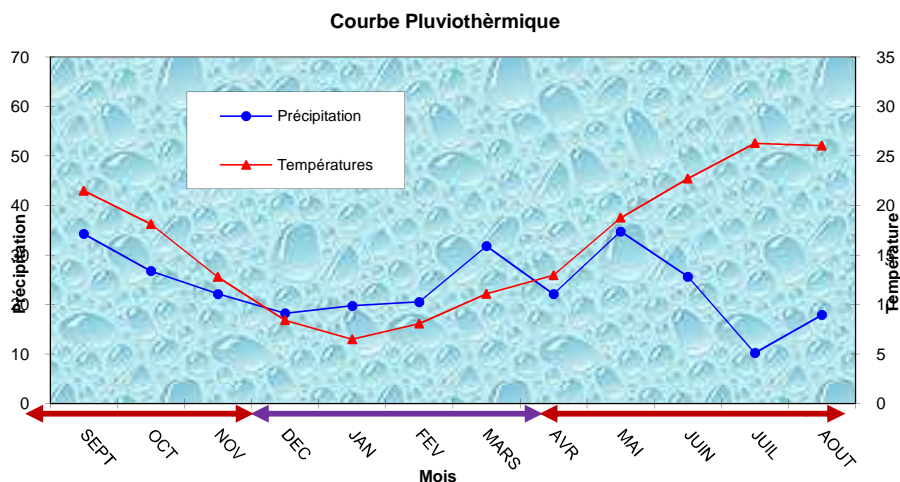


Fig. 20 : Courbe pluviométrique.

5.1 Indice climatique :

Pour définir le type de climat de la région nous avons utilisé l'indice de Marton exprimé par la formule suivante :

$$I = P/10+T$$

Où :

P : Précipitations annuelle moyennes en mm.

T : Températures annuelles en C°.

D. Marton a établi une classification d'après les mesures effectuées dans le monde entier comme suite :

20 < I < 30: Climat tempéré.

10 < I < 20: Climat semi-aride.

7.5 < I < 10: Climat steppique.

5 < I < 7.5 : Climat désertique.

I < 5 : Climat hyperaride.

La région de Chéria a un climat semi-aride avec un indice climatique **I = 11.51**

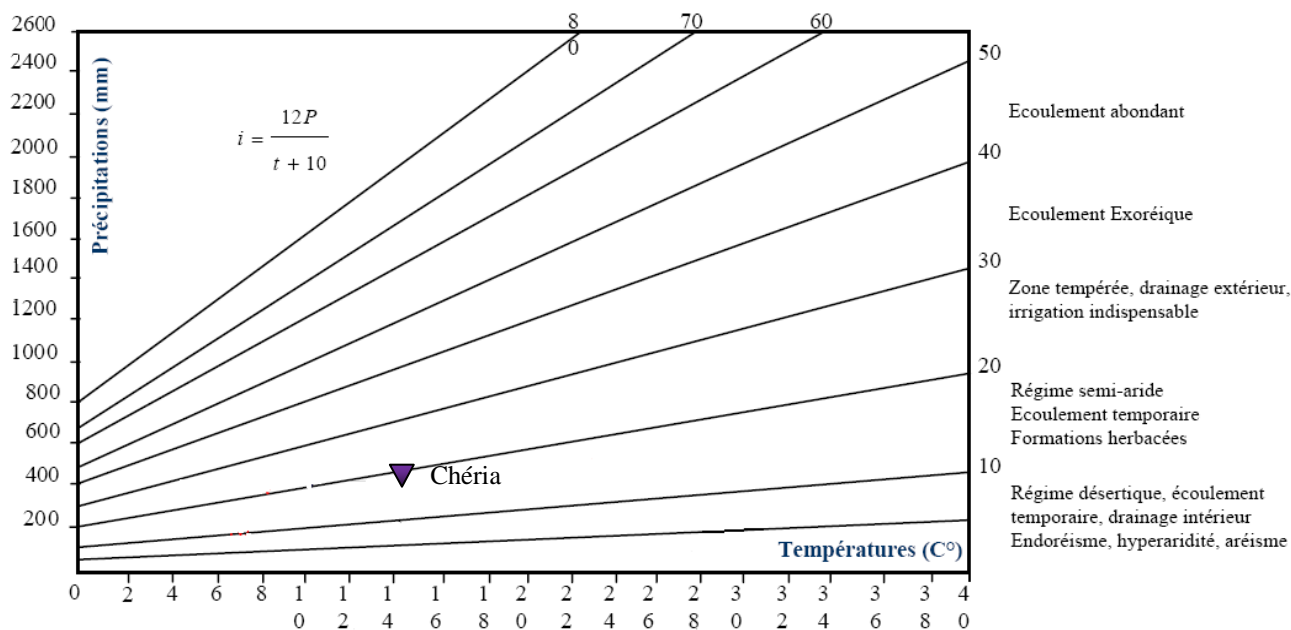


Fig.21 : Abaque de l'indice d'aridité annuel de Martonne

5.2 Le diagramme d'Emberger :

Pour situer le climat de la région, on peut également utiliser le diagramme d'Emberger qui est un abaque comportant, en ordonnées les valeurs de Q₂ données par la relation :

$$Q_2 = 2000P/M^2 - m^2.$$

Avec :

-P : précipitation annuelle en mm.

-M : Moyenne des températures maximales du mois le plus chaud exprimées en degré absolu(K°)

-m ; moyenne des températures minimales du mois le plus froid exprimée en degré absolu (K°). (T.K° = Tc° + 273.2).

En abscisse la moyenne des minima de la saison froide (en C°).

Après calcul nous obtenons les résultats reportés dans le tableau 08.

Tableau 05 : Les différentes valeurs de Q₂

Station	P (mm)	M	m	Q ₂
Chéria	271.34	26.68	299.88	46.53

Suite à la représentation de ces valeurs sur le climatogramme de L.Emberger ; nous constatons que :

- Station d'étude se situe dans la zone climatique semi aride.

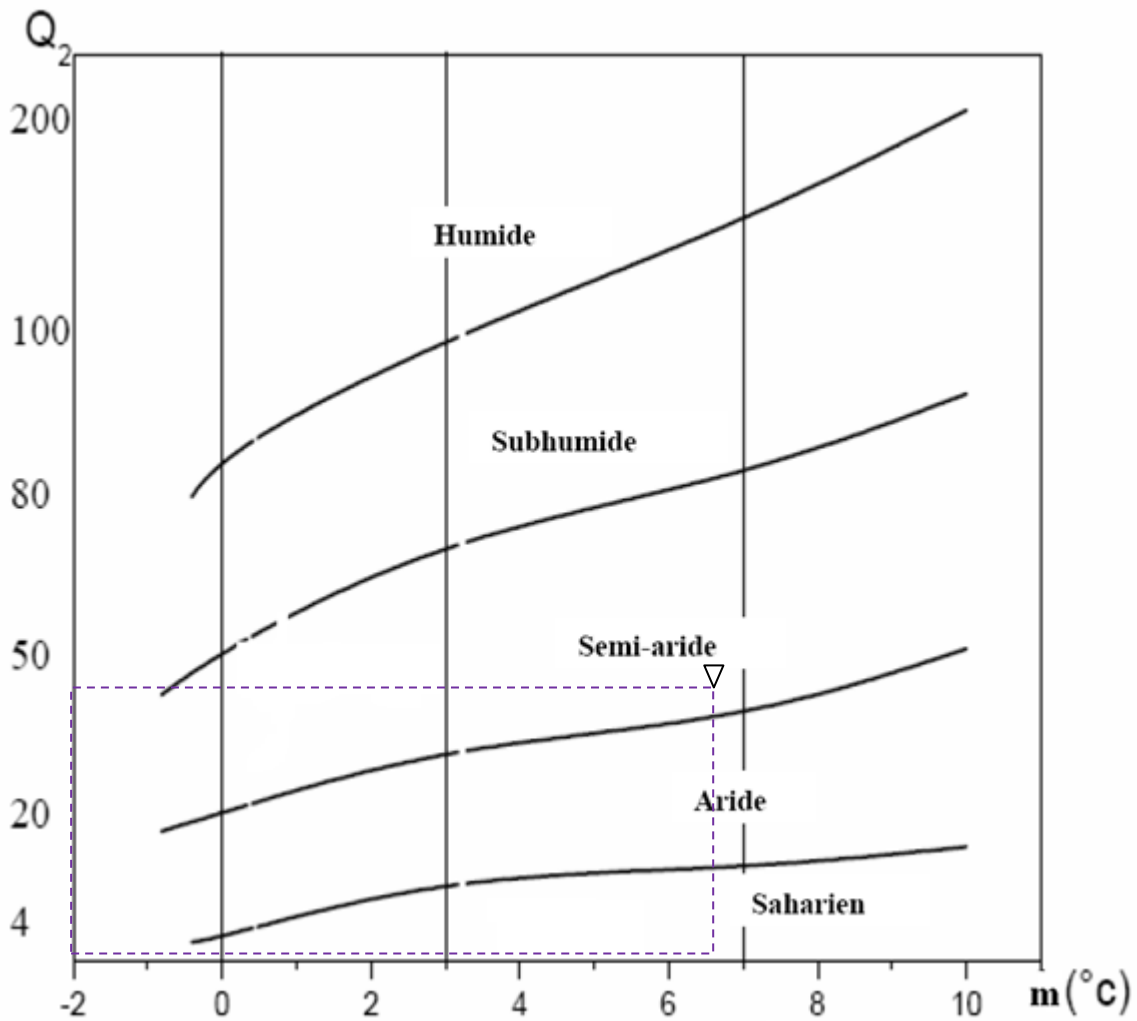


Fig. 22: Climatogramme d'Emberger de la station de Chéria.

6. EVAPOTRANSPIRATION

6.1 L'évapotranspiration potentielle (ETP):

L'ETP est la quantité d'eau théoriquement évaporable par une surface d'eau libre, est un facteur déterminant dans l'évaluation du bilan hydrique. On utilise les formules de Thornthwaite et Serra.

6.1.1 Formule de Thornthwaite :

$$E.T.P(mm)=16(10T/I)^a$$

T : température moyenne mensuelle

$$I = \sum i \text{ avec } i = (T/5)^{1.514}, I$$

$$a = 0.492 + 1.79 \cdot 10^{-2} I - 7.71 \cdot 10^{-5} I^2 + 6.75 \cdot 10^{-7} I^3$$

Les résultats sont représentés dans le tableau N° 06 (bilan hydrique). Cette méthode donne des résultats sous estimés en zones arides et semi-arides et des résultats sur estimés en zones tropicales ou équatoriales elle est convenable seulement dans les zones humides et subhumides des régions tempérées. Le succès de cette méthode réside dans le fait qu'elle n'exige qu'un minimum de données climatiques, seule la température de l'air soit prise explicitement en compte.

Tab N° 06 : ETP selon la formule de Thornthwaite

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T_{moy}	21,9	17,1	11,6	7,6	6,9	7,7	10,8	13,7	19	23,6	26,9	26,5
P	34,65	26,89	6,98	20,85	20,01	15,79	23,06	19,69	37,36	28,59	9,39	22,12
K	1,03	0,97	0,86	0,85	0,87	0,85	1,03	1,09	1,21	1,21	1,23	1,16
i	9,35	6,43	3,57	1,88	1,62	1,92	3,20	4,59	7,54	10,48	12,77	12,48
a	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
ETP	01,06	62,34	28,46	13,65	11,84	13,96	30,17	47,95	93,12	134,91	171,5	157,6

6.1.2 Formule de Serra :

$$E.T.P(mm)=16(10T/I)^a$$

T : température moyenne mensuelle

I= ∑ i avec $i=0.09.T^{3/2}$

a= 1.6 I/100+0.5

Tab N° 07 : ETP selon la formule de Serra.

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T_{moy}	21,9	17,1	11,6	7,6	6,9	7,7	10,8	13,7	19	23,6	26,9	26,5
P	34,65	26,89	6,98	20,85	20,01	15,79	23,06	19,69	37,36	28,59	9,39	22,12
K	1,03	0,97	0,86	0,85	0,87	0,85	1,03	1,09	1,21	1,21	1,23	1,16
l	9,22	6,36	3,55	1,88	1,63	1,92	3,19	4,56	7,45	10,31	12,55	12,27
a	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
ETPc	103,24	63,68	29,07	13,94	12,10	14,26	30,82	48,98	95,12	137,82	175,24	161,08

Commentaire des résultats :

Les calculs de l'ETP selon les deux formules SERRA et Thornthwaite pour la région d'étude sur la période et allée entre 1974-2008 sont présentes dans le tableau N°08:

Tab N°08 : Commentaire des résultats de ETP station Chéria

Station	méthode	Thornthwaite	SERRA
Chéria	ETP	866,71	885,40

Quelque soit la méthode, on remarque que l'ETP est supérieure aux précipitations et donc un déficit agricole qui présente la différence entre ces deux facteurs.

Les valeurs de l'ETP estimé par la méthode de Thornthwaite sont inférieures à celles calculées par la méthode de Serra.

6.2 L'évapotranspiration réelle ETR: Qui est la quantité d'eau réellement évaporée et dépend des conditions naturelles et de la quantité d'eau disponible dans le sol. Le calcul peut se faire à partir de plusieurs formules.

6.2.1 Formule de Turc :

$$E.T.R(mm)=P/\sqrt{0.9+P^2/L^2}$$

P : précipitations annuelles moyennes (mm)

$$L=300+25T+0.05 T^3$$

T : températures annuelles moyennes (C°)

$$ETR (mm) = 270,32$$

6.2.2 Méthode de Thornthwaite :

Pour le calcul de l'ETR par la méthode du bilan hydrique de Thornthwaite, deux cas sont à considérer (Voir bilan hydrique):

- ☞ ETR= ETP, Si les précipitations sont supérieures à l'ETP.
- ☞ ETR= précipitations plus une partie ou la totalité de la RFU, Si les précipitations sont inférieures à l'ETP.

7. BILAN HYDRIQUE

Cette méthode permet d'établir un bilan hydrique à l'échelle mensuelle. L'évapotranspiration potentielle (ETP), et réelle (ETR) sont définies en fonction des pluies,

de la température et de la latitude, en tenant compte de la variation mois par mois de la réserve facilement utilisable (RFU).

$$\text{RFU (mm)} = [(C - F)/100].h.D+30\text{mm.}$$

C: capacité au champ ;

F : capacité au point de flétrissement ;

h : prof du sol ;

D : densité apparente ;

30 mm : enracinement capillaire

Vu l'absence d'une étude actuelle calculant les réserves facilement utilisables on prend la valeur de 25 mm calculé par l'étude agro-pédologique 1966 – 1967 du cabinet le petit (ANRH Tébessa).

7.1. Interprétation des bilans hydriques

On a calculé le bilan hydrique de la station de Chéria sur une période de 34 ans (1974 – 2008). Ce calcul nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

Le bilan global est déficitaire car généralement les années déficitaires dépassent largement celles excédentaires et les moyennes des précipitations mensuelles sont calculées sur tous les jours du mois (jour pluvieux ou pas).

Nous pouvons tirer du tableau précédant les constatations suivantes :

- De Novembre à Mars les précipitations sont supérieures à L'ETR.
- L'évapotranspiration réelle atteint son maximum au mois de Mai avec une valeur 45.7 mm. L'évapotranspiration réelle annuelle est de 255.29 soit 95.10 % des précipitations.
- La période déficitaire est de l'ordre de 608.43 mm, comprise entre le mois du Mai et la fin du mois de Novembre, alors que, la période humide commence à la fin du mois Novembre (début de Décembre) et se termine au mois Avril.

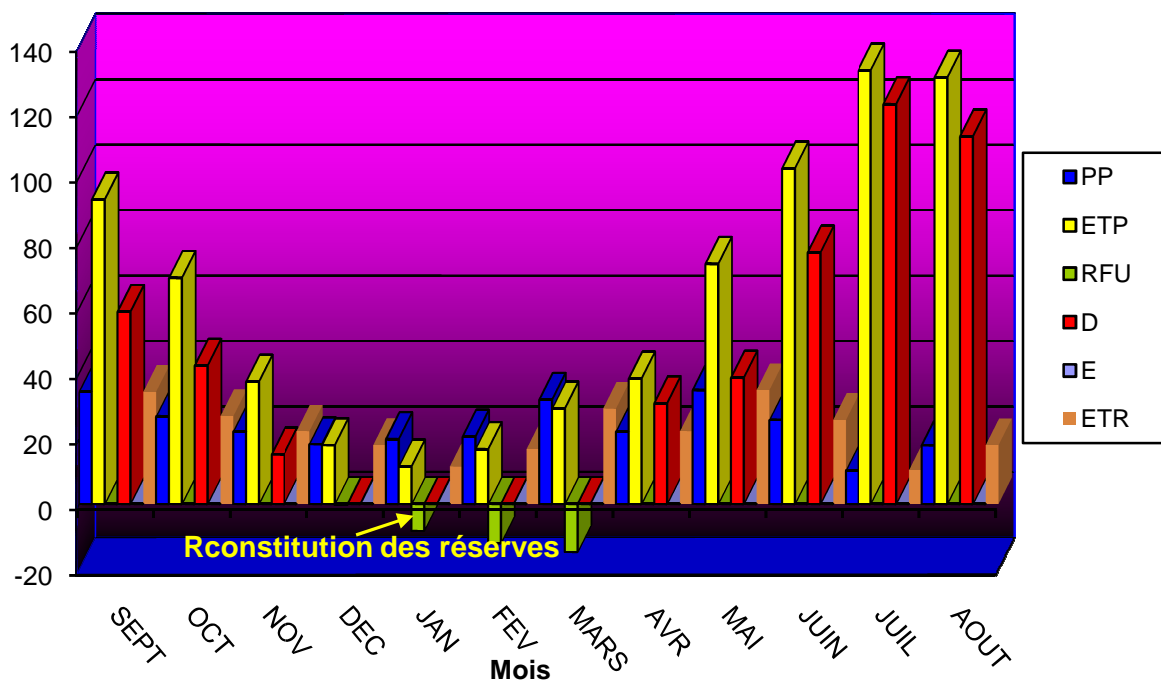


Fig. 23 : Bilan hydrique de Chéria.

Tab N°09 : Comparaison climatologique entre une année sèche et une année humide station Chéria

	1990				2003			
	P	ETP	EX	Da	P	ETP	EX	Da
Sep	27,3	27,3	0	66,3	32,6	32,6	0	55,6
Oct	82	0,2	0	41	23,6	23,6	0	31,9
Nov	66,6	34,2	7,4	0	22	12,7	0	2,4
Déc	37,4	21,8	15,6	0	15,2	9,6	0	0
Jan	48,4	7,9	40,5	0	18,3	14	0	0
Fév	20,1	21,7	0	0	17,6	27,7	0	0
Mars	40,9	26,3	12,9	0	30,7	37,7	0	0
Avril	92,7	39,3	52,8	0	20	33,8	0	5,3
Mai	105,3	72,9	32,4	0	33,8	23,2	0	47,7
Juin	19,3	44,3	0	90,3	23,2	7,9	0	96,3
Juillet	4,2	4,2	0	130,9	7,9	18,6	0	135
Aout	4,2	4,2	0	103,5	18,6	22	0	110

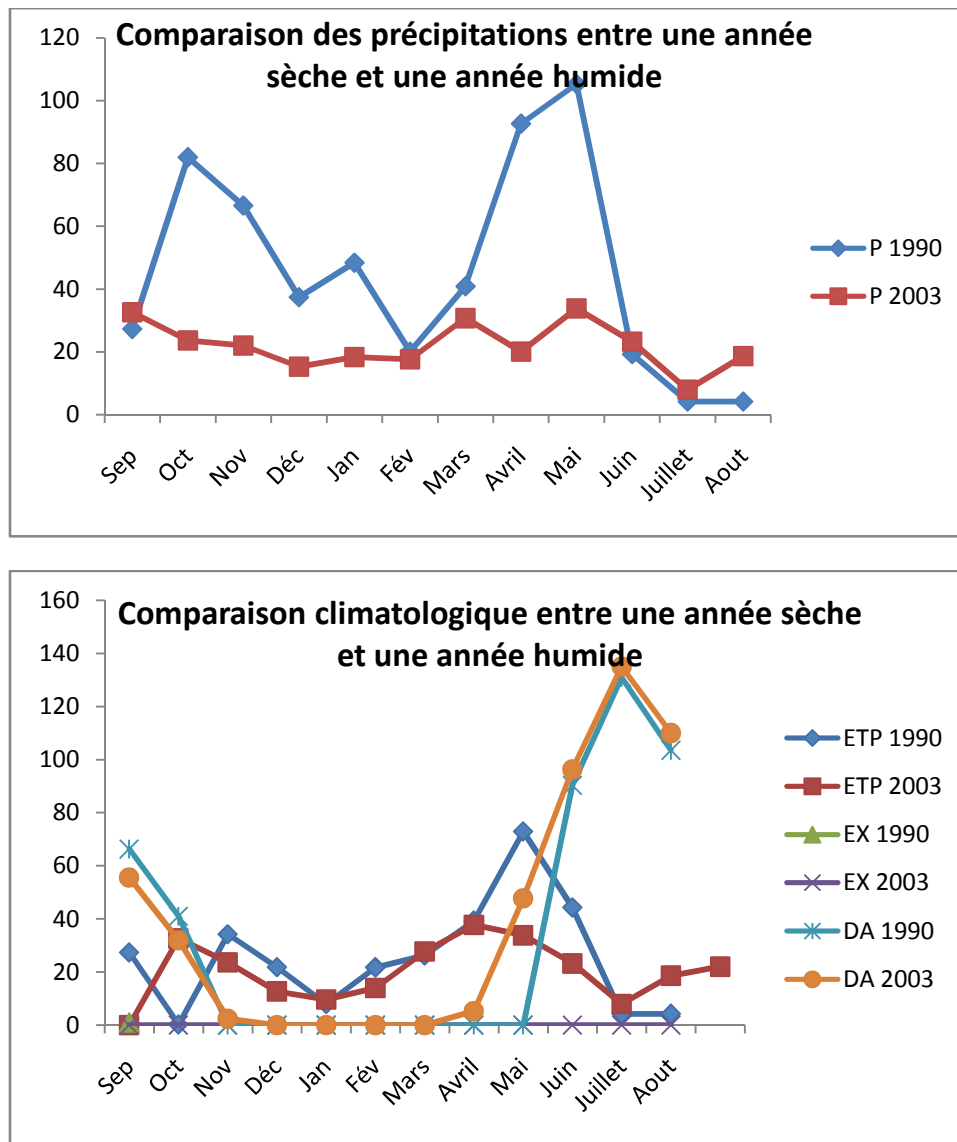


Fig. 24 : Comparaison climatologique entre une année sèche et une année humide.

Les figures ci-dessus représentent une comparaison entre les paramètres climatiques pendant une année sèche et une année humide. On a fait ressortir les remarques suivantes :

- Une différence de taux des précipitations égale 265.7 mm.
- Le taux de l'évapotranspiration pour l'année 1990 égale 384.9 mm et 263.4 mm pour l'année 2003.

8. Conclusion:

Ce chapitre a fait l'objet d'une description, de l'analyse des différents facteurs climatiques (précipitation, température et l'évapotranspiration) qui concerne la période (1974-2008):

- ☞ La région d'étude se localise dans une zone semi-aride caractérisée par deux saisons:
 - Une période humide allant du mois de Décembre jusqu'au mois d'Avril.
 - Une période sèche et chaude allant du mois de Mai jusqu'au mois de Novembre.
- ☞ les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 271.34 mm.
- ☞ Une évapotranspiration réelle (**ETR**) d'une moyenne de 255.29 soit 95.10 % des précipitations.
- ☞ Une évapotranspiration potentielle (**ETP**) d'une moyenne de 866.71 mm/an.
- ☞ La reconstitution des réserves facilement utilisable (**R.F.U**) est enregistrée à partir du mois de Janvier jusqu'au mois de Mars avec une valeur maximale de 17.38 mm atteinte au mois de Mars.
- ☞ Les résultats du bilan hydrique montre que le bilan est déficitaires ce qui implique que l'excédent est nul, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de ruissellement et infiltration, mais la réalité montre le contraire, cela nous conduit à argumenter par certain arguments significatifs :
 - La méthode de Thornthwaite, donne des résultats sous estimés dans les zones de climats arides et semi-arides.
 - Les régimes de précipitation est torrentiel (irrégularité des précipitations) les moyennes mensuelles interannuelles ne sont pas toujours significatives.
- ☞ Cette irrégularité dans le régime des précipitations influe directement sur le phénomène de « battement des nappes », c'est-à-dire la variation du niveau des nappes d'eaux souterraines. Par ce biais, la stabilité des cavités souterraines affectée (effondrement de Draa Doumis et la ville de Chéria), augmentant ainsi les risques d'effondrement des cavités qui sont encor stable.
- ☞ La région est une zone inondables c'est-à-dire, elle est sensible aux crues, pour ce l'oued el Chéria est utilisé comme un canal évacuateur, cela peut argumenter la superposition de l'axe d'effondrement sur l'axe de l'oued due à l'écoulement à grande vitesse le long des fissures.

Chapitre IV : *Hydrogéologie*

I- GEOMETRIE DE L'AQUIFERE

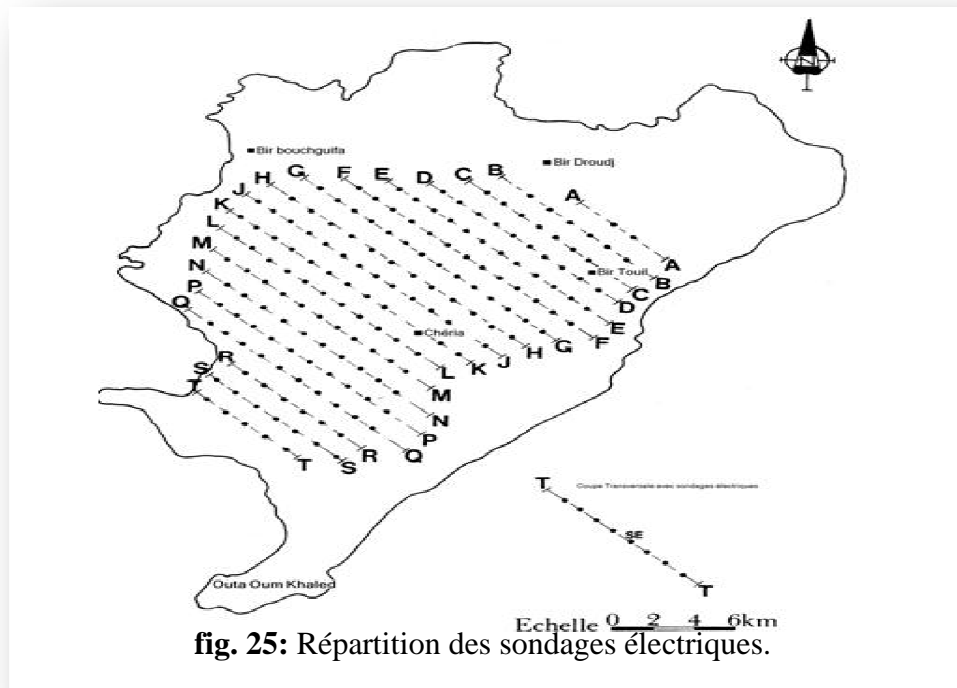
1- Introduction

Dans le plateau de Chéria, il existe plusieurs formations géologiques superposés abritant des aquifères. Dans la mesure où ces couches ne sont pas toujours séparées par des intercalaires étanches (argiles et marnes), on a le plus souvent affaire à une nappe à l'intérieur d'un aquifère multicouches, considéré comme un ensemble d'aquifères plus ou moins individualisés.

L'hydrogéologie de Chérai, présentée ici très brièvement, s'avère extrêmement complexe. Par rapport au problème posé des cavités souterraines, nous nous sommes attachés à déterminer quelles nappes sont susceptibles d'avoir un impact sur la stabilité des cavités souterraines. La recherche de ces nappes souterraines dans une formation géologique donnée, sont étroitement liées à la connaissance de la nature géologique des sédiments et leur extension, aussi bien horizontale ou verticale, dans ce but, nous allons prendre toutes les données disponibles. Les données de la géophysique (sondage électrique) et les données des forages mécaniques.

2- Répartition des sondages électriques : (fig. 25)

Dans la zone d'étude, les sondages électriques ont été disposés, suivant des profiles Nord-Ouest, Sud-Est espacés de 750 m, chaque sondage électrique est d'environ 1Km. 120 sondages ont été placés dans la région de Chéria répartis sur 18 profiles.



3- Carte des isorésistivités (AB=1000m) : (fig. 26)

Ce document traduit les résistivités moyennes, d'une tranche de terrain ayant une épaisseur de 20 à 250 m à partir de la surface

En général, les résistivités apparentes varient entre 15 à 200 Ω m. ces valeurs reflètent nettement, la nature de terrain, ce qui représente des formations de graviers, cailloutis avec présence d'argile, à l'exception de la partie N-E et S-W qui ont une résistivité inférieure à 15 Ω m qui correspond probablement à des marnes. La partie centrale du bassin (près de la ville de Chéria) ainsi qu'au niveau des bordures, sont marqués par des résistivités supérieures à 200 Ω m, ce qui correspond à des formations plus résistantes tel que les calcaires qui affleurent dans certaines zones de la région d'étude.

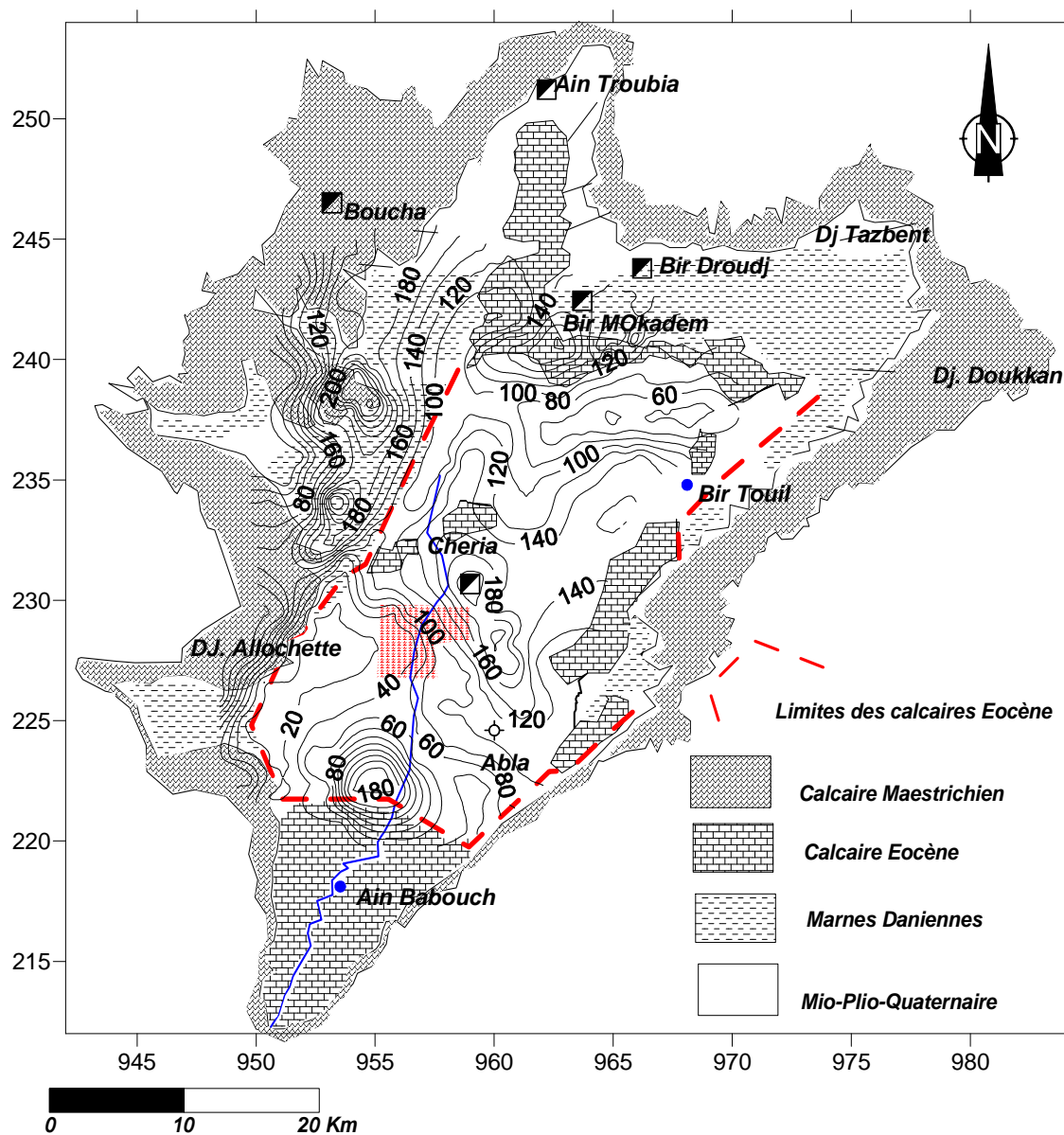


fig. 26 : Carte des isorésistivités (AB=1000m).

4- Carte des isostratums :

4-1- Introduction :

Le substratum de la couche aquifère, joue un rôle important, dans la définition des nappes surtout pour les eaux souterraines peu profondes. Il est représenté suivant les études effectuées par :

- ✓ Des cartes morphologiques en courbes d'égal niveau de la surface du substratum (carte altitude ou bien isohypse).
- ✓ Des carte en courbes isobathes d'égal profondeur par rapport à la surface de sol ou à la surface de référence.

4-2- Méthodologie :

Les cartes morphologiques du substratum, sont effectuées d'après les données de base des puits et forages, des prospections géophysiques complétant l'étude géologique permettent à l'aide des cotes de la surface du substratum de dresser une carte en courbe d'égal niveau, véritable carte morphologique de la base de la couche aquifère, généralement ces cartes sont interprètes avec les mêmes méthodes que la carte topographique. Par exemple dans la nappe alluviale, ces cartes font apparaître des irrégularités, basses, dépressions, anciennes vallées...etc.

4-3- Carte isostratum du remplissage alluvionnaire (fig. 27) :

Cette carte montre une morphologie complexe avec la présence des dépressions et des dômes, où on constate une grande dépression au Nord, au niveau de forages E8 et D8, avec une différence des côtes de 1080 m jusqu'à 980m.

Les basses sont très reperdues dans le bassin mais la plus importante est au niveau du sondage J7, avec une valeur de 1085m.

En général, le substratum de ces alluvions, peut être devisé en deux zones :

La première existe dans la partie Nord de la région d'étude où on remarque un substratum presque régulier marquant des faibles pentes avec un axe **Nord - Sud**.

La deuxième existe dans la partie Sud, cette dernière est marquée par des fortes pentes dirige tous vers la partie axiale du bassin versant, ce qui donne l'allure d'une cuvette.

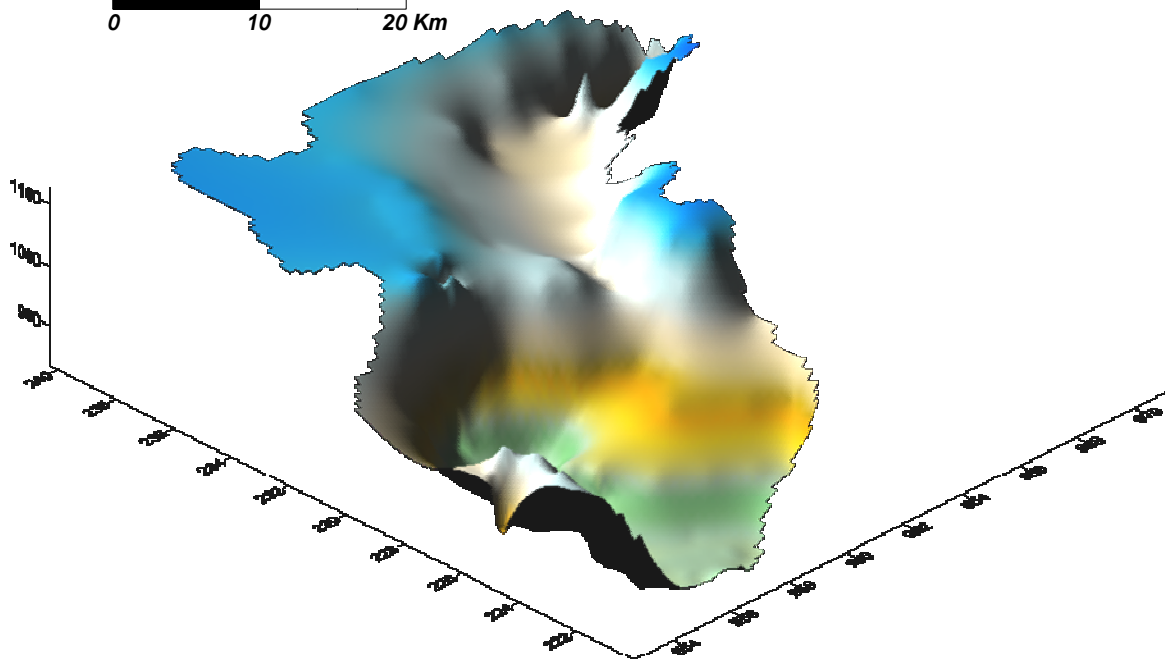
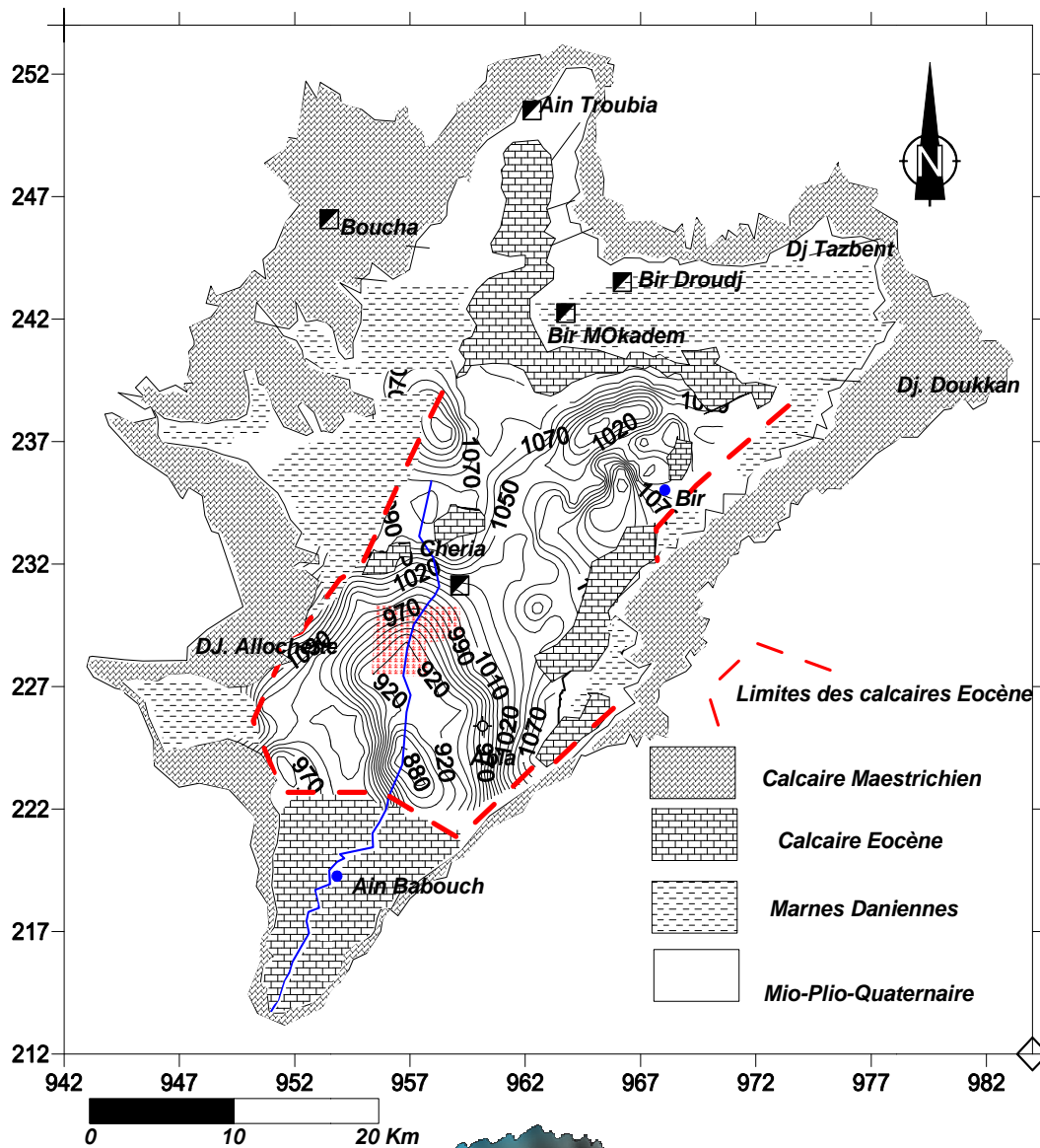


Fig. 27 : Carte isosubstratum (2D et 3D) du remplissage alluvionnaire.

4-4- Carte isosubstratum de l'horizon aquifère-I- : (fig. 28)

Le remplissage alluvionnaire de notre région d'étude, renferme deux horizons aquifères conducteurs, superposés l'un sur l'autre avec une intercalation, assez importante alors une étude séparée, pour chaque horizon est utile, pour la détermination de la morphologie de chacun.

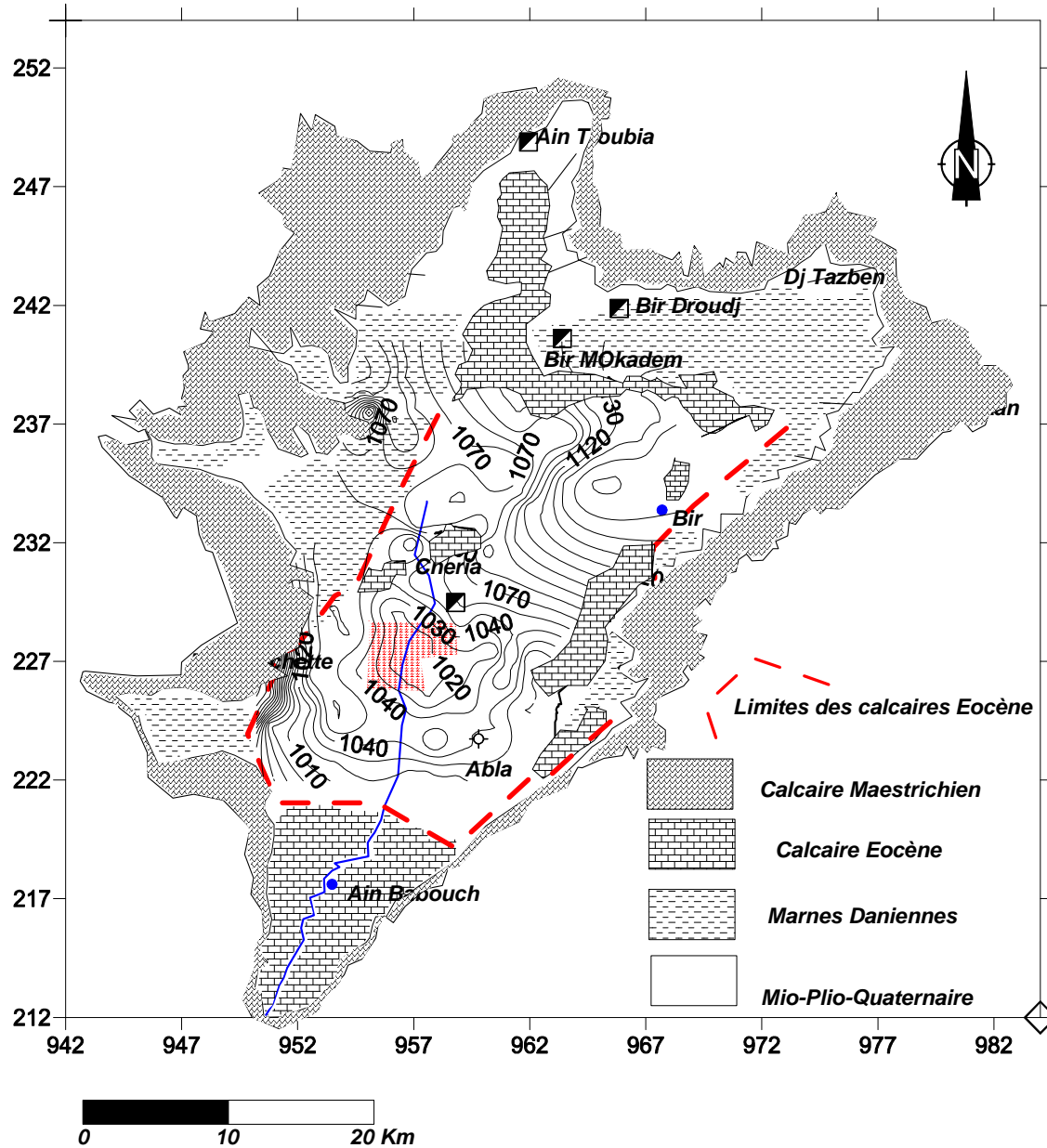


Fig. 28 : Carte isosubstratum de l'horizon aquifère-I-.

4-4-1- Interprétation de la carte :

D'après la morphologie du substratum, on peut diviser cette carte en deux zones :

- ✚ La première est située au Nord, où l'horizon aquifère-I-, est présent qu'au Nord, sous forme d'une strate, marquant une pente plus au moins importante avec un axe Nord-Sud ;
- ✚ La deuxième zone se localise, au sud du bassin montre également, une morphologie complexe avec la présence d'une cuvette allongée, à cause des pentes dirigées vers le centre d'une dépression avec 1020 m de côte.

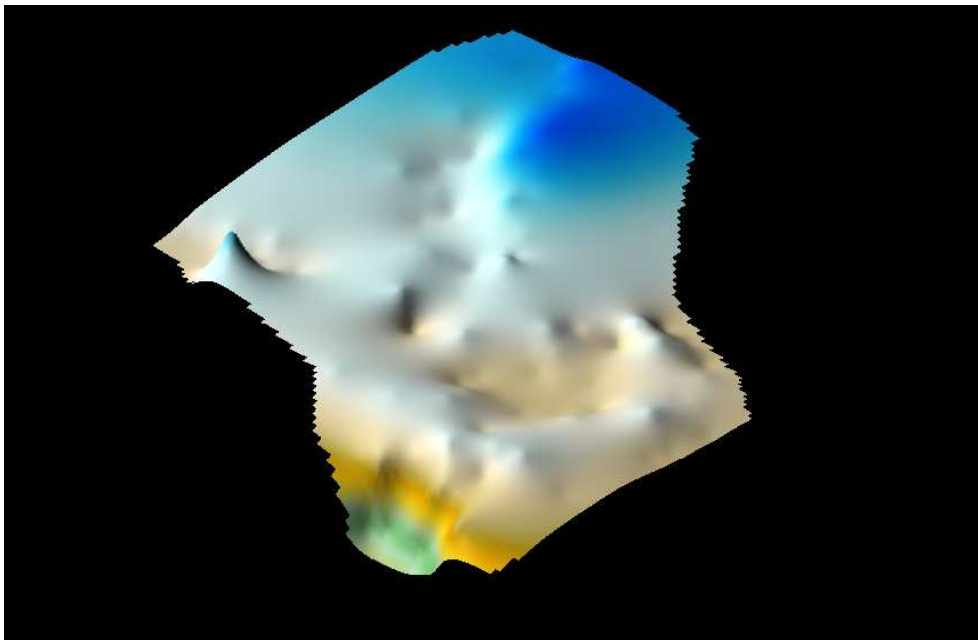


Fig. 29 : Carte en 3 D isosubstratum de l'horizon aquifère-I-.

D'après, figure au dessus (fig. 29), on peut dire que l'horizon aquifère -I-, présente des pentes importantes au nord par rapport à celle au sud, ce qui révèle un peu la complexité et l'irrégularité du substratum.

4-5- Carte isosubstratum de l'horizon aquifère II : (Fig. 30)

D'après cette carte, on remarque que l'horizon aquifère II, n'existe que dans la partie sud du bassin versant, avec une surface non importante formant une strate de morphologie assez complexe, avec des pentes allongées, selon un axe Nord-Sud et Est-Ouest on constate aussi la présence d'un dôme, au niveau du sondage O5, avec une côte de 1015m.

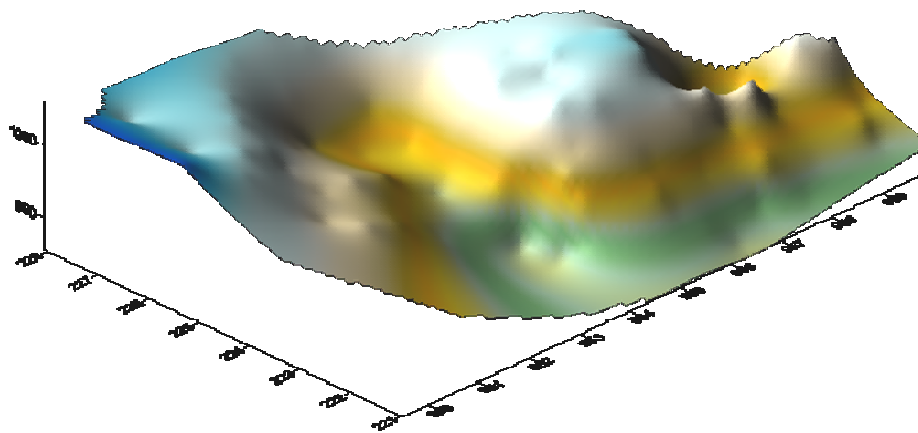
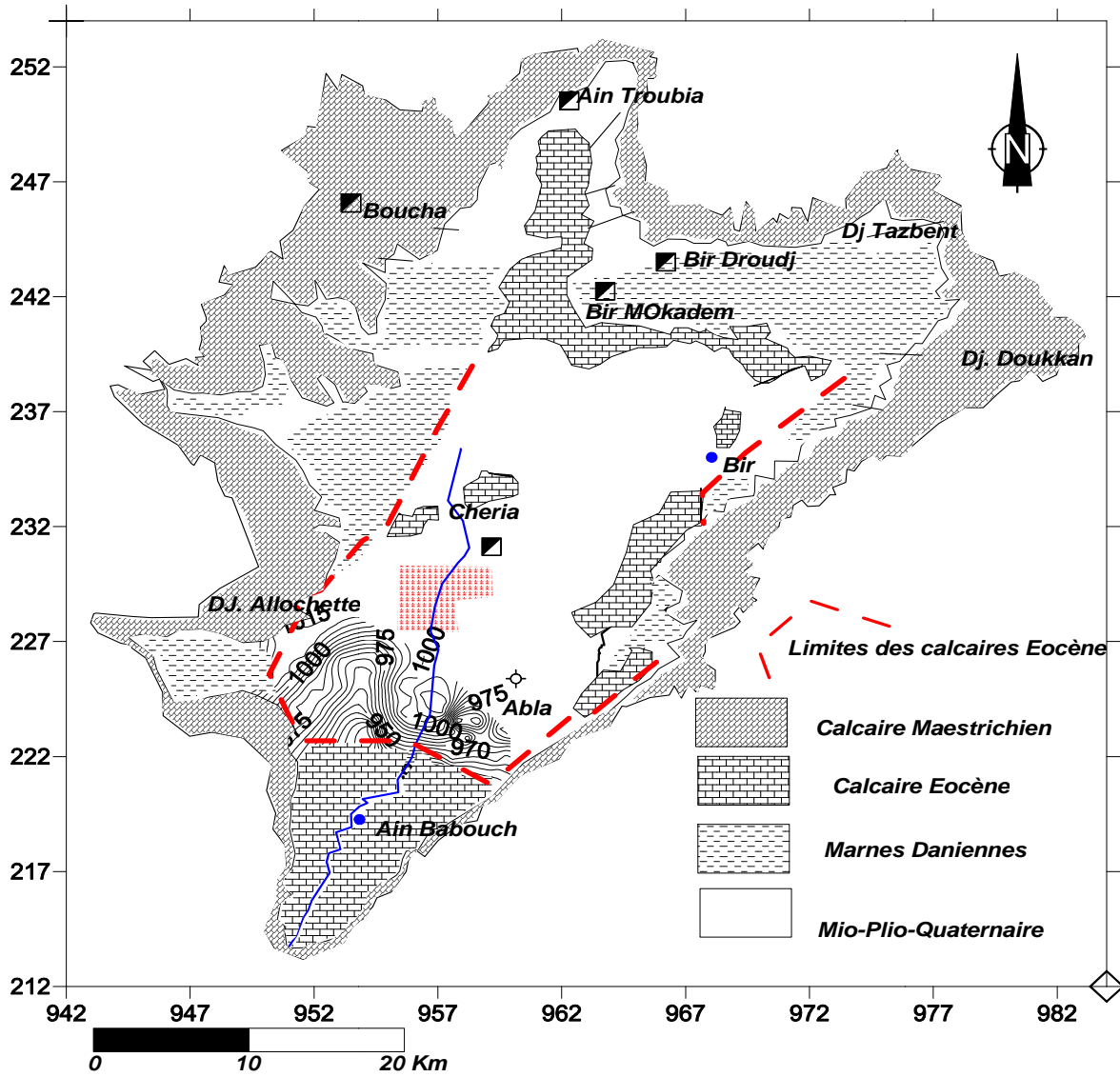


Fig. 30 : Carte en 2D et 3D d'isobathmes l'horizon aquifère II.

4-6- Carte isosubstratum des calcaires éocènes : (fig. 31)

Vu l'importance des calcaires éocènes, comme étant un aquifère important et en plus de ça, les effondrements sont connus à cette horizon, nous avons établi, sa carte isosubstratum, pour pouvoir le localiser et déterminer sa morphologie. On interprétant cette carte, nous pouvons révéler en gros, l'allure de substratum de ce calcaire, qui n'est pas assez différent des autres horizons déjà étudiés, où on remarque toujours des pentes de différents degrés qui débutent des bordures, se dirigeant vers le centre, tout en formant des cuvettes, surtout au niveau des sondages M6 avec une cote de 640 m, mais il existe aussi des dômes repartant dans les différentes zones de la région. Citons par exemple le dôme au niveau du sondage N5 avec des cotes de 800 m, on remarque l'absence du calcaire éocène au niveau de la zone nord-ouest de la région d'étude.

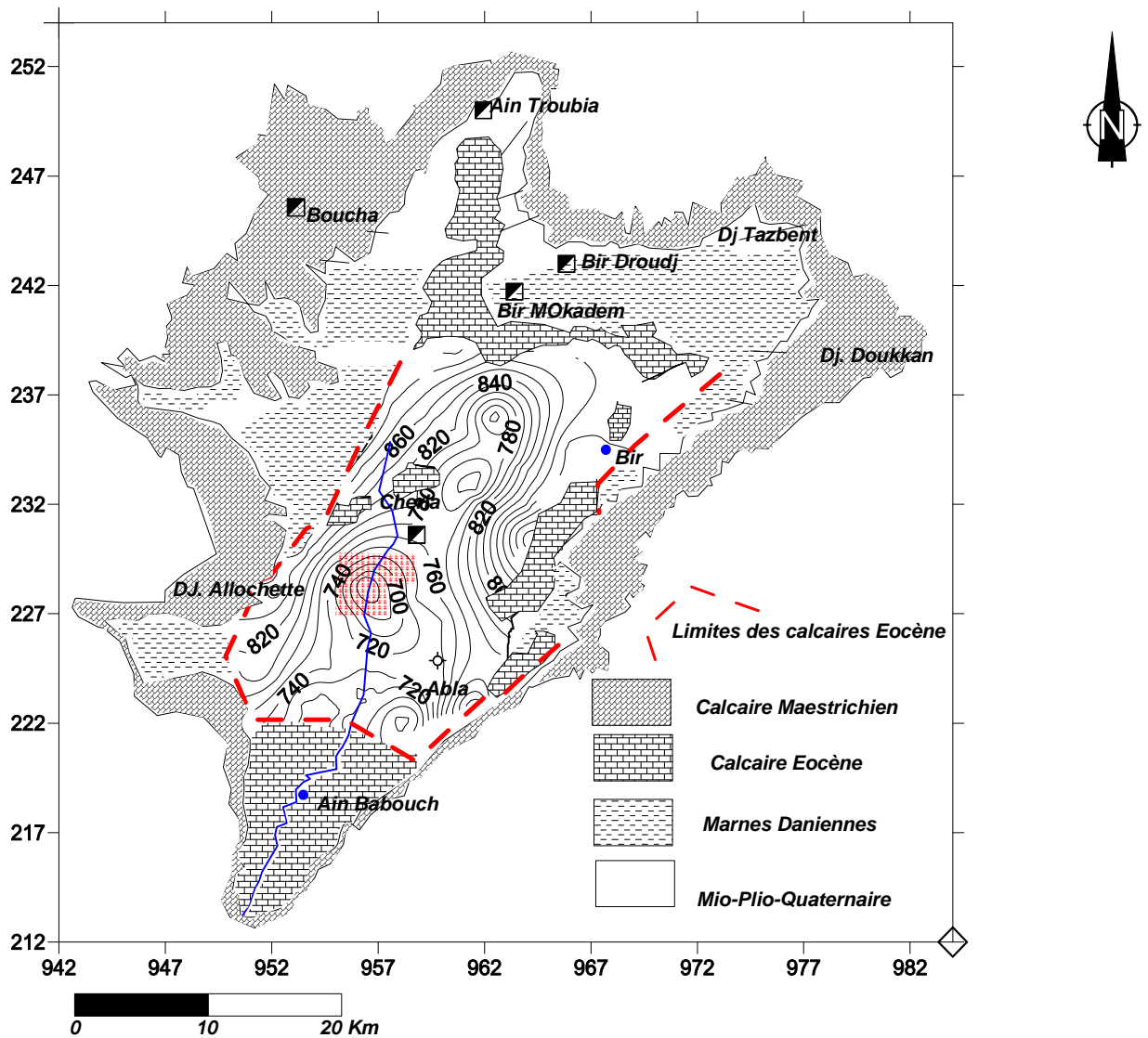


Fig. 31 : Carte isosubstratum des calcaires éocènes.

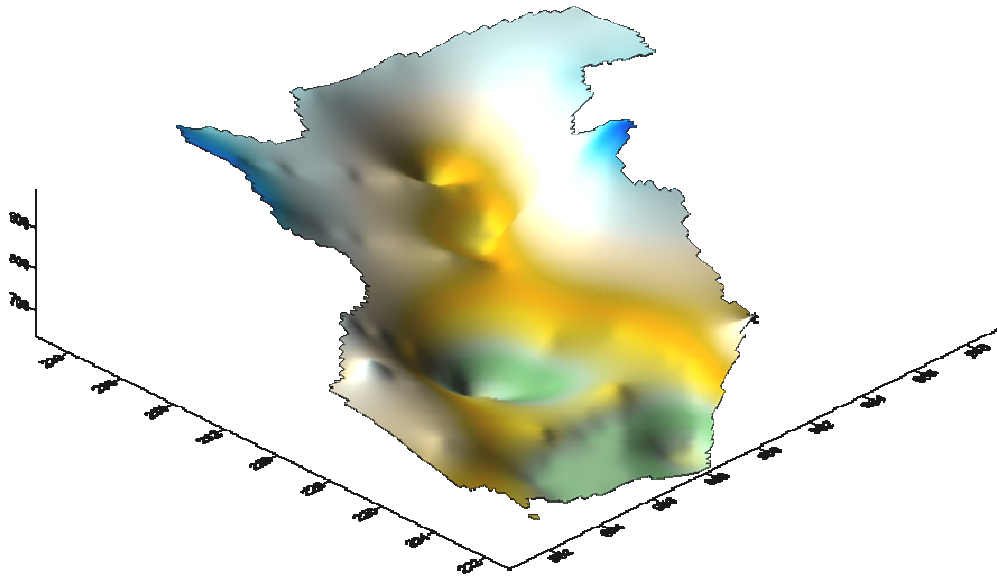


Fig. 32 : Carte isosubstratum en 3D des calcaires éocènes.

D'après la figure au dessus, on distingue une grande différence des pentes de chaque zone, ce qui nous permet de dévoiler, l'irrégularité du substratum.

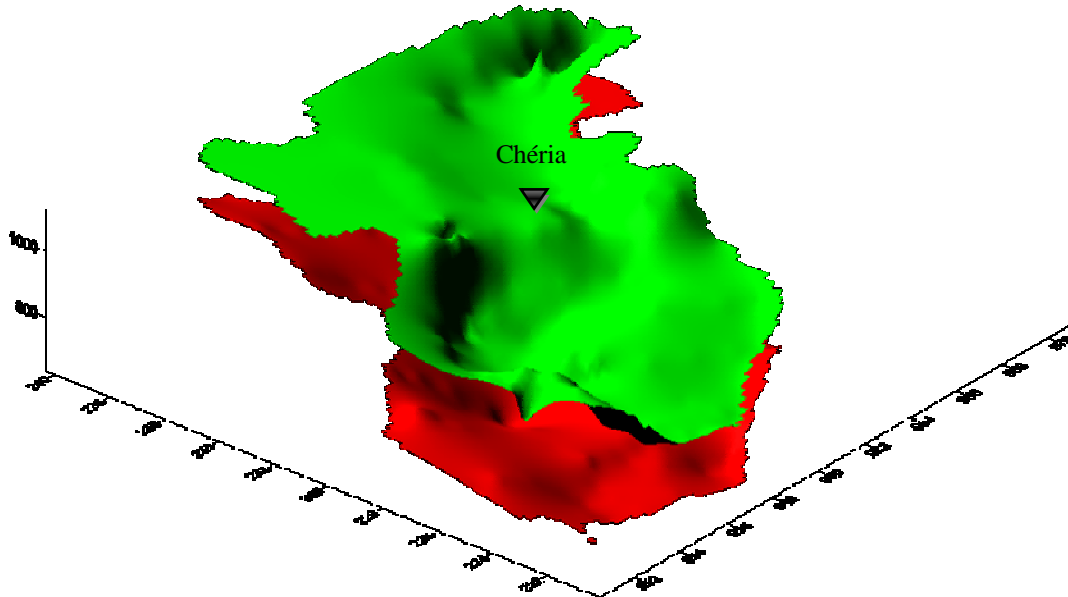


Fig. 33 : Carte en 3D des calcaires éocènes (toit et mur).

La figure au dessus, représente l'allure générale de la couche Eocène où on remarque qu'elle est subdivisée en deux cuvettes avec une inclinaison Nord-Sud. On note que les zones effondrée ce localisent au niveau de la partie centrales où les calcaire Eocène sont on subsurface.

5- Coupes Géo-électrique :

5-1- Introduction :

Les coupes géo-électrique, sont des coupes établies à partir des sondages électriques implantés dans la région d'étude, ces coupes permettent d'étudier une succession stratigraphique des plusieurs strates subhorizontales, leurs lithologies, épaisseurs et surtout, leurs paramètres physiques.

5-2- Coupe géo A-A' : (fig. 34)

On distingue d'après la coupe géoélectrique longitudinale établit dans une direction NE-SW, l'existence d'un remplissage alluviale caractérise par une hétérogénéité très remarquable et une géométrie aussi très variable. Au sien de ce remplissage des intercalations de deux niveaux résistants, aux quels, nous avons attribué des résistivités allant de 10 à 100 Ω m.

- Le premier horizon résistant s'étend sur presque tout le profile de la coupe, c'est à dire du NE vers le SW il apparaît en surface au niveau des sondages B2 et C3 à cause d'une érosion par les écoulements superficiels de grand crues, mais il est absent, au centre du bassin, au niveau des sondages K7-8 et j8, ou on constate une discontinuité très nette.

- Le deuxième horizon résistant est plus profond que le premier mais, il n'existe que dans la partie Sud du bassin versant, au niveau des sondages N4, P3 et R3, formant une couche d'épaisseur moyenne et de résistivité pareille à celle du premier horizon.

Les formations conductrices de ce remplissage sont des limons et des argiles, par contre les couches résistantes qui présenteraient une potentialité hydrogéologique importante, sont des sables, des graviers, des galets et des cailloutis.

Au dessous du ce remplissage, on constate la présence d'un niveau plus résistant, qui s'étend le long du profil, formé essentiellement, des calcaires Eocènes avec des épaisseurs variables allant de 40 à 200 m et des résistivités variables de 200 à 400 Ω m.

5-2- Coupe géoélectrique B-B' : (fig. 34)

C'est une coupe transversale qui s'étend dans une direction NE-SW, identique à la première, où on distingue les différents niveaux conducteurs et résistants mais cette coupe montre nettement l'horizon aquifère II, transversalement, ainsi que son extension sur presque tous les sondages rapportés sur la coupe.

5-3- Coupe géo-électrique C - C': (fig. 34)

On distingue d'après la coupe géoélectrique transversale C-C', établit sur un profil de direction NW SE, l'absence de l'horizon aquifère II le long de ce profil, on remarque seulement l'existence de l'horizon résistant aquifère I, au niveau des sondages G4, G5, G9 et G10 avec des résistivités allant de 100 à 150 Ω m.

On distingue également, l'affleurement du calcaire éocène entre les sondages G5 et G6, ce qui a engendré une discontinuité de remplissage alluviale le long du profil.

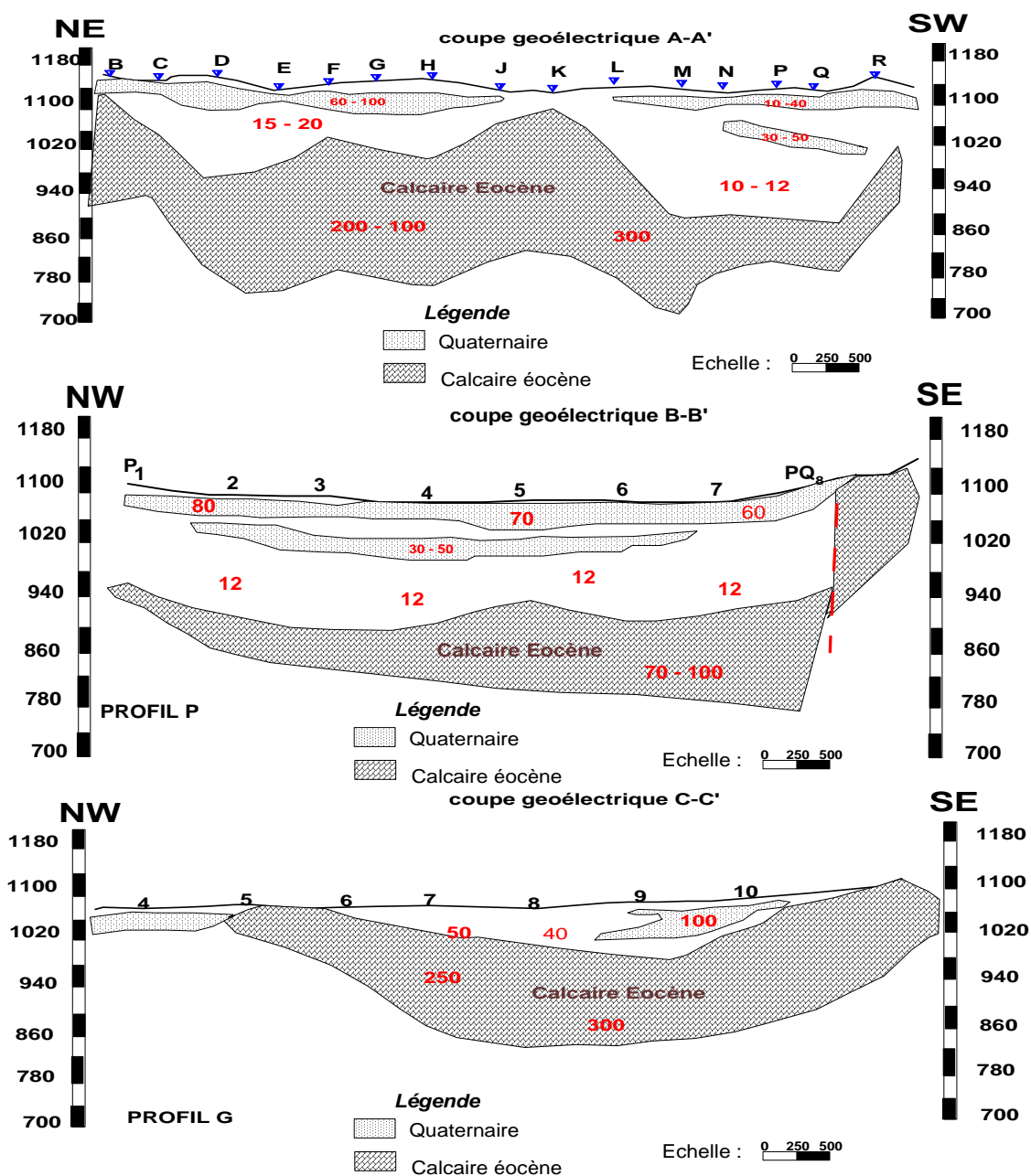


Fig. 34 : Coupes géo-électriques (A-A', B-B', C-C').

5-4- Coupes géo-électriques (fig. 35 : J~J', K-K', H-H') :

Ces profils représentent des terrains résistants (100-400 Ω m) bien distingués des terrains conductrice qui ont une structure synclinale avec des épaisseurs relativement constantes.

Les valeurs de résistivité qui sont élevées attribués aux calcaires Maastrichtien et Eocènes grâce aux différents affleurements reconnus. Les calcaires Eocène reposent directement sur un substratum conducteur. On observe un approfondissement des calcaires Maastrichtien qui pourrait se traduire par un accident probable à ce niveau.

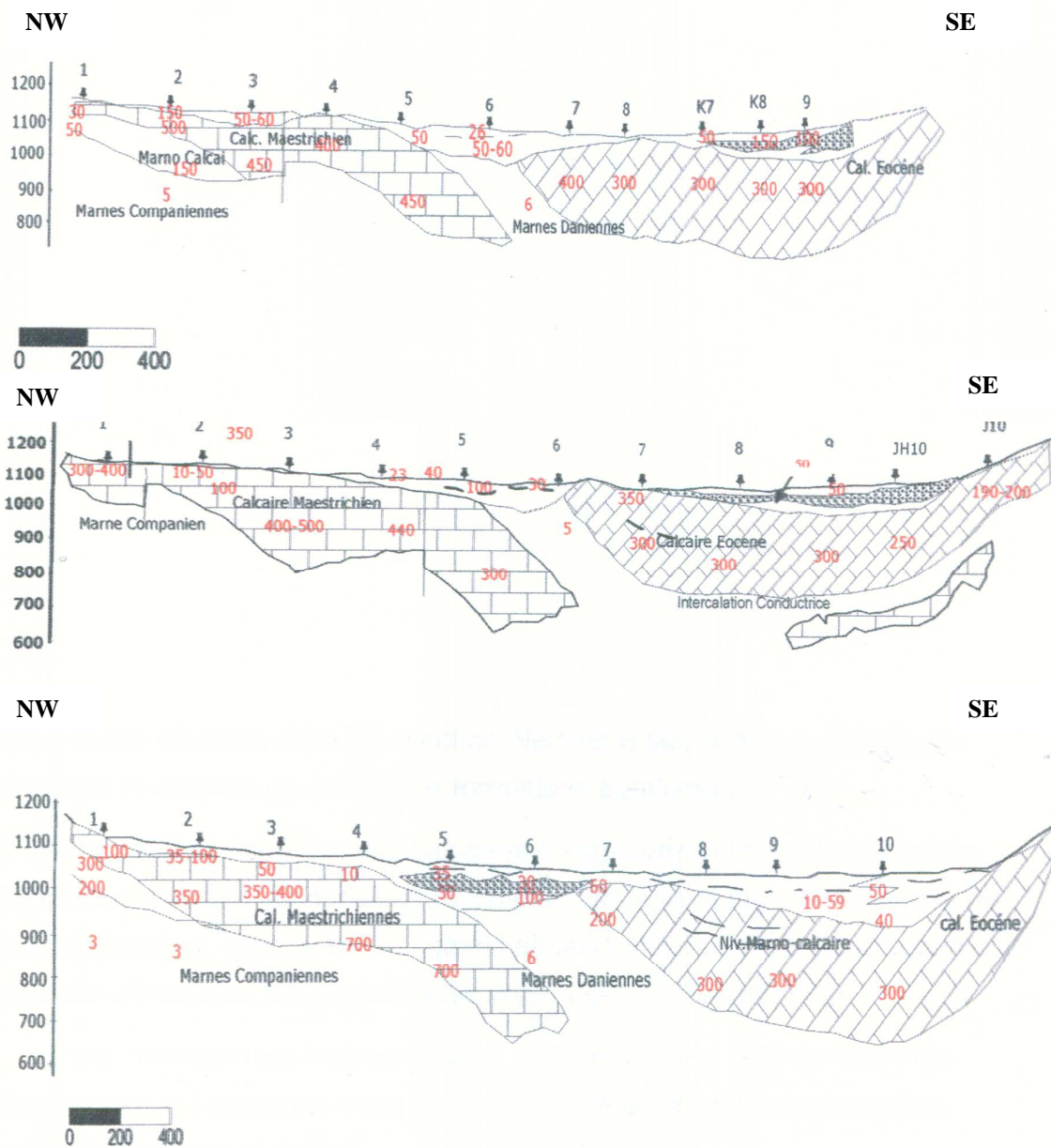


Fig. 35 : Coupes géo-électriques (J~J', K-K', H-H').

6- Cartes d'isobathes :

6-1- Introduction :

Les cartes en courbes d'égales épaisseurs, ou bien courbes d'isobathes de la couche réservoir, sont établies à l'aide des épaisseurs calculées d'après les résultats de la réinterprétation de la prospection électrique et les résultats donnés par les sondages mécaniques.

Ces cartes nous permettent, donc de déterminer la répartition spatiale des épaisseurs des différents horizons. Elles sont donc importantes, pour l'estimation des réservoirs.

6-2 Carte d'isobathe du remplissage alluvionnaire: (fig. 36)

D'après cette carte, on constate que le remplissage alluvionnaire est caractérisé, par une variation très importante des épaisseurs. Pour localiser, les zones épaisses, il est indispensable de diviser la carte en différentes zones, selon l'épaisseur des alluvions.

Zone A:

C'est la zone des grandes épaisseurs, ou on distingue deux régions remarquables:

- la première au Nord, avec une épaisseur de 110 à 150 m;
- la deuxième au Sud de bassin versant, avec une épaisseur variante de 200 à 250 m et avec une surface plus importante que la première région.

Zone B:

Elle présente les régions caractérisées par des épaisseurs moyennes, ces régions qui dominent le bassin versant avec des épaisseurs variables allant de 50 m jusqu'à 165 m.

Zone C :

C'est la zone des faibles épaisseurs, ces zones sont rares dans le bassin, leurs épaisseurs moyenne est inférieure à 50 m, mais ils sont moins larges, présentant des faibles surfaces.

L'épaisseur moyenne des alluvions est égales à 150 m ce qui reflète la possibilité aquifère du remplissage alluvionnaires.

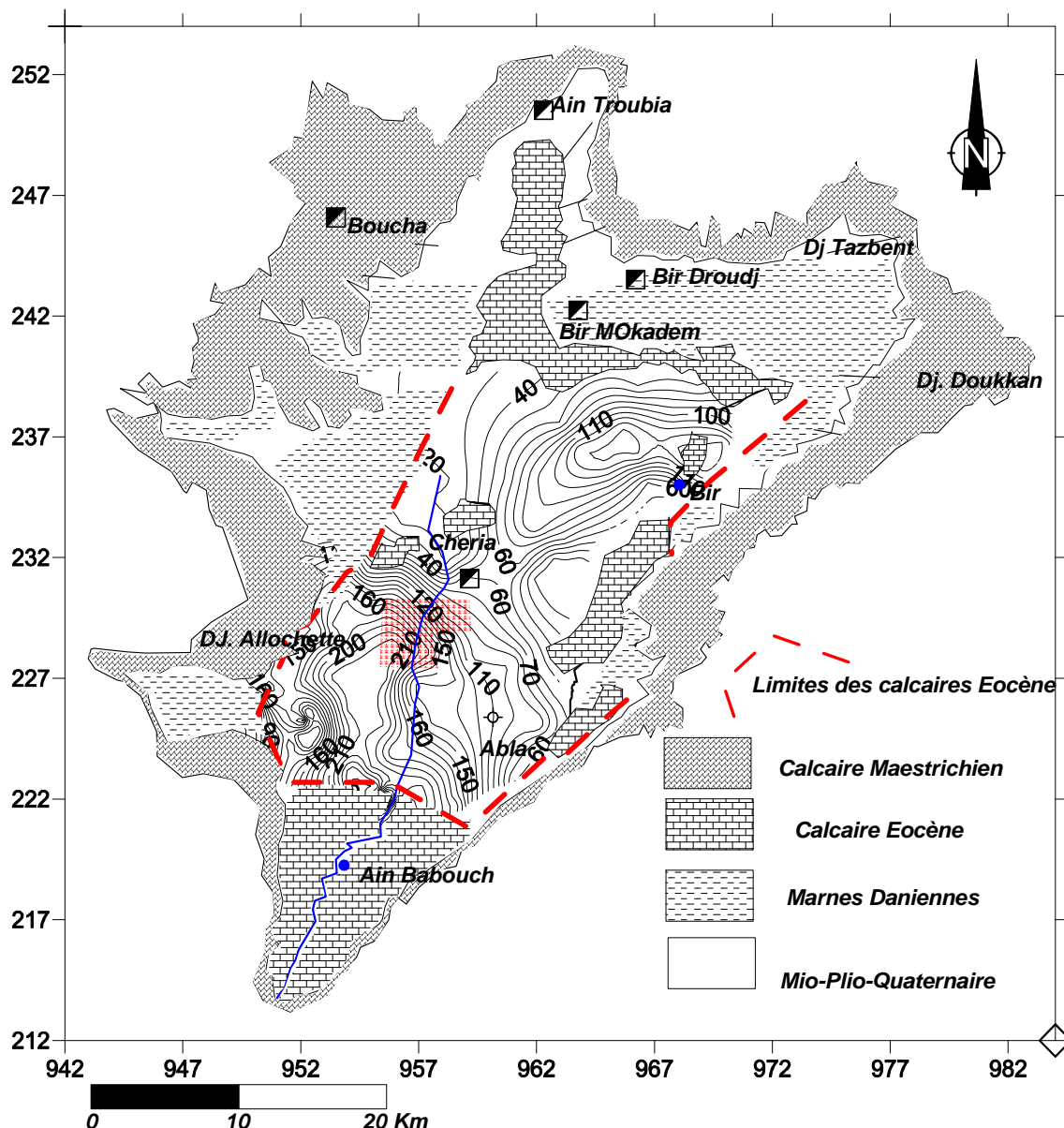


Fig. 36 : Carte isobathe de remplissage alluvionnaire.

6-3- Carte d'isobathe de l'horizon aquifère -I- : (fig. 37)

Le remplissage alluvionnaire de notre région d'étude renferme deux horizons aquifères qui sont résistants, superposés et intercalés par une couche conductrice. Une étude séparée pour chaque horizon est nécessaire.

D'après la carte d'isobathe de l'horizon aquifère I, on distingue plusieurs zones d'épaisseurs variables comme suite :

Zone 1 : C'est la zone des grandes épaisseurs, on remarque la présence de deux régions, l'une au Nord et l'autre au Sud du bassin, avec des épaisseurs variables de 65 à 80 m, mais ils sont moins importants de point de vue surface.

Zone 2: Elle présente les zones d'épaisseurs moyennes, avec des valeurs allant de 40 à 30 m, cette zone est très répandue et elle domine presque le bassin.

Zone 3 : C'est la zone, des faibles épaisseurs, variables jusqu'à une valeur inférieure à 30 m, cette zone se localise au centre.

- La partie Nord- Ouest, du bassin est marquée par des valeurs d'épaisseurs négatives, ces valeurs sont dues à l'absence de l'horizon aquifère - I-, l'épaisseur moyenne de la couche étudiée est égale à 40 m, cette épaisseur reflète à peu près la possibilité aquifère de cette couche.

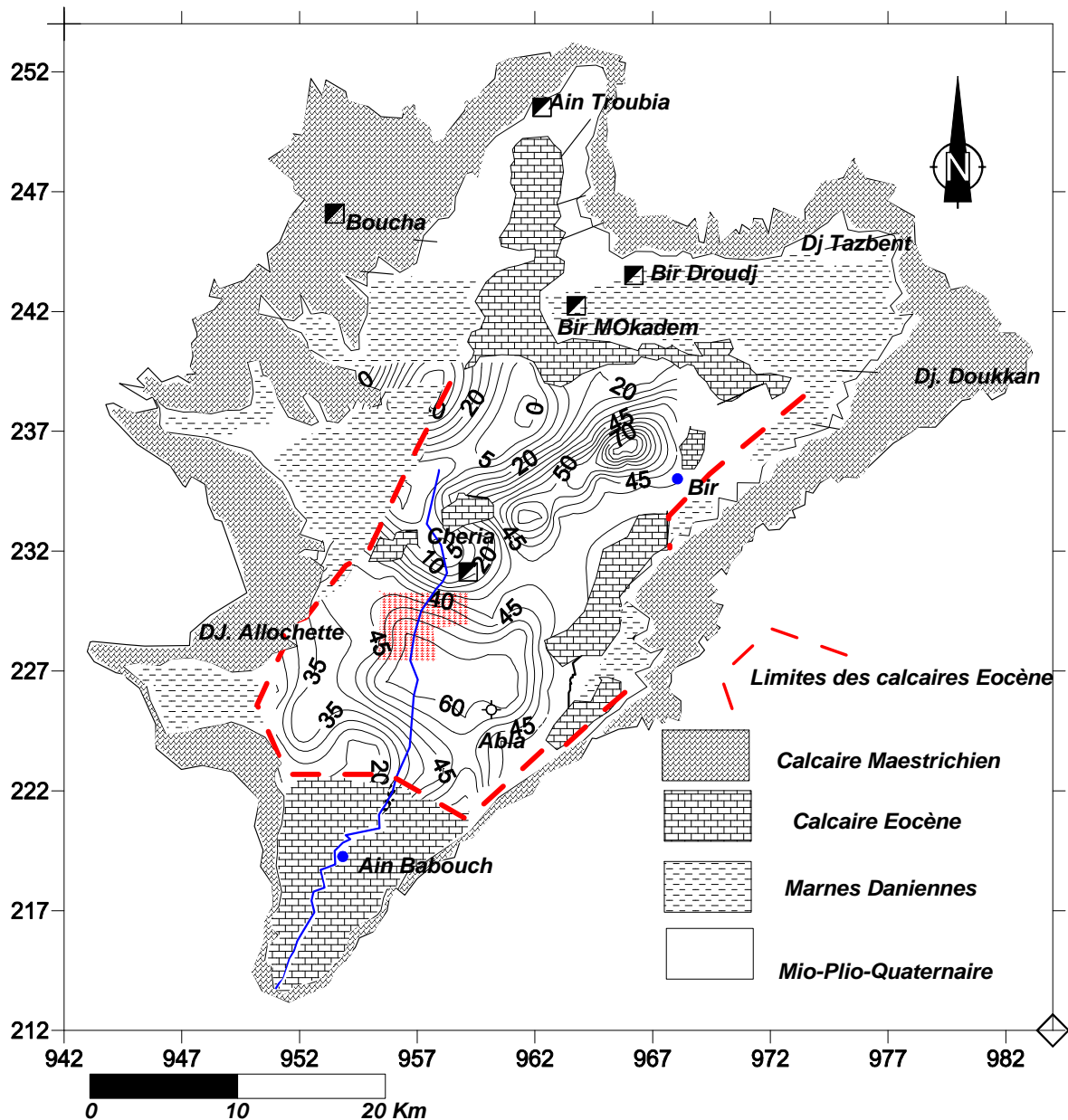


Fig. 37 : Carte isobathe de l'horizon aquifère -I-.

6-4- Carte isobathe de l'horizon aquifère -II- : (fig. 38)

D'après cette carte, on remarque l'horizon aquifère existant qu'au niveau de la partie Sud du bassin versant, formant une couche de morphologie moins complexe, que l'autre horizon. Il a la même épaisseur presque de l'Est vers l'Ouest, mais elle varie du Nord vers le Sud avec une augmentation modérée allant de 20 à 60 m, l'épaisseur moyenne est égale à 35 m.

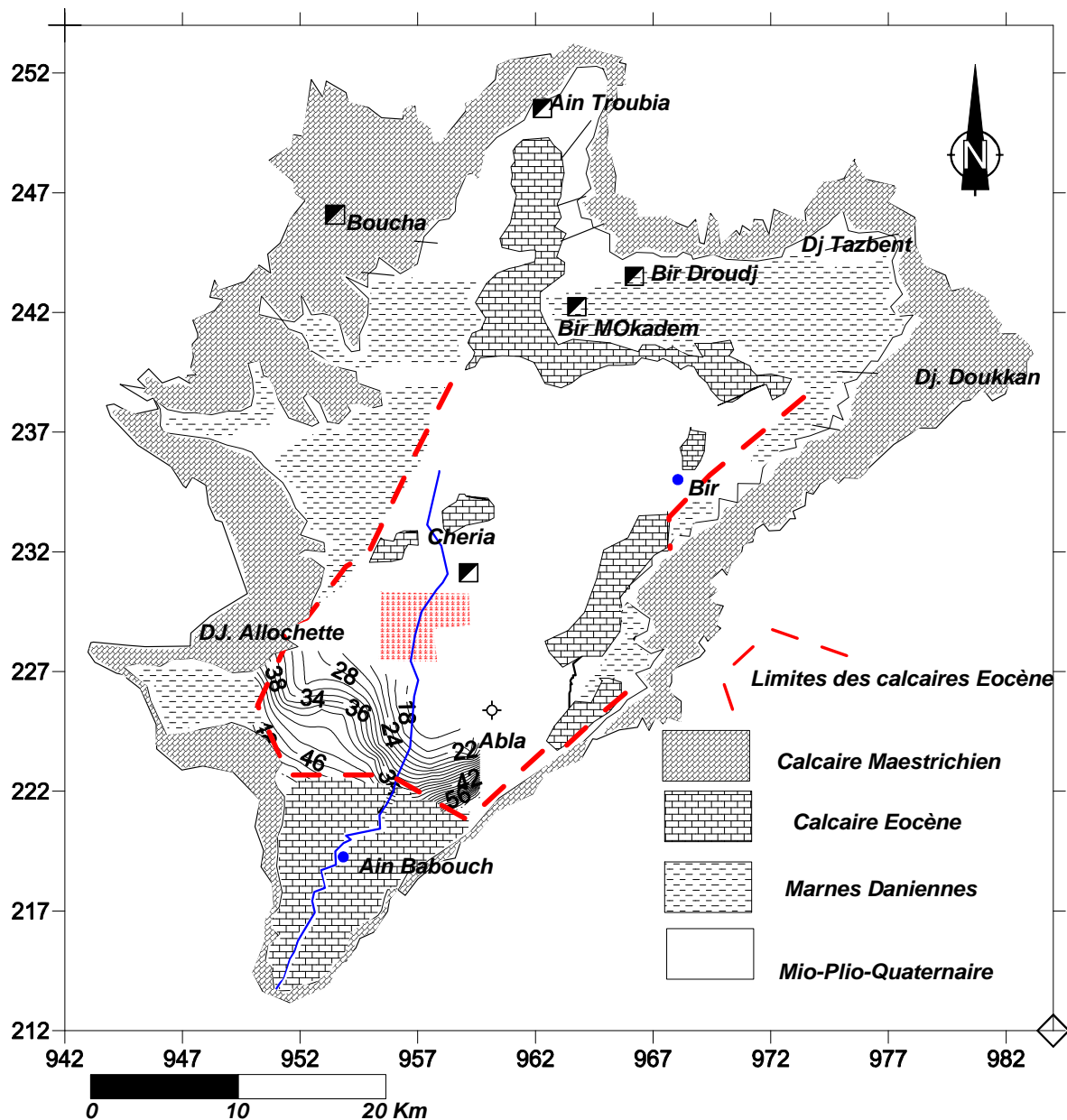


Fig. 38 : Carte isobathe de l'horizon aquifère -II-.

6-5- Carte d'isobathe des calcaires Eocène : (fig. 39)

Cette carte revaille les zones et les limites des calcaires présentant une variabilité dans leurs épaisseurs, ce qui nous a permis de dévoiler trois zones :

Zone A : C'est la zone des grandes épaisseurs, elle est divisée en plusieurs régions, la plus importante existe au centre du bassin versant, avec des valeurs très importantes allant jusqu'à 300 m d'épaisseurs, les autres régions sont réparties au Nord et au Sud du bassin avec des valeurs moins grandes allant jusqu'à 200 m.

Zone B : C'est la zone des moyennes épaisseurs, elle n'est pas assez répartie, mais elle existe au Nord vers les bords avec des valeurs égale a 125 m jusqu'à 190 m.

Zone C : C'est la zone des faibles épaisseurs, elle n'est pas très important, elle se localise près des bordures Sud-Ouest avec des valeurs allant de 55 a 70 m. L'extension du calcaire éocène est la même que celle de l'horizon aquifère I, où on remarque son absence dans la région Nord-Ouest. L'épaisseur moyenne du calcaire éocène est égale à 170 m.

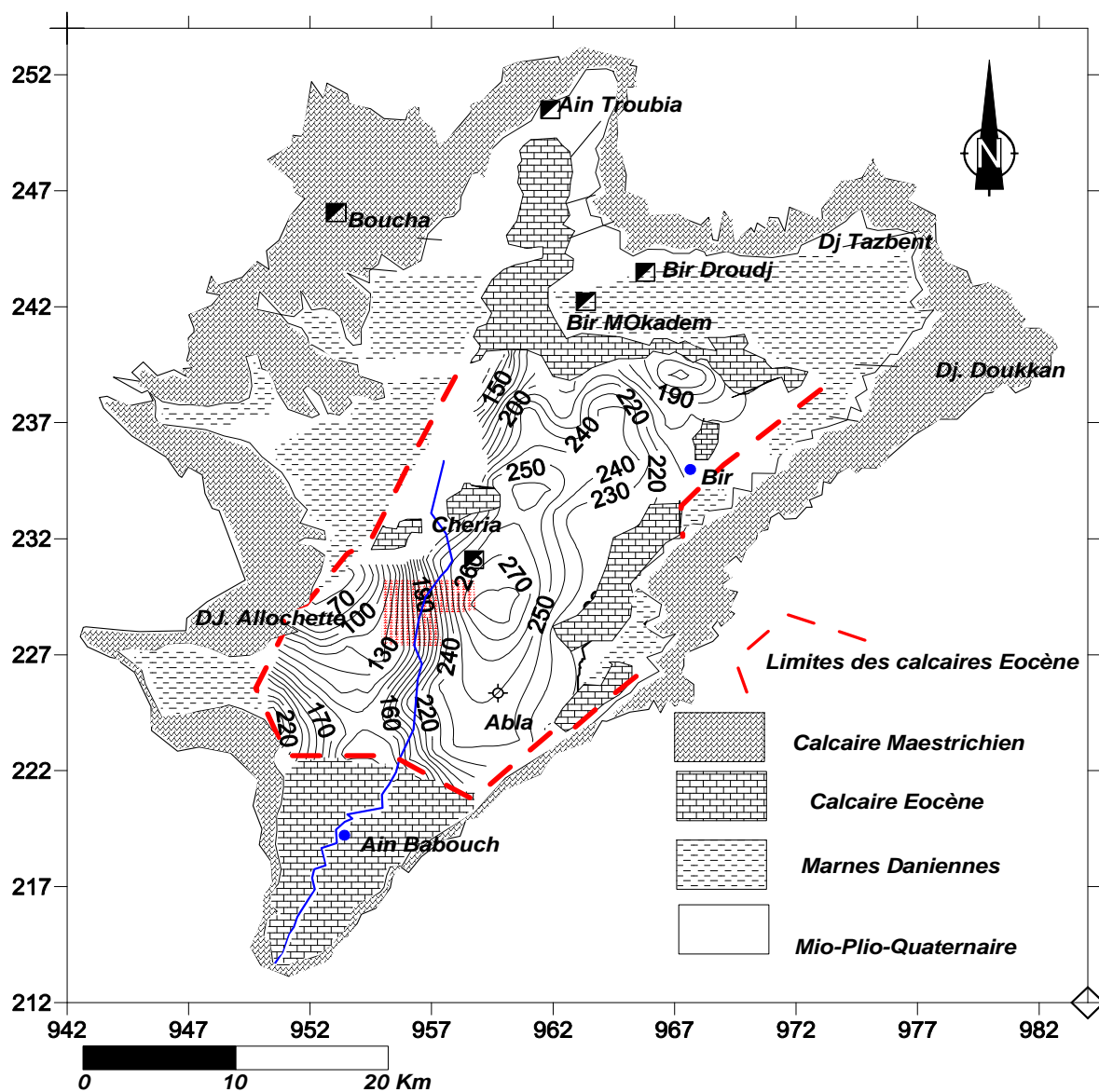


Fig. 39 : Carte isobathe des calcaires Eocène.

7. Carte du toit résistant des calcaires Maastrichtien (fig. 40) :

Le calcaire Maastrichtien, constituent un aquifère karstique important et des zones sous cavés probablement lorsque il est proche de surface, nous avons établi, sa carte du toit résistant, pour pouvoir le localiser et déterminer sa morphologie. On interprétant cette carte, nous pouvons révéler en gros, l'allure de toit de ce calcaire, qui est pas assez différent de point de vue karst et risque d'effondrement des calcaires Eocène déjà étudié, où on remarque des forts pentes qui sont détectés au partie Ouest de la région d'étude.

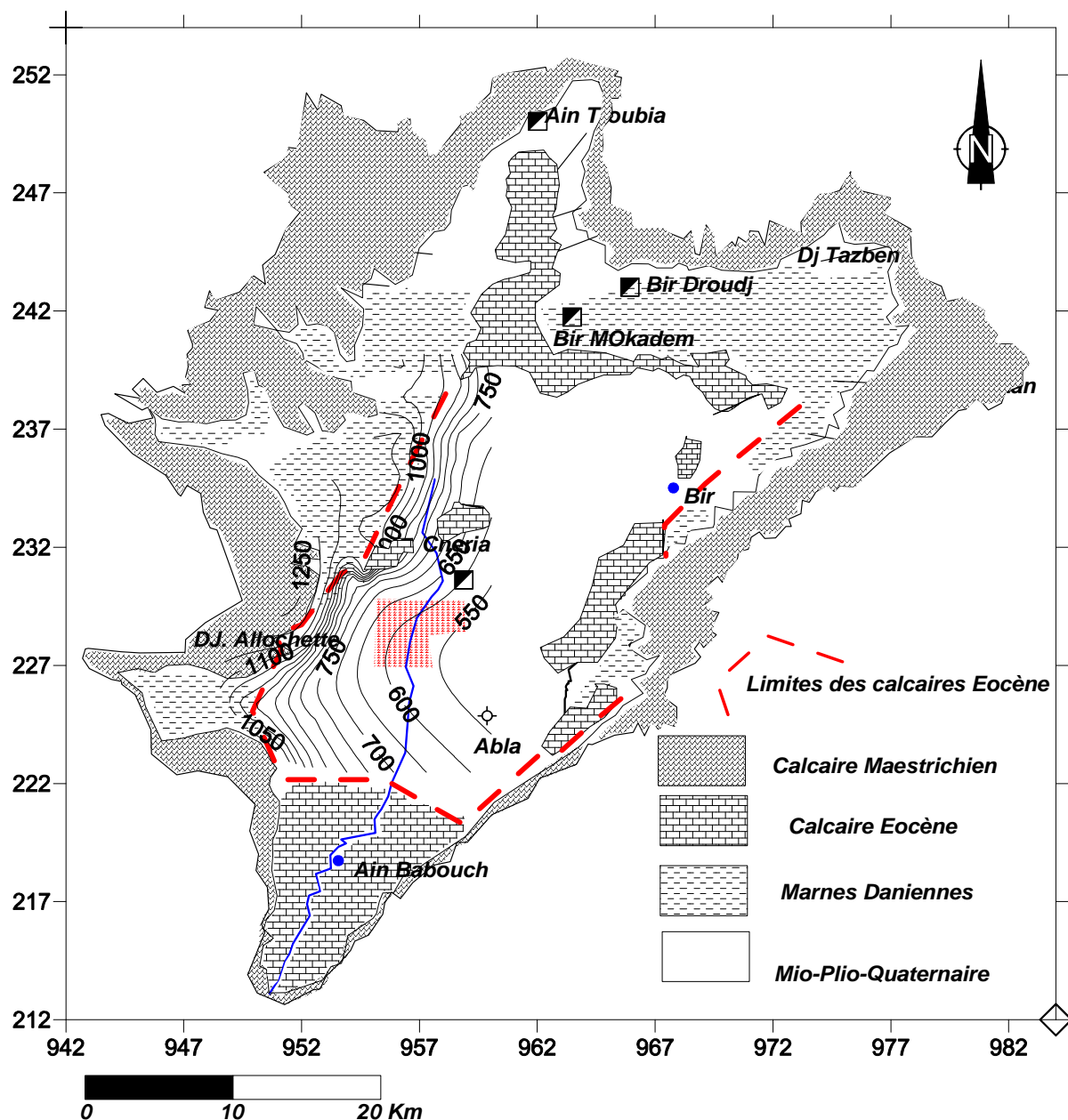


Fig. 40 : Carte du toit résistant des calcaires Maastrichtien.

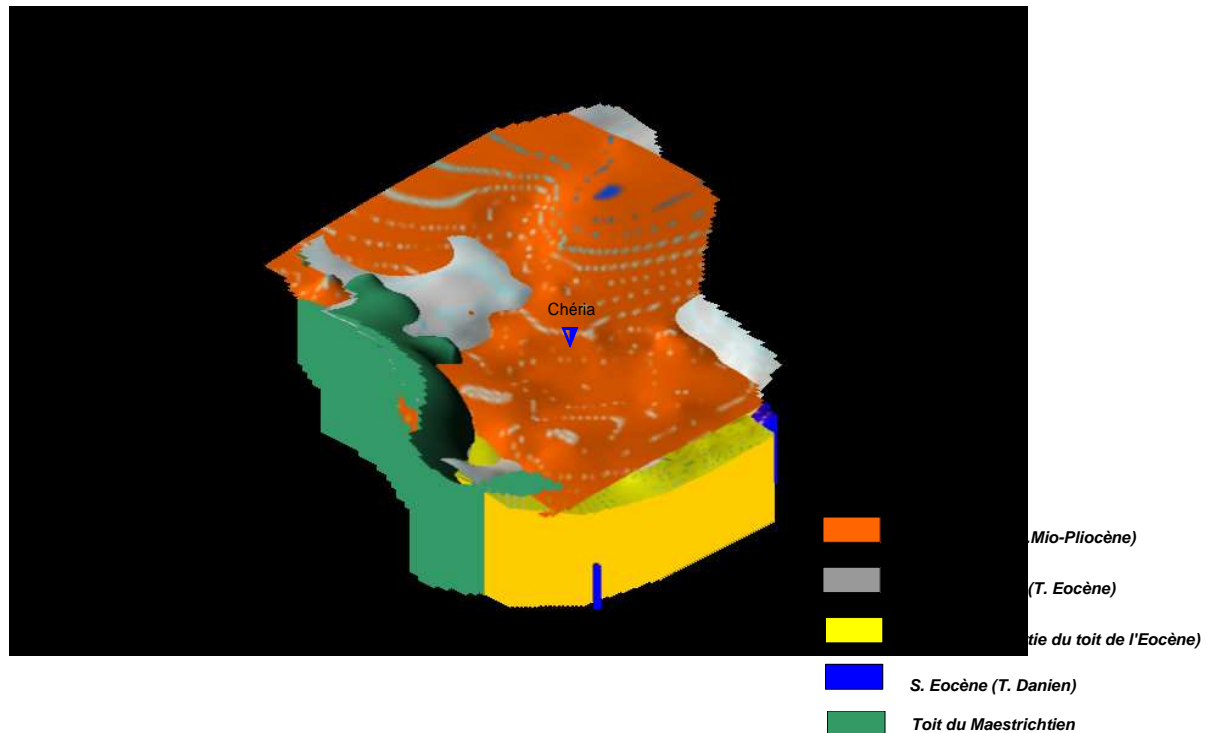


Fig. 41 : Carte en 3D des formations aquifères de la région

La figure au dessus, représente l'allure générale des formations aquifères et leur superposition en 3D où on remarque qu'elle est subdivisée en deux cuvettes avec une inclinaison Nord-Sud.

II HYDROGEOLOGIE

1- Définition des aquifères :(fig. N° 42)

1-1-L'aquifère des calcaires Maestrichtiens :

Plusieurs forages ont atteint les calcaires Maestrichtiens, les Forages ont rencontré des fissures donnant ainsi des renseignements concernant la nappe (B. Gaud 1978)

1-2-L'aquifère des calcaires Eocènes :

C'est l'aquifère principal de la région de Chéria, il se localise principalement autour de la ville et fait l'objet d'une importante exploitation pour L'AEP et L'AEA. Il est reconnu par de nombreux forages dont la perméabilité qu'ils présentent est celle des karsts bien développés (forage JK8 ; Gaud 1978).

1-3- L'aquifère Mio-Pliocène :

Deux forages ont traversé cet horizon : (523 et 524).

Le forage 523 a rencontré des argiles plus des graviers et des sables quartzeux d'âge Pliocène et Quaternaire, le niveau entre 53 et 80 m est attribue au Miocène, au delà il rentre dans les calcaires.

1-4- L'aquifère Quaternaire :

Cette formation selon la définition de Lambert 1946, classée en cailloutis fluviatiles, colmatages de bas fonds et alluvions de pieds mont renferment une nappe exploitée par de nombreux puits et qui sont actuellement à secs.

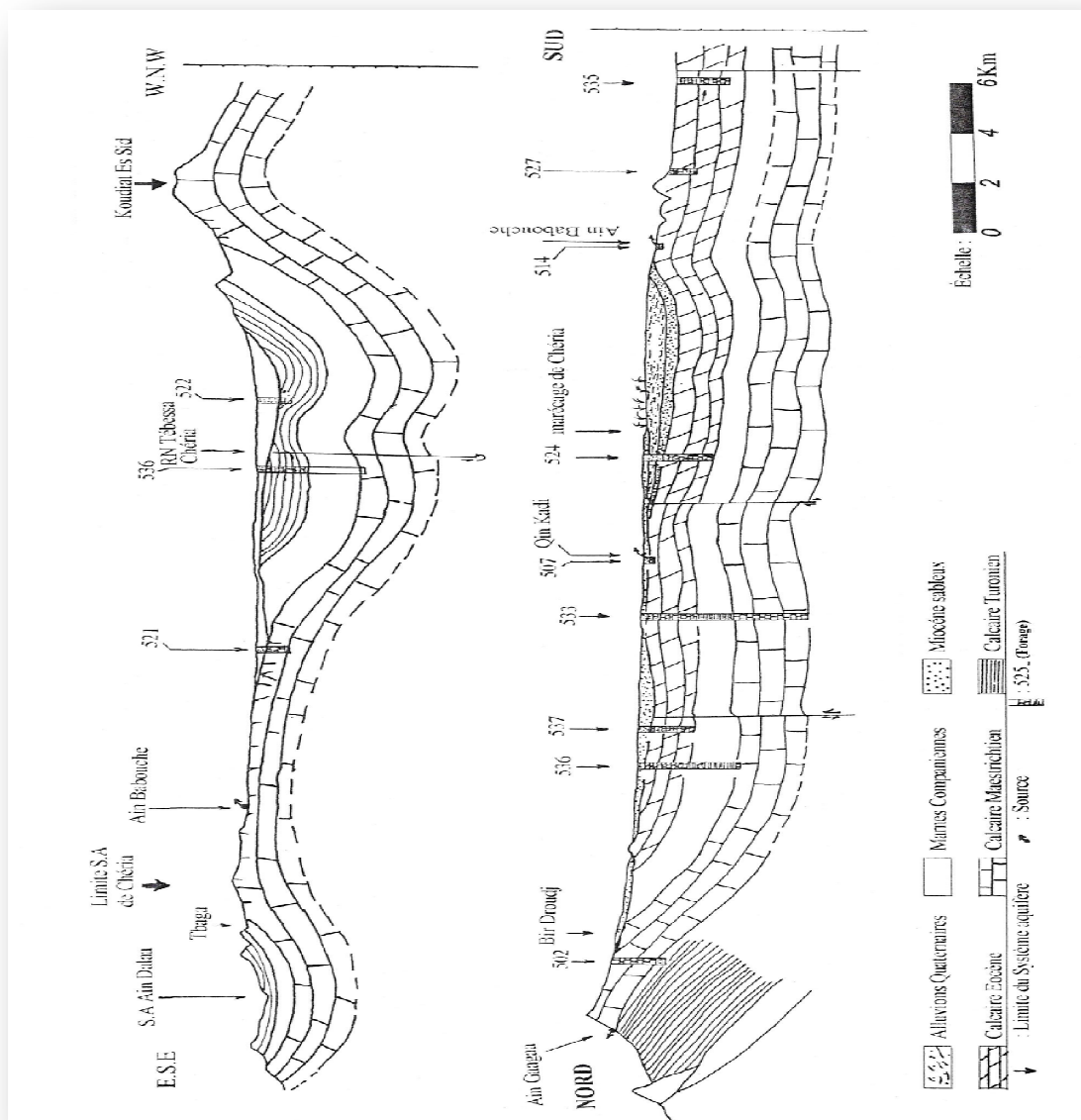


Fig. 42: coupe schématique à travers le système aquifère du plateau de Chéria B. Gaud (1978) et Baali (2007).

2- Piézométrie :

Les cartes piézométriques nous amènent de dégager le sens d'écoulement et les relations qui semblent exister entre les différentes nappes et le problème étudié. Pour cette étude, des cartes piézométriques ont été établies (2006-2009) se rapportant des campagnes de terrain, du mois de Mai 2006 au mois de Septembre 2009 (par ANRH). Pour cet objectif 19 puits ont été inventoriés (fig. N° 43).

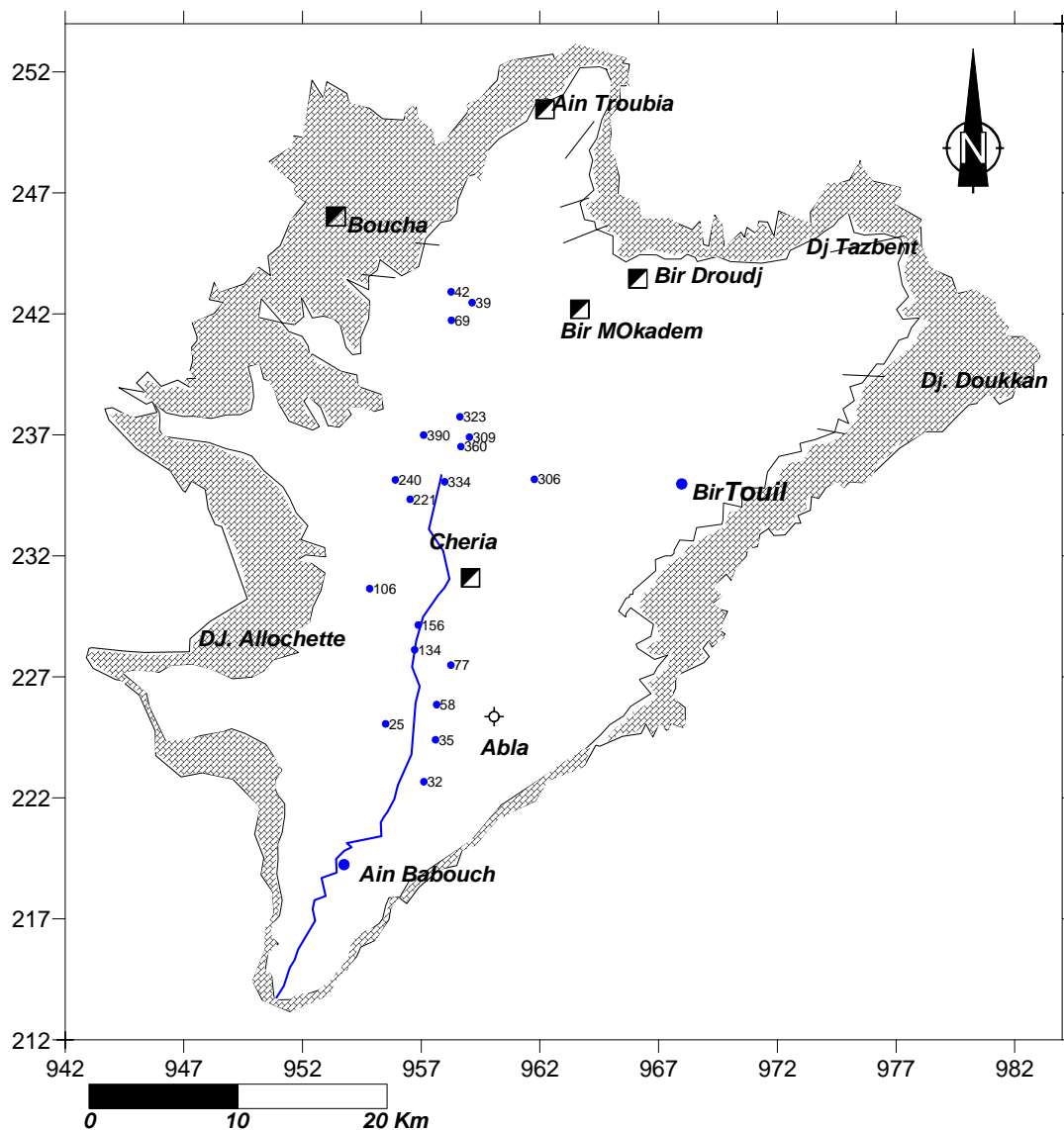


Fig. 43: Carte d'inventaire des points d'eau.

2.1 Cartes piézométriques

La région est caractérisée par deux types de captages. Des puits domestiques peu profonds (10 – 30 m) et d'un diamètre important (1 – 2 m). Des forages profonds (50 – 120 m et plus). Avec une densité très importante et très remarquable. (La distance séparant deux puits est par endroit inférieur à 6 m). Ce nombre de points d'eau est relativement suffisant pour établir des cartes piézométriques.

Les mesures sont généralement effectuées dans deux périodes hautes et basses eaux (Mai, Juin, juillet et septembre), pour différencier les périodes d'alimentation et de sécheresse.

Les différentes cartes piézométriques élaborées pendant cette étude (ANRH, 2006 – 2009) ont révélé deux sens d'écoulement, l'un dans la partie Nord (sous bassin nord) du Nord vers le Sud convergent avec un gradient hydraulique variable et un deuxième dans le sous bassin sud dont l'écoulement se fait de part et d'autre vers un axe de drainage qui coïncide avec la trajectoire de l'oued.

Pour mieux visualiser la variation dans le temps des niveaux piézométriques, la cartographie qui suit, permet la mise à jour de toutes les situations qu'a connu l'aquifère pendant les périodes d'observation.

2.2. Interprétation des cartes piézométriques des périodes des hautes eaux :

L'examen des cartes piézométriques des périodes des hautes eaux montre que dans le sous bassin Nord où l'écoulement des eaux souterraines se fait suivant une direction Nord-Sud vers Chérai, sans aucune convergence locale avec des courbes étalées, témoins d'un écoulement lent et des courbes serrées en général témoins d'un écoulement rapide et d'un gradient hydraulique variable.

Dans la partie sud (de Chérai vers Ain Babouche), l'écoulement est de deux sens opposés du Sud-Ouest et Sud-Est vers l'Oued Chérai ce qui indique une alimentation de l'Oued par la nappe.

L'examen des cartes piézométriques, fait ressortir des zones caractérisées par une surexploitation marquée par des dépressions, ces dernières sont expliquées par le nombre de forages alimentant la population au niveau du plateau de Chéria.

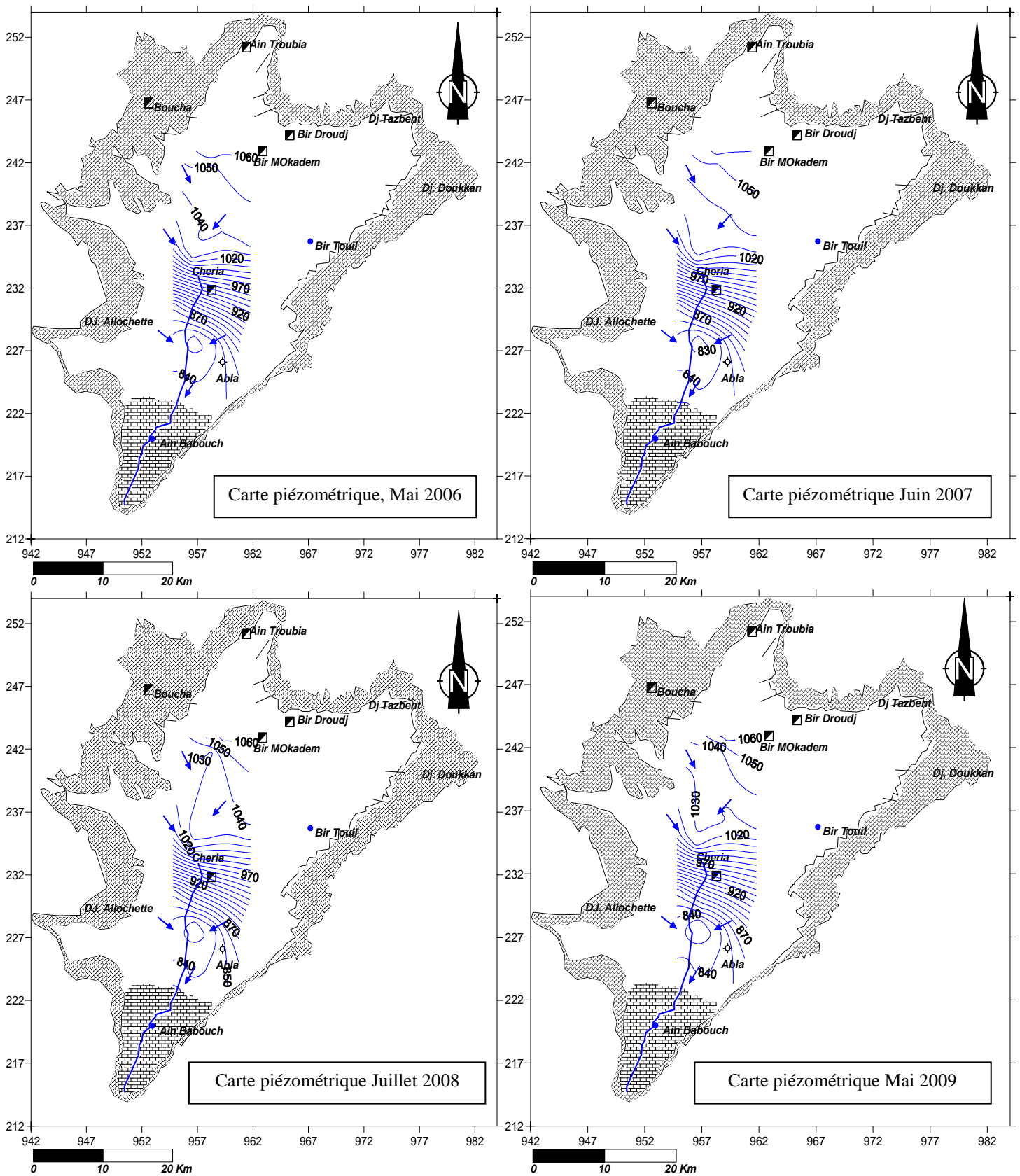


Fig. 44 : Cartes piézométriques des périodes des hautes eaux.

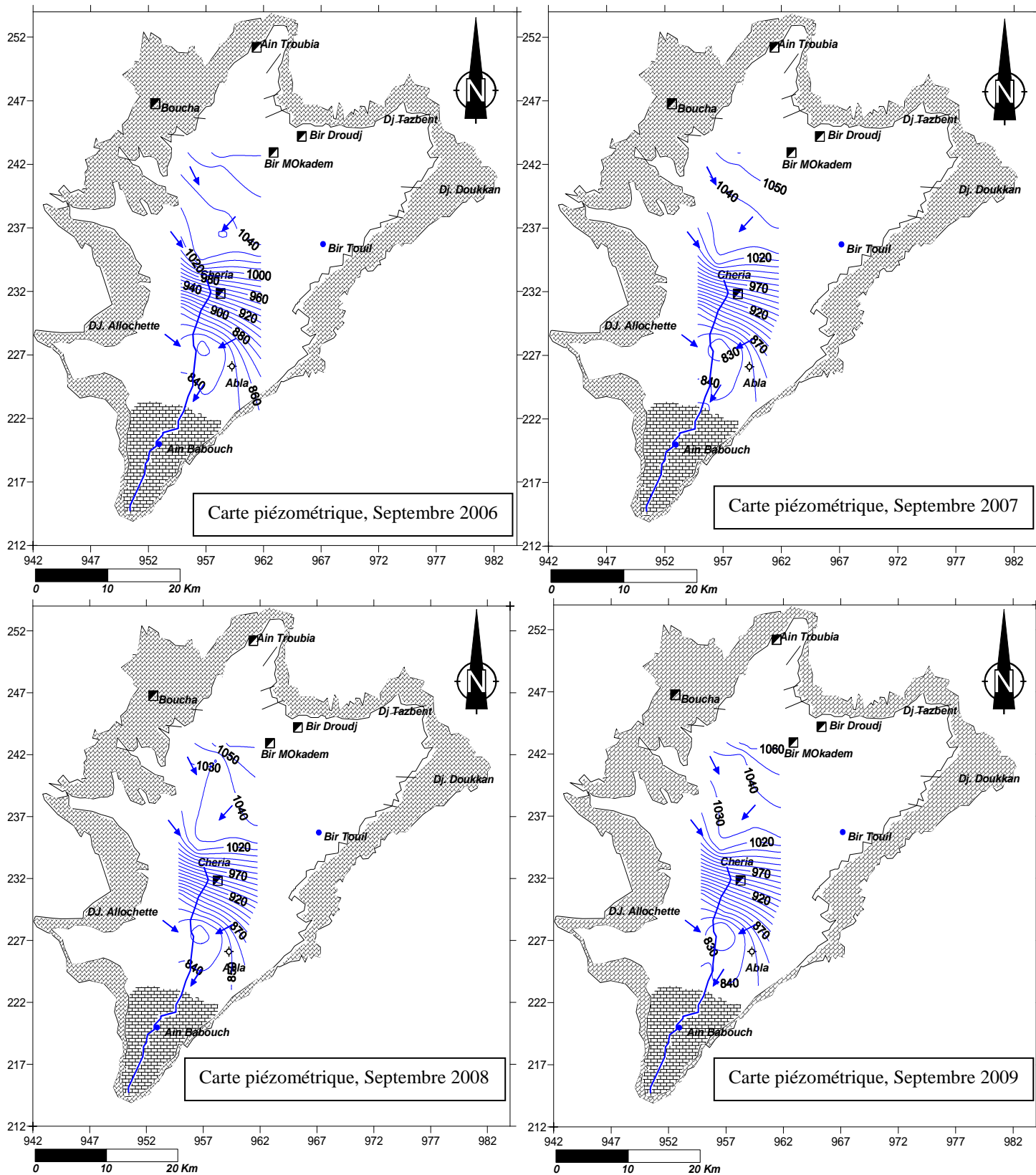


Fig. 45 : Cartes piézométriques des périodes des basses eaux.

2.2. Interprétation des cartes piézométriques des périodes des basses eaux:

L'examen de ces situations piézométriques, montrent le même axe principal de l'écoulement Nord-Sud. Dans le sous bassin nord les courbes sont étalés, témoins d'un écoulement lentes et des courbes qui sont serrées en général témoins d'un écoulement rapide et d'un gradient hydraulique variable, tandis que dans la partie Sud l'écoulement se fait dans deux sens opposés du Sud-Ouest et Sud-Est vers l'axe de drainage (oued Chéria).

L'examen des cartes piézométriques de ces périodes, fait ressortir aussi des zones de dépressions similaires aux premières cartes.

Il est à noter que lors de l'étude hydrogéologique de la région Gaud (1978) a pu conclure que les calcaires éocènes alimentaient le Mio-Plio-Quaterner spécialement dans la périphérie de Chéria vu les niveaux légèrement plus élevés dans les calcaires éocènes que dans le quaternaire. Alors que dans notre cas on a l'inverse, ce qui peut confirmer la sécheresse aigue qui a touché la région (Baali.F, 2007).

3. Evolution de la profondeur du plan d'eau dans le temps et dans l'espace

Pour cet objectif, on a pu dresser des graphiques de l'évolution de la profondeur du plan d'eau, pour les puits 42, 360, 32 depuis Mai 2006 jusqu'à septembre 2009 sur le profiles N-S.

D'une façon générale ce qu'on peut remarquer pour les figures 46,47 et 48 que le niveau d'eau est en abaissement pour la période entre 2006 et 2007 ce qui peut être expliqué par la sécheresse qui a touché la région et une augmentation de niveau d'eau entre 2008 et 2009 a cause des survenues des précipitations. Pour les figures la variation n'est pas régulière et qui peut être du, soit à une alimentation temporaire ou à une surexploitation et un manque de précipitation.

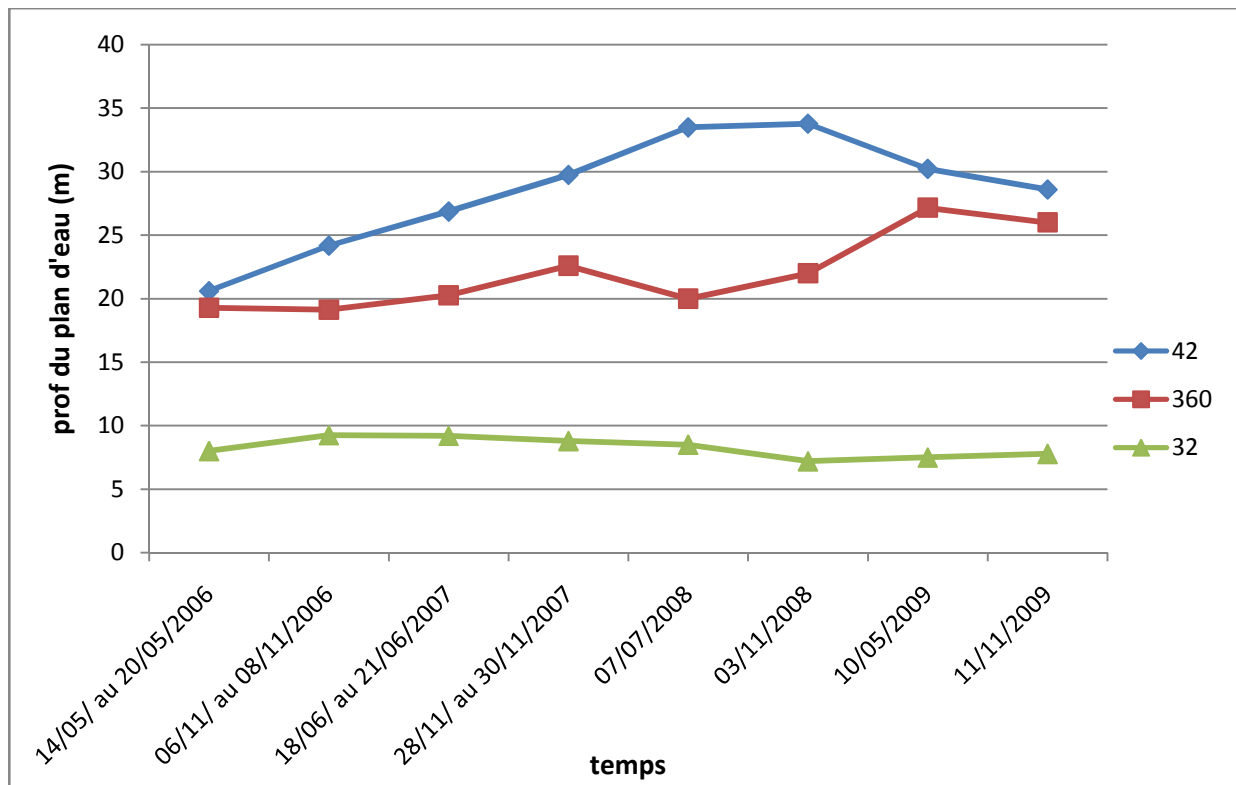


Fig. 46 : Evolution de la profondeur du plan d'eau dans le temps.

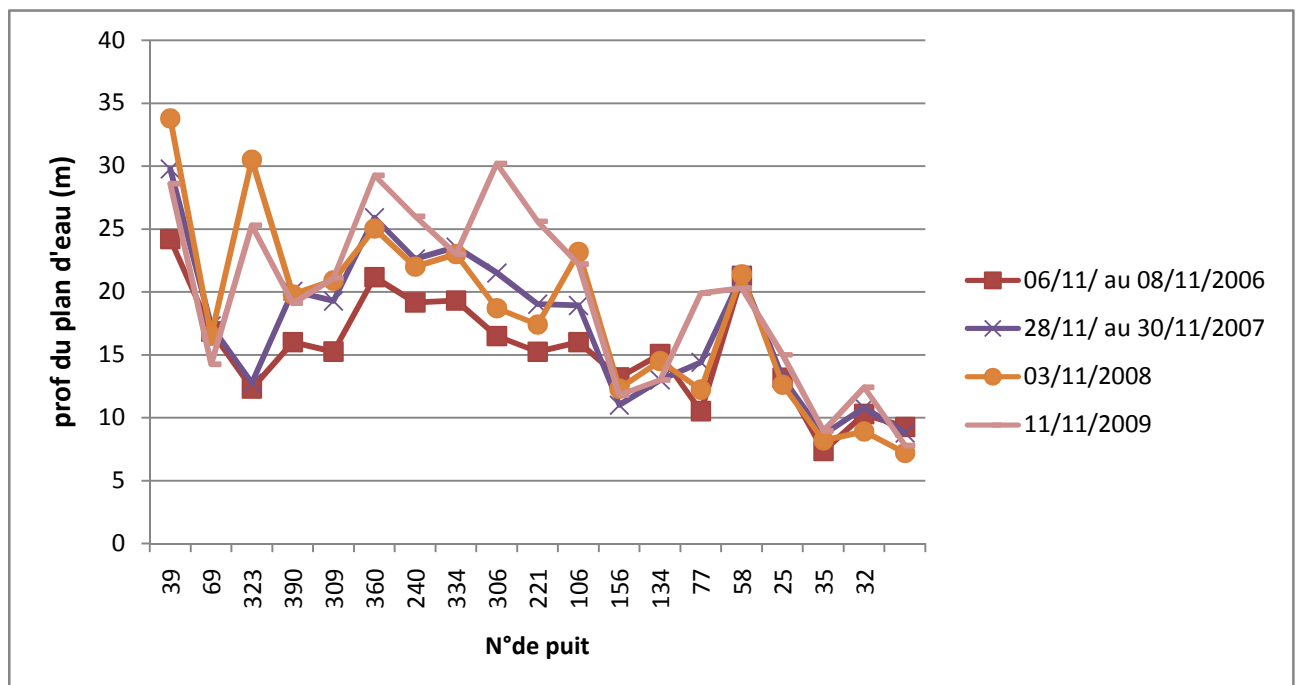


Fig. 47 : Evolution dans le temps et dans l'espace de la profondeur du plan d'eau dans la période des basses eaux.

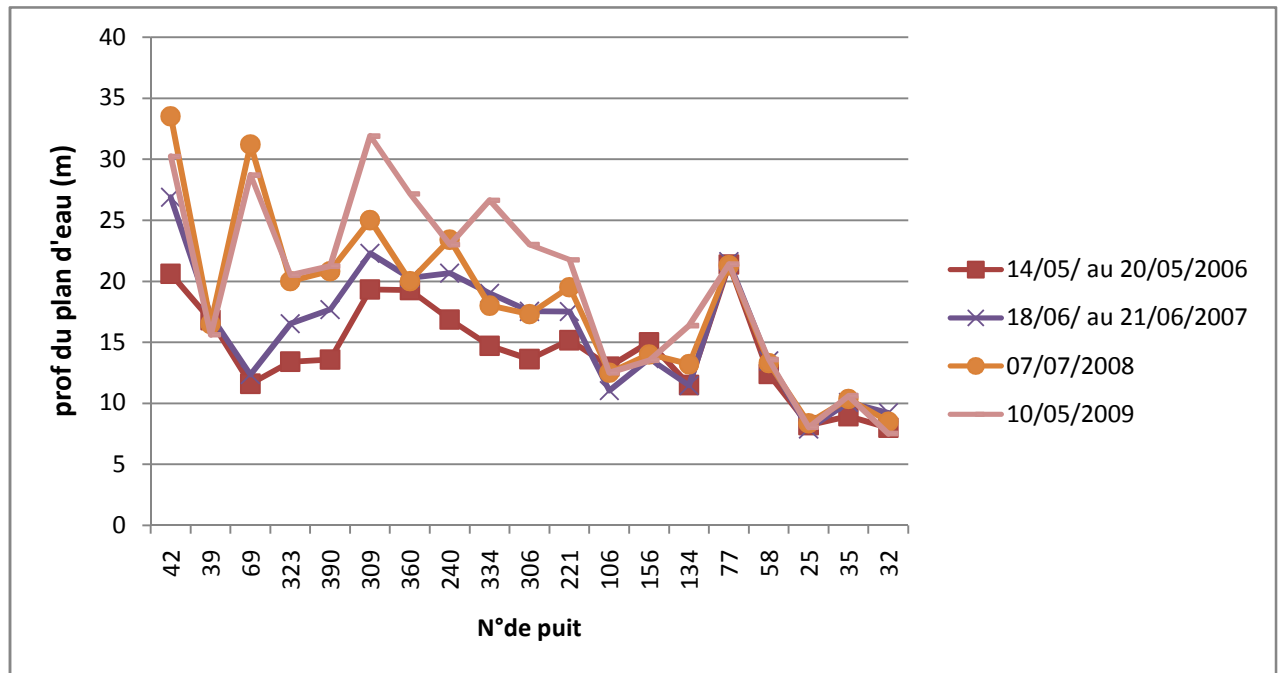


Fig. 48 : Evolution de niveau piézométrique dans les puits dans la période des hautes eaux.

4. Conditions aux limites :

Les forages implantés dans les calcaires Maastrichtiens ont montré que cette horizon est aquifère aux bordures et stérile au centre du plateau (sondage J8-9 800 m de profondeur) ce qui permet un écoulement vers le Nord et donne naissance à des importantes sources tel que la source de la grotte de Bouakkous.

Cet horizon serait important de l'étudier dans le fossé d'effondrement de Tébéssa el Hammamet. Notons que l'écoulement est Nord Sud pour le quaternaire qui surmonte les calcaires Maastrichtiens.

Les calcaires éocènes sont en contact avec les alluvions quaternaires aquifères (qui souvent drainent les calcaires Maastrichtiens). Il y a donc une limite perméable d'alimentation.

Vers le Sud on doit admettre une limite de fuite souterraine si l'on arrête le sens d'alimentation d'Outa Oum Khaled.

La nappe du Mio-Plio-Quaternaire est alimentée directement par la pluie et l'éocène adjacent (In Baali ; 2007).

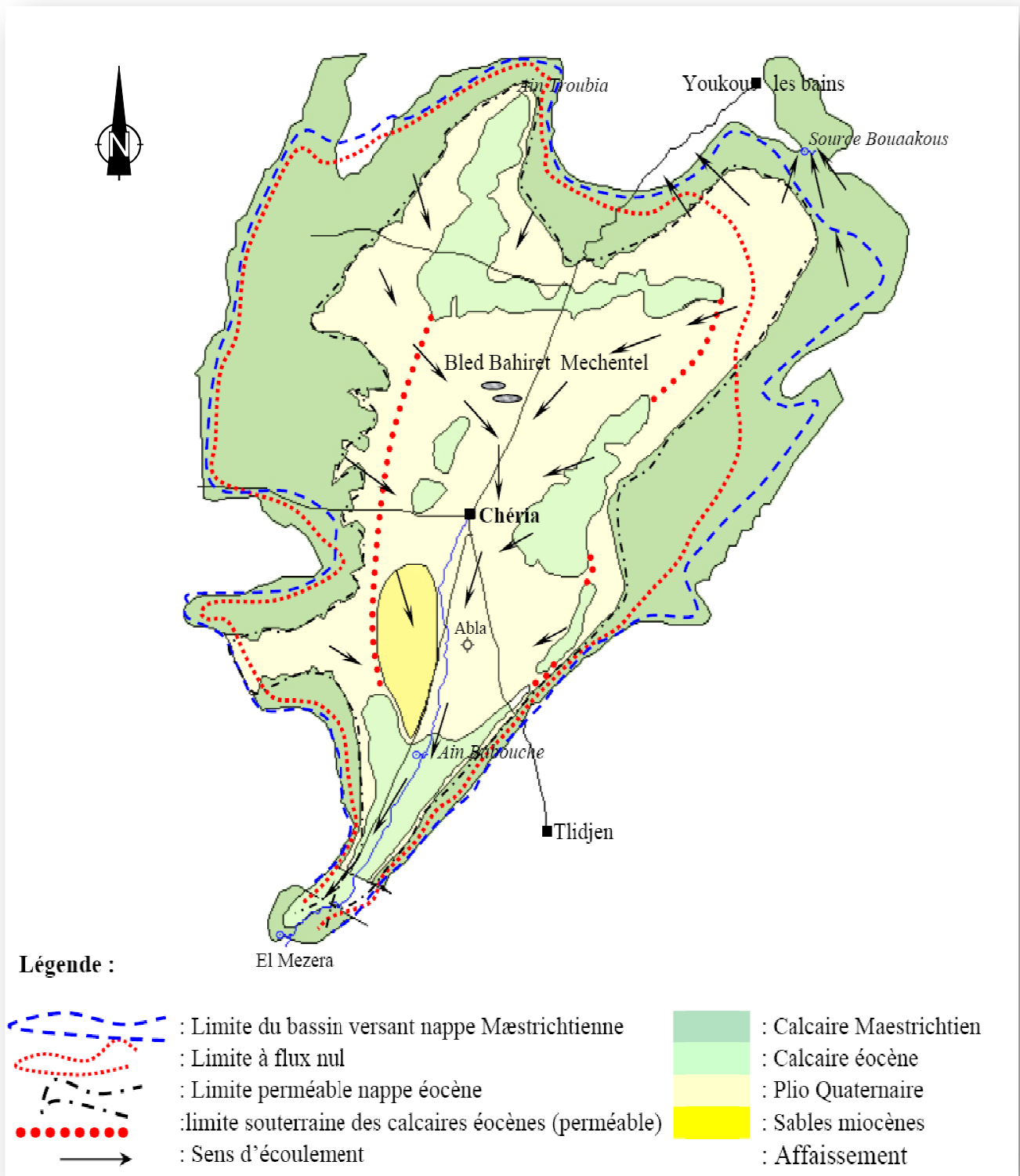


Fig. 49 : Carte des conditions aux limites. (D'après B. Gaud, 1978 Modifiée par Baali F. 2007)

5. Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous pouvons dire que :

Les résultats de la prospection électrique et les informations tirées à partir des forages mécaniques ont permis d'aboutir aux constatations suivantes :

- Les dépôts du remplissage Mio-Plio-Quaternaire sont très hétérogènes. Ils sont représentés d'une part par des couches conductrices constituées par des sables et des fines, et d'autre part par des couches résistantes formées de sables, de graviers, de galets et de cailloutis.
- Une structure anticlinale se manifeste au niveau de la zone central du plateau. Elle est constituée par des formations calcaires attribuées à l'Eocène.
- Des structures synclinales, qui se manifestent au niveau de la partie Nord et Sud du plateau de Chéria, sont constituées par des formations résistantes de calcaires de l'Eocène. L'épaisseur de ces formations est importante et peut atteindre des centaines de mètres.

Le plateau de Chéria est constitué essentiellement, par trois aquifères : le premier caractérisé par les calcaires du Maestrichtien, perméables aux bordures et stériles aux centre. Le second qui est le plus important pour la région et sa périphérie, les calcaires de l'Eocène, d'une épaisseur qui s'étale de quelques dizaines à une centaine de mètre. Le troisième, l'aquifère Mio-Plio-Quaternaire qui devenu sans intérêt hydraulique, à cause de la sécheresse aigue des dernières décennies, qui a touché la région.

Les cartes piézométriques de la région établies pour les différentes périodes de suivie, ont révélé un sens d'écoulement général Nord Sud, avec un axe de drainage qui coïncide sensiblement avec le parcours de l'Oued Chéria, un gradient hydraulique très variable d'une période à l'autre et plusieurs dépressions piézométriques, qui peuvent être expliqué par le sur-pompage ou l'irrégularité des précipitations.

L'évolution de la piézométrie dépend des conditions climatiques, qui influent sur le battement de la nappe par la recharge durant la période de hautes eaux et l'évaporation pendant la période des basses eaux.

Chapitre V : *Généralités sur le
karst*

1. Introduction

Le mot Karst vient du nom d'une région en Slovénie où le phénomène d'altération caractéristique des calcaires par dissolution est bien développé. On appelle Karst l'ensemble des formes observées relative à ce type d'altération ; on parle de modelé de relief karstique, la partie visible en surface. Le karst est un terrain particulier qui se développe dans les roches solubles soumises à un drainage efficace. Les grottes de toutes dimensions sont une manifestation souterraine et spectaculaire de l'altération karstique affectant les formations calcaires. Les plus grandes cavités observées sont en Afghanistan, atteignent des portées qui arrivent jusqu'à 600 m. Les réseaux karstiques les plus longs se trouvent dans la presqu'île du Yucatan sur plus de 150 km d'étendue. La carte ci-dessous présente la distribution du karst à l'échelle mondiale (fig.50) :

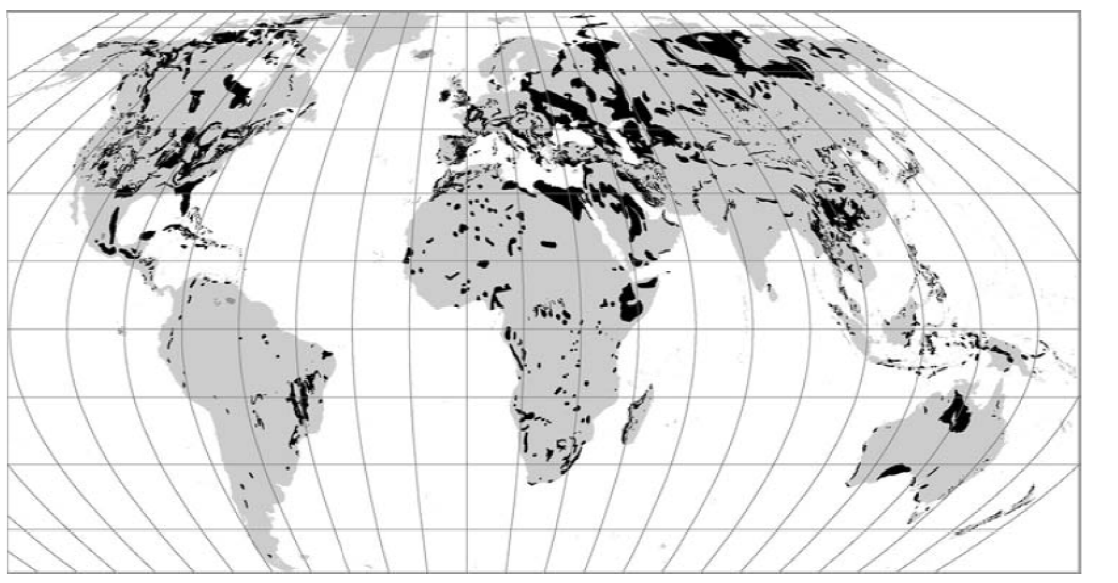


Fig. 50 : Distribution du phénomène karstique à l'échelle mondiale.

Chaque année, le phénomène karstique continue d'être source de problèmes et causes des pertes matérielles importantes à l'échelle mondiale. Cela est en partie dû à l'insuffisance de compréhension des mécanismes de rupture des toits de cavités karstiques. Les cavités souterraines, les gouffres et grottes présentent une complexité naturelle en 3D ; Elles créent souvent des conditions difficiles dans les domaines des travaux publics et génie civil (Sowers, 1975; Waltham, 1989). Les calcaires massifs de haute capacité portante caractérisés

par des ouvertures et vides remplis de sédiments à faible profondeur, constituent une menace à la stabilité des fondations (Waltham et Fookes, 2003).

Dans les pays karstiques, il est préférable d'élaborer une classification des terrains qui servira de guide montrant les variations des caractéristiques géotechniques et structurales qui pourraient être rencontrées dans les travaux de génie civil. Les différents reliefs karstiques se rapportent les uns aux autres, mais la géologie, l'hydrologie et la climatologie, créent des conditions locales qui peuvent être uniques. (Ford et Williams, 1989). Finalement il n'y a pas de substitut à une bonne compréhension des processus karstiques locaux, il faut également accepter que les cavités souterraines peuvent être rencontrées presque n'importe où (Waltham et Fookes, 2003).

2. Processus de karstification :

Le Karst se produit principalement dans les terrains solubles tels que les calcaires, les dolomies et le gypse. Il se développe beaucoup plus dans les roches solubles plus ou moins dures ($RCS = 30 - 100$ MPa) mais fracturées (Low et Waltham 2002). Celles qui sont moins dures telles que la craie et les sédiments carbonatés, non lités, qui n'ont pas la résistance nécessaire pour maintenir stable les cavités de grande portée. Souvent elles s'effondrent créant des formes caractéristiques du karst, elles sont généralement plus petites que celles dans les calcaires massifs (Higginbottom, 1966; Jennings, 1968; White, 2000). Le karst de gypse a de nombreuses caractéristiques comparables à celles du calcaire, mais il est distingué par un plus large développement de karst inter-strate, et un plus grand nombre de cheminées et de brèches (Klimchouk et al, 1996). Le sel gemme se dissout rapidement, donc il a son propre relief et conditions du sol (Waltham, 1989).

La dissolution des carbonates dans l'eau est principalement liée à la disponibilité du dioxyde de carbone. Le climat régional a une forte influence sur le relief karstique par son contrôle de la recharge et les régimes d'écoulement. Ainsi, le karst le plus mature se produit en milieu humide et milieux tropicaux. La dissolution du calcaire est réduite dans les régions tempérées, et est minimale dans les régimes arides, périglaciaires et glaciaires (Smith et Atkinson, 1976). Toutefois, le pronostic des conditions du sol dans des sites donnés est largement lié aux conditions climatiques actuelles et passées. Les formes karstiques peuvent survivre des environnements précédents suite à un dépôt de terrain ultérieur et devient un paléokarst. La dissolution du calcaire est lente, les fissures et les grottes sont agrandies par

plus de quelques millimètres par 100 ans, mais elle peut être plus rapide dans les fissures sous très haut débit; comme les fuites dans les barrages (Dreybrodt et al, 2002). La dissolution des Gypse est beaucoup plus rapide, et la création d'une cavité d'environ 1 mètre à l'intérieur durant 100 ans est un géo-risques supplémentaires dans le karst de gypse (Waltham et Fookes, 2003).

3. Morphologie karstique :

La morphologie karstique se distingue des autres paysages par (Fig.51) :

- Ensemble de formes de surface (Exokarst) et de formes souterraines (Endokarst) intégrées les unes aux autres.
- En surface, pas de vallées, sinon démantelées et sèches, mais des dépressions fermées plus ou moins profondes et plus ou moins étendues.

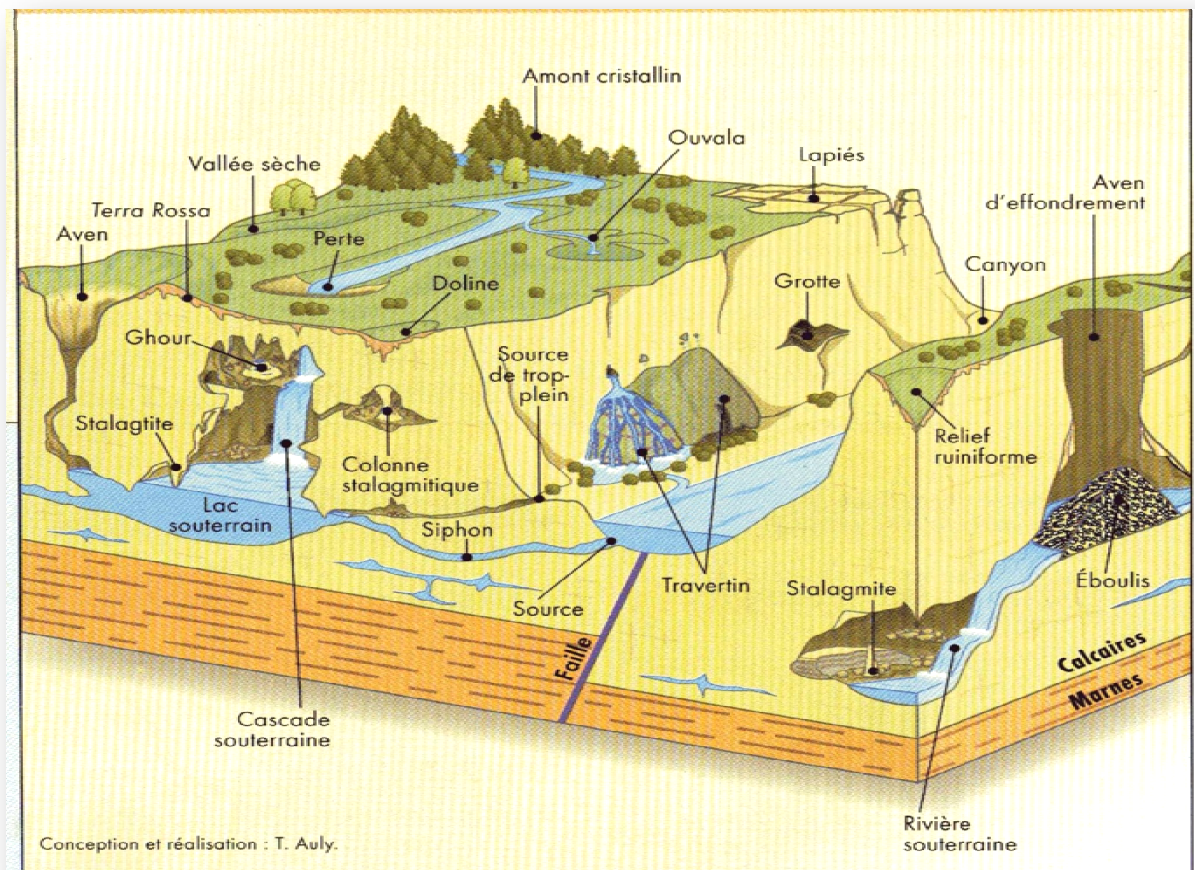


Fig. 51 : Schémas illustratif montrant le développement des vides souterrains dans les terrains calcaires (Auly. 2009)

La dissolution de la roche se produit sur les affleurements exposés, et le long des fractures souterraines au-dessous du sol. Les formes de surface, et les formes du sous-sol sont

intégrées au sein du système karstique, mais se répartissent en cinq grands groupes caractéristiques (Lowe et Waltham, 2002):

Formes réduites de surface :

On connaît les lapiés qui sont souvent inférieure à 1 mètre de profondeur. Ils sont le produit d'érosion résultant de la dissolution à la surface et sur les fronts des roches nues (Bögli, 1960).

Les macro-formes de surface : les vallées sèches, les poljés, les dolines, les cônes et les tours et toutes les formes de relief d'envergure kilométriques dans les pays karstiques (Ford et Williams, 1989);

Formes du sous-sol :

Elles présentent des morphologies complexes avec des pointements qui peuvent dépasser des dizaines de mètres, créés par dissolution dans les sols mouillés (Klimchouk, 2000);

Dolines :

Les dolines sont des dépressions de surface d'un diamètre variant de 1 - 1000 m et qui sont liées à la présence des cavités dans la roche sous-jacente (Waltham et al, 2005);

Grottes :

Il s'agit de cavités de quelques mètres à quelques dizaines de mètres de diamètre formées par dissolution dans la roche, et reste vide ou rempli de sédiments (Ford et Williams, 1989).

Ces formes de karst précédemment cités sont classées sur la base de l'aspect morphologique. Autre types de classification tenant compte des caractéristiques géomécanique des roches sera plus intéressante dans cette étude.

4. Classification géotechnique du karst :

Les conditions géotechniques du sous sol dans les pays karstique à été étudié par plusieurs auteurs (Waltham et Fookes, 2003 ; J. Goodings et Abdulla 2002).

On a élaboré cinq sous classes. Ces derniers forment la base d'une classification qui caractérise le karst en termes de problèmes rencontrés lors des travaux des fondations.

Les conditions du sous sol karstique sont caractérisées par plusieurs paramètres, tels que la classe du karst, densité de doline, dimension des cavités, forme de relief karstique (Waltham and Fookes, 2003). Cette classification n'est pas encore au stade quantitatif tel que le RMR, mais elle est basée sur l'état de maturité du karst : type, fréquence et dimension des dolines. Ces derniers donnent une estimation plus au moins acceptable du degré de l'alea (fig. 52). Cependant pratiquement chaque site karstique est unique et doit être évalué sous la lumière du type de l'aménagement préconisé.

Le nombre de doline constitue un paramètre essentielle dans la classification géotechnique des terrains karstique. Le nombre de doline doit être pris avec leurs dimensions et leurs fréquences d'apparition. On a établie cinq classes de terraine karstique vis-à-vis de leurs caractéristiques géotechniques (Waltham et Fookes, 2003 ; J. Goodings et Abdulla 2002):

Karst Juvénile (Classe k I) : Rencontrer uniquement dans les régions désertiques et régions périglaciaires. On rencontre peut de dolines avec un taux de formation inférieur à 0.001 doline/km²/an. La dissolution est tellement ralentie, la formation des dolines ne dépassent pas le stade d'ouverture des fissures à travers les quelles les petites cours d'eau disparaissent.

Les dimensions des cavités dans cette classes ne dépasse pas le 1 m dans la plus part des cas, c'est pour cela l'effondrement est inconnu.

Karst Youthful (Classe k II): Rencontrer dans les régions tempérées. Généralement, la taille des formes karstiques sont moins de 10 m de diamètre, le taux de formation est de 0,001 à 0,05 doline/km²/an. Les dolines sont plus atypiques et seulement quelques mètres de diamètre, mais elles sont dispersés.

Mature karstiques (kIII) : Rencontrer dans les régions tempérées des climats méditerranéens, elles sont caractérisées par des gouffres qui dépassent les 100 m de diamètre, peuvent être si fréquents qu'ils créent un système polygonal. On rencontre un nombre de dolines avec un taux de formation > 100 par km². L'abondance de ces formes dépend de

l'étendue et l'épaisseur de la couverture du sol. Le taux de formation est 0,05 à 1,0 doline/km²/an.

Karst complexe (KIV) est le plus typique des régions tropicales, mais il peut être développé dans certains climats plus tempérés. Les dolines sont de grande taille, elles peuvent être le relief dominant, avec des caractéristiques individuelles jusqu'à 1 km de diamètre. Les dolines sont plus profond, large et active (subsidence de fond sous la surcharge du sol), ce type de karst est considéré comme le cas le plus mauvais (géo- risques) dans les travaux de génie civil. Le taux de formation entre 0,5 à 2 doline/km²/an.

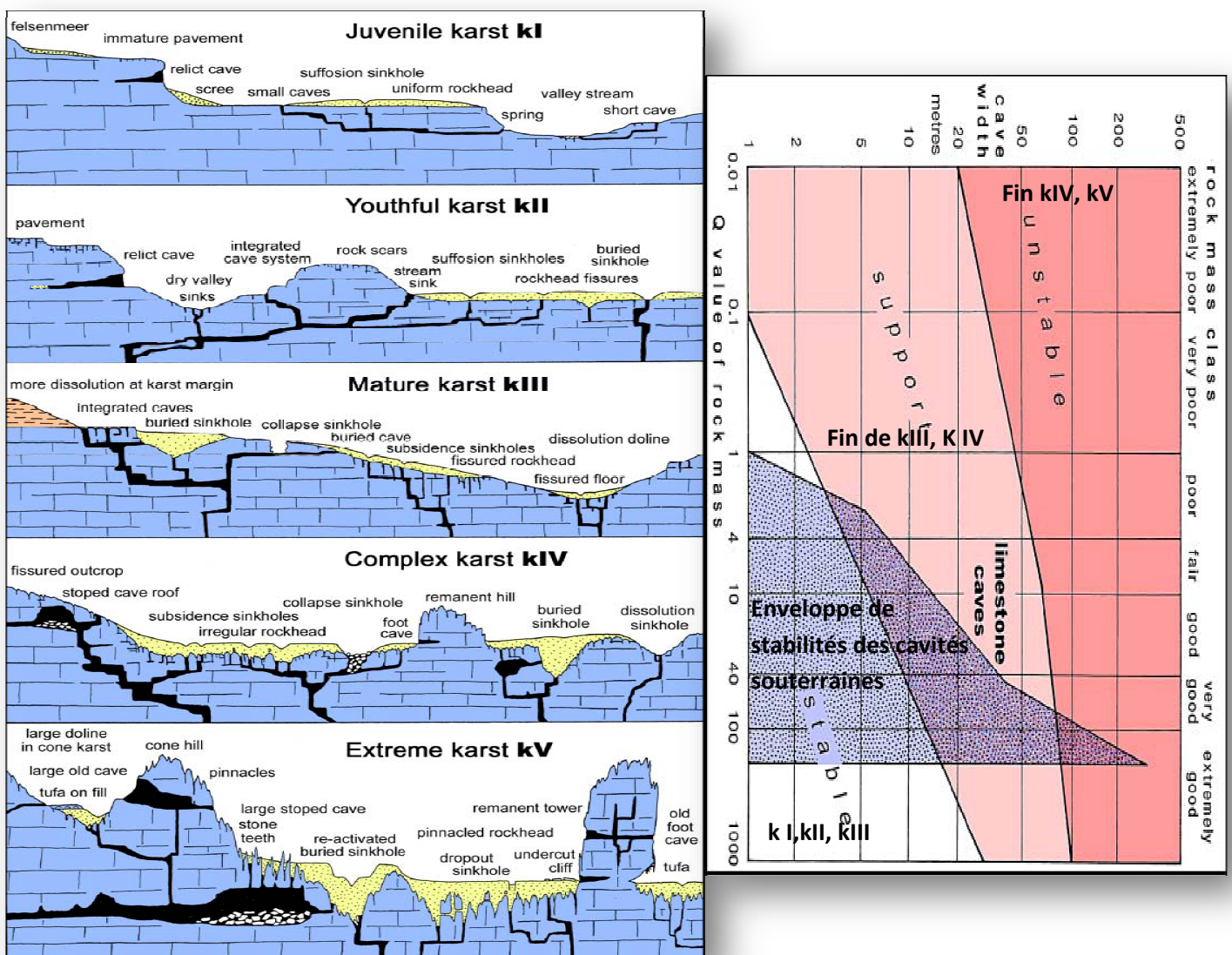


Fig. 52 : Classification géotechnique du karst.

5. Etude de la karstification et des effondrements de la région :

5.1 Signes de karstification des calcaires Eocènes de la région :

La plus grande surface des calcaires Eocènes de Chéria se trouve généralement couverte par des formations Quaternaires. Cela ne permet pas une visualisation claire des formes karstiques telles que les lapiés, les grottes ou les grandes ouvertures. De ce fait la karstification dans région est restée douteuse jusqu'au début des travaux de recherche et exploitation hydrogéologique dans la ville. On résume les signes de karstification comme suit :

5.1.1 La croûte calcaire :

La croûte calcaire formée au péciment des affleurements des calcaires Eocènes, témoigne une dissolution de ces derniers par les précipitations chargées en CO_2 .

Ce principe de dissolution peut se produire dans les profondeurs par les pluies chargées en CO_2 permettant l'élargissement des fissures et la formation des canalisations et des cavernes souterraines.

5.1.2 Les forages réalisés dans la région

L'ors de la réalisation des forages dans les calcaires Eocène et spécialement au tour de la ville de Chéria, une chute de l'outil de forage a été remarqué de quelques centimètres à quelques mètres et une perte totale et partielle de la boue de forage a été signalé. Ce la a permis de dire qu'il y a une zone de fissuration et de karstification qui peut être importante. La hauteur des vides karstiques rencontrée dans les forages varie de 1 jusqu'à 10 mètre. Ils sont rencontrés dans plusieurs niveaux voir tableau N°10.

Tab N° 10 : Caractéristiques des forages captant les calcaires Eocènes d'après Gaud. DHW-
Tébessa 1978 et Baali.F 2007

N° Forage	Date Exploit	Profondeur Totale (m)	Profondeur du toit (m)	Epaisseur de calcaire traversé (m)	Débit L/s	Etat actuel	Profondeur des zones fissurées	Profond Des zones karstifiées (m)
508	1959	51.0	0	51	16	A sec	19.7 – 23	19,7 – 23
509	1959	14.8	2.9	11.9	sec	-	2.9 à 3.6 12 – 13	3,6 à 4,9 12 – 13
510	1959	29.15	0	29.15	13.6	A sec	3 – 5 9-10, 15-18 20-20,5	3 – 5 9-10, 15-18 20 – 20,5
511	1959	34	2.6	31.4	15	A sec	2,6 – 17,2 26,5 – 29,2	2,6 – 17,6 26,5-29,2
512	1959	30.6	0	30.6	44.5 (110)	A sec	10,3 – 11,6 19,7 – 23,30	10,3-11,6 19,7 – 23,30
513	1961	30.0	0	30.0	0.1 (0.3)	A sec	0 – 6 9 – 18,5	
514	1961	31.95	0	31.95	2.4	A sec	2 – 8 11 - 20	/
515		12	3.5	8.5	0.2	A sec	3,5 - 12	3,5 – 12
516	1964	20,0	1,10	18,9	109.7	A sec	3 – 5,1 6,5 – 8 9 – 19,0	3 – 5,1 6,5 – 8 9 – 19,0
517	1964	20,0	1,10	18,9	111.1	A sec	5,1 – 19	5,1 – 19
518	1967	30,2	3,0	27,2	128	A sec	4,3 – 6 9,5 – 12,3 17 – 18,7 21,7 – 23,2	4,3 – 6 9,5 – 12,3
534	1976	100	0	100	70.3	A sec	44 – 100	44 – 45
Jk8	1989	100	11	89	08.14	En arrêt	27- 100	15 – 27

5.1.3 Les effondrements de Chéria :

Le premier événement d’effondrement est survenue, en 2001 le lieu dit Draa Douamis, a connu l’apparition de deux grands affaissements, à quelques kilomètres au Nord de la ville de Chéria, Cet effondrement n’a fait aucun dommage sauf un cratère de 50 m de diamètre et une dépression de quelque mètres. (Fig. 53).



Fig. 53 : photographies de l’affaissement de Draa Douamis.

Le deuxième événement est l'effondrement au centre du village de Chéria qui a rendu les habitants plus conscients du danger auquel ils sont tout le temps exposés. Il a été constaté au quartier, nommé « HARKAT BOUZIANE », au point de coordonnées $X= 956.65$, $Y= 231.70$ et à une altitude $Z = 1090$ m (Feuille n°234 de Chéria à Echelle 1/50 000), un effondrement du terrain de forme cylindrique d'un rejet d'environ de 2 m et un diamètre d'environ 40 m (fig. n°54, 55,56 et 57). Cet effondrement du sol sur un volume du vide d'environ 2500 m^3 a provoqué de sérieux dégâts : destruction avancée et fissuration importante des maisons situées à l'intérieur et au voisinage du cratère résultant. Les fissures sur les immeubles et sur la chaussée sont de toutes directions. Sur la limite sud de la rupture, l'épaisseur du toit atteint 1.5 m.

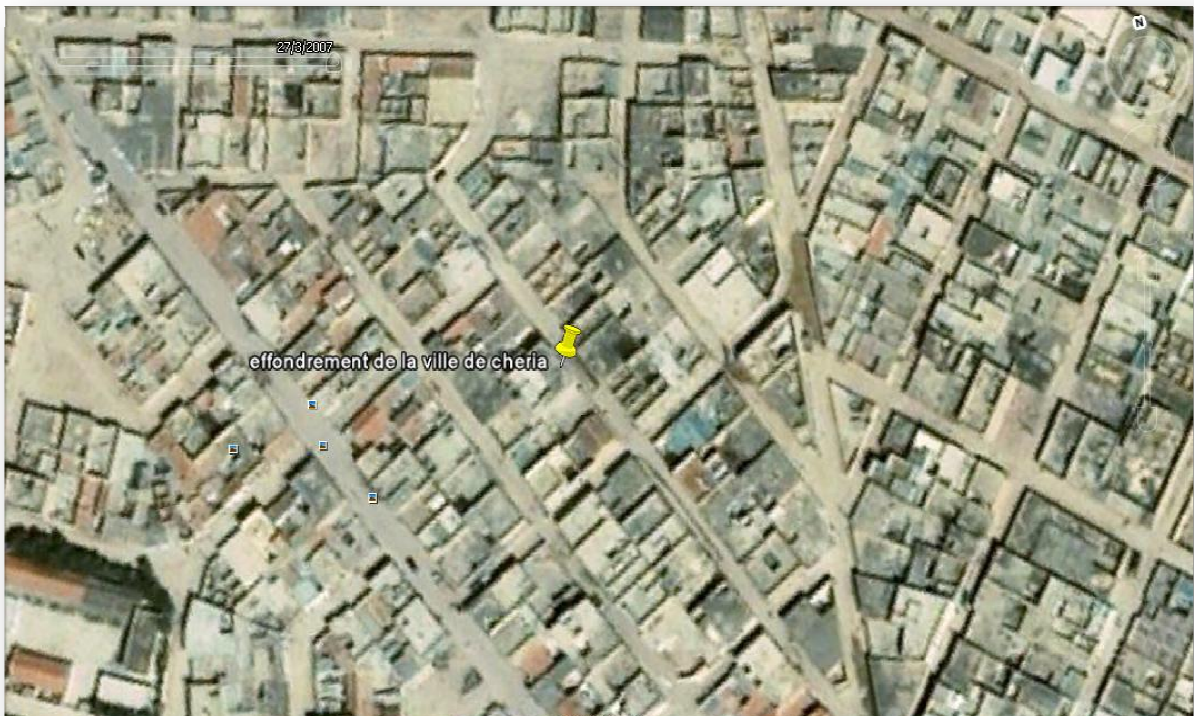


Fig. 54 : Positionnement de l'affaissement de Chéria.

Ce toit est constitué d'une couche d'argile sableuse repose sur une couche de croute calcaire et marno-calcaire e altérée.

5.1.3.1 Les causes possibles des effondrements karstiques :

Selon cette constatation sur site et sur la base des informations de reconnaissance géologique et hydrogéologique de la région déjà acquises, nous pouvons dire que cet effondrement pourrait être dû à la conjugaison de plusieurs facteurs de deux ordres :


- ❖ Conditions géologiques et hydrogéologiques de la région ;
- ❖ Plan d'aménagement urbain de la ville de Chéria.

a) Conditions géologiques et hydrogéologiques de la région :

Les sites d'effondrement se localisent au cœur du synclinal de Chéria où les calcaires fissurés et karstiques d'âge Eocène sont en sub-surfaces. Ces calcaires sont recouverts par une mince couche de remplissage alluvionnaire perméable. Les forages et les puits implantés dans les environs de cette localité ont pu confirmer que ces calcaires très fissurés constituent un système aquifère karstique de grand potentiel hydraulique (Forage J8-9 bis, Forage JK-8, Forages n°1 et 2 pépinière). Les pertes totales et chutes d'outils de plus de 50 m, dans les opérations de fonçage des trous de tous les forages, ont été constatées dans plusieurs niveaux. Elles indiquent la présence des grandes cavités souterraines parmi lesquelles quelques unes qui restent saturées en eau.

L'alimentation de ce réservoir se fait uniquement par l'infiltration efficace à travers le recouvrement Mio-Plio-Quaternaire. Les circulations des eaux souterraines sont caractérisées par une convergence des écoulements vers le centre de la plaine (Ville de Chéria située entre Koudiat El Kraa à l'est et Koudiat El Machouar à l'ouest) correspondant à l'axe du synclinal qui draine cette nappe du nord vers le sud.

En conséquence, les facteurs possibles de cet effondrement sont:

 **Développement du karst par action de corrosion :** L'action de l'eau chargée de gaz carbonique entraîne, selon la réaction chimique de transformation du carbonate de calcium en bicarbonate de calcium par l'acide carbonique, la corrosion des roches calcaires surtout le long de l'axe de drainage. Les fissures attaquées par la corrosion s'élargissent et évoluent en cavités souterraines. Elles constituent de véritables réseaux hydrographiques souterrains avec chenaux et galeries souterraines.

Ce phénomène est connu dans toutes les roches calcaires riches en carbonate de calcium. La teneur en gaz carbonique dans l'air confiné des galeries souterraines augmente et peut atteindre 1 pour 1000 et même 1 pour 100 et titrer jusqu'à 500 mg de CaCO_3 par litre. Dans ces conditions, le pouvoir dissolvant de l'eau en mouvement, sera multiplié pour une dissolution plus active du carbonate de calcium.

✚ ***Le rabattement de la nappe par intensification des pompages :*** L'abaissement du stock souterrain en eau par intensification des pompages prolongés, surtout en amont et selon l'axe de drainage, a provoqué par action de la compressibilité de l'eau au niveau des cavités saturées une baisse de pression et le liquide contenu dans les vides se dilate par une détente élastique fournissant une certaine quantité. Alors, la pression hydrostatique dans le terrain diminue et les assises superposées pèsent sur la trame solide du matériau aquifère, diminuant le volume des vides des cavités, expulsant un surcroît d'eau. D'où cet effondrement de sol qui a été ainsi observé précédemment en amont dans les Douamis de Hadjra Oum Nab avec un rejet plus important.

✚ ***Diminution des apports de réalimentation :*** La déviation et l'évacuation des eaux de ruissellement par la mise en place de la digue de protection de la ville de Chéria contre les inondations a certainement diminué la réalimentation de cette nappe karstique laquelle a entraîné un bilan hydrique de déstockage et les cavités deviennent partiellement saturées même complètement dénoyées en sub-surface. Alors le phénomène d'influence des charges des assises superposées sur la trame solide du matériau aquifère reste en permanence et des effondrements peuvent de temps en temps apparaître dans les endroits de capacité portante faible,

b) Plan d'aménagement urbain de la ville de Chéria :

Le site d'effondrement se situe dans un quartier qui s'est implanté dans des conditions urbaines défavorables avec une extension anarchique de la ville vers l'amont. L'absence d'un plan urbain qui prend en considération les spécificités géologiques et hydrogéologiques a certainement accéléré ce phénomène. On note ainsi les rôles probablement aggravants:

➤ le passage de la route de Chéria-Dalaa, à trafic important de poids lourd, à l'intérieur de ce quartier et juste tout près de l'endroit de l'effondrement,

- la présence des ateliers à utilisation de machines vibrantes (de menuiserie, de mécanique, etc...) à l'intérieur de ce quartier,
- l'absence d'aménagement globale du quartier ; non réhabilitation du réseau d'assainissement, manque de revêtement en bitume des ruelles etc...,
- la présence d'une décharge des ordures dans une maison carcasse avoisinante, car les fermentations dégagent du gaz carbonique et augmentent le pH de l'eau par production d'acide humique. Les putréfactions libèrent du CO_2 qui rentre par la loi d'équilibre dans les réactions chimiques de transformation du carbonate de calcium en bicarbonate de calcium.



Fig. 55 : Effondrement dans la ville de Chéria et les dommages induits.



Fig. 56 : Photo montrant la proximité à la surface de la voute de la cavité effondrée.



Fig. 57: Décharge des ordures au dessus de la zone effondrée.

6. Conclusion :

En conclusion de cet aperçu sur le karst, il convient de mentionner l'extrême prudence à avoir lors de l'élaboration d'une classification géotechnique du karst pour notre zone d'étude (80% du plateau de Chéria est recouvert par le Quaternaire).

L'étude de la fissuration et la karstification a permis de localiser la fissuration dans les cents premiers mètres et la karstification dans les cinquantes premiers mètres dans la partie centrale de la région et en allant jusqu'à l'exutoire.

Les sites d'effondrement se localise au cœur du synclinal de Chéria où les calcaires fissurés et karstiques d'âge Eocène sont en sub-surfaces. La circulation des eaux souterraine est caractérisée par une convergence d'écoulement vers le centre du plateau puis vers l'exutoire selon un axe N-S qui correspond à l'axe des effondrements du plateau de Chéria.

Chapitre VI : *Méthodes
d'exploration*

Introduction :

La maîtrise des aléas géotechniques constitue un enjeu des plus importants. L'objectif à poursuivre consiste bien entendu à minimiser non seulement les coûts de construction mais également ceux liés à l'entretien et à la maintenance du patrimoine du domaine génie civil. Par ailleurs, la notion de sécurité revêt à présent une importance qui à la première place en toute pour les acteurs du domaine.

Le présent volet s'inscrit dans la problématique « détection des cavités souterraines ». En particulier, la détection de cavités au long de grandes infrastructures linéaires et terrains vierges réclame la définition de méthodologies adaptées.

La mise en place de techniques de reconnaissance efficaces repose sur la mobilisation de compétences très variées. Des études géologiques préliminaires permettent de délimiter l'aléa cavités naturelles ou anthropiques, des études historiques et l'analyse des archives précèdent les études géophysiques. Les conclusions de la phase reconnaissances non-destructives doivent être validées par sondage.

La méthodologie générale pour la recherche de cavités :

La méthodologie de recherche de cavités proposée est présentée sur la fig. 58. Elle comporte deux aspects principaux :

- un travail d'inventaire,
- un ensemble de méthodes de détection et de mesures.

Le respect et la réalisation de l'ensemble de ces étapes sont les garants de la qualité des travaux de recherche de cavités souterraines naturelles ou anthropiques. Si le risque existe, les décisions concernant la stabilité des surfaces sous-cavées doivent s'orienter vers l'une des solutions suivantes :

- un traitement (comblement ou confortement des cavités),
- une surveillance de la zone à risques,
- ou un éloignement.

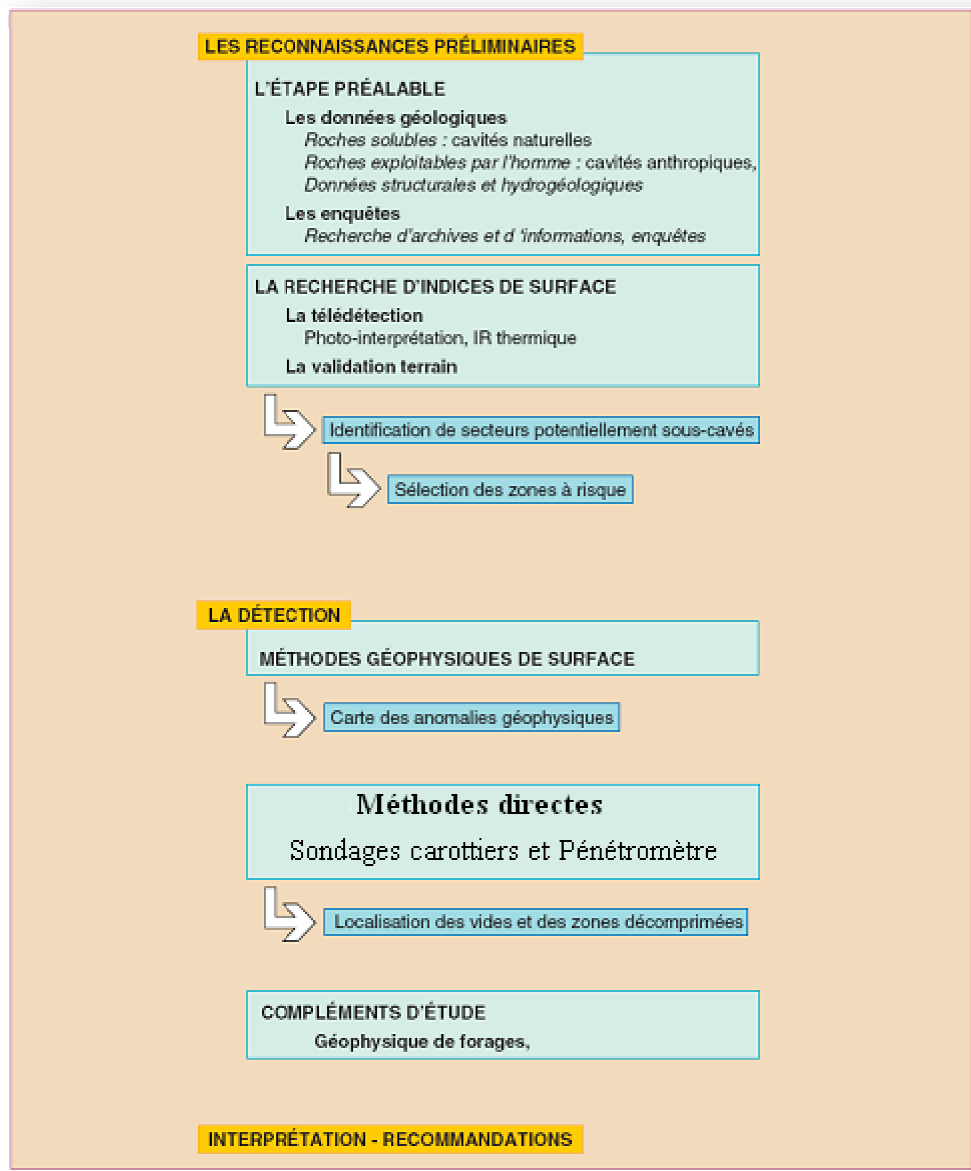


Fig. 58 : Démarche adoptée pour la gestion de l'aléa cavité (d'après Mudet, 1997).

1. Études préliminaires :

↳ Études géologiques

La recherche des cavités souterraines naturelles ou anthropiques commence par la consultation d'une carte géologique et d'une carte topographique. Elle doit permettre de déterminer la nature du terrain et les éventuelles conditions propices à l'apparition de cavités. Les cavités naturelles ou karsts se rencontrent dans un sol soluble comme le calcaire (milieu carbonaté) et le gypse (milieu sulfaté). L'étude géologique consiste à recueillir les informations concernant la structure interne du terrain et à analyser l'ensemble des indices pour définir les zones de faiblesse : fractures, zones de décompression et, si possible, zones sous cavées.

☞ **Recherche d'indices**

La recherche d'indices comporte la consultation d'archives et des enquêtes de voisinage. La recherche d'indices de présence des cavités souterraines est basée sur les moyens mis en œuvre, le type de cavités recherchées et les dimensions de la zone d'étude, des techniques de télédétection compléteront cette étape. Un contrôle visuel *in situ* vient clore la recherche d'indices. Les études préliminaires réalisées mènent à une première définition de l'aléa cavité et à un premier zonage.

2. GENERALITES SUR LES METHODES GEOPHYSIQUES :

2.1 Profondeur d'investigation et profondeur de détection

La profondeur d'investigation d'une méthode géophysique est la profondeur pour laquelle la mesure du champ physique est exploitable. C'est une grandeur théorique qui dépend de la nature du champ et des propriétés du sol.

La profondeur de détection est la profondeur pour laquelle un objet (cavité) de dimensions finies dans un sol produit un champ mesurable en surface. Ce champ dépend du *contraste entre les grandeurs physiques de la cavité et celles de l'encaissant*. En outre, selon les méthodes, ce champ dépend directement *soit du volume de la cavité, soit de sa surface d'interaction* (Fig. 59).

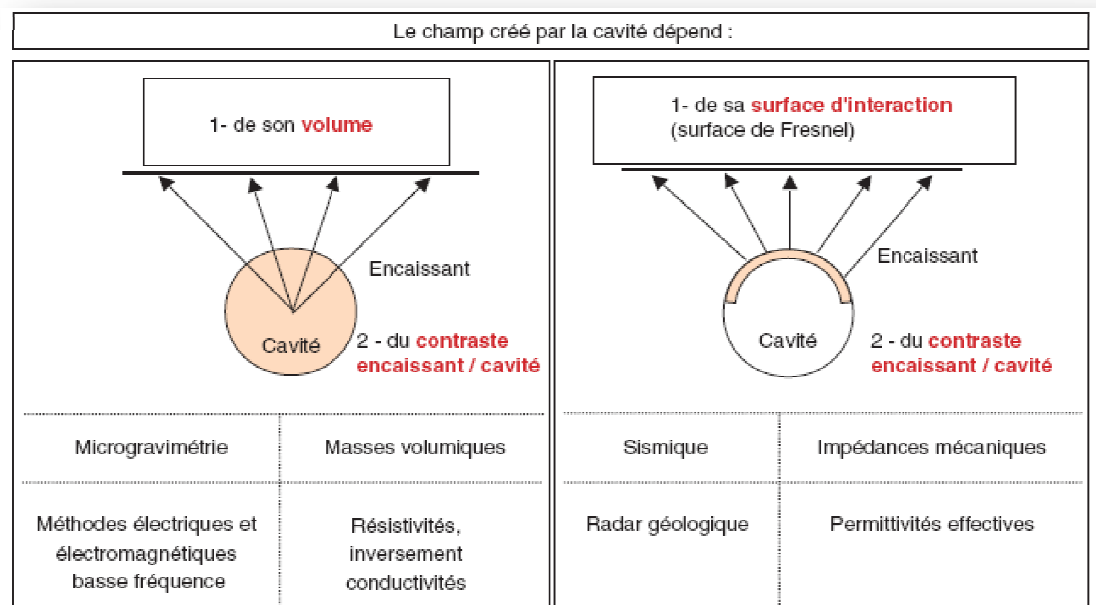


Fig. 59 : Dépendance géométrique du champ créé par une cavité selon différentes méthodes géophysiques.

3. LES METHODES GEOPHYSIQUES :

3.1 Télédétection - Interprétation de clichés aériens, photo satellitaire et thermographie infrarouge :

La télédétection se rapporte à toute technique (dont la photographie) permettant la capture d'informations à distance, sans contact avec l'objet observé. Elle est basée sur l'analyse des informations portées par les rayonnements électromagnétiques issus de la surface de la Terre. Elle permet non seulement d'acquérir une vision de l'état du paysage, de sa morphologie et de son évolution, mais également de saisir et comprendre les relations entre la roche, le sol, la végétation et l'activité anthropique. Il s'agit d'une technique indirecte de prospection, qui doit s'insérer entre la phase d'enquêtes et celle des investigations de terrain (géophysique, sondages, etc.).

3.1.1 Photos aériens et satellitaire :

3.1.1.1 Les indices de désordres à rechercher

Les indices recherchés sont de quatre catégories : géomorphologiques, anthropiques, géologiques, et hydrogéologiques.

➤ **Les indices géomorphologiques**

En photo-interprétation il est possible de distinguer différents types de désordres de surface tels que les fontis (entonnoirs plus ou moins comblés), les affaissements ou les effondrements.

➤ **Les indices géologiques**

Les indices structuraux (réseau de discontinuités) ont également une grande importance. Ainsi les réseaux *karstiques* sont reconnaissables par les alignements qu'ils peuvent présenter en surface : dolines, gouffres, avens. **Les intersections de fractures**, propices au développement de chambres, sont aussi à rechercher. Enfin, la *végétation* donne parfois des indications car les dolines sont souvent colonisées par une végétation hydrophyle.

Les effondrements anciens sont identifiables aux *structures circulaires*, décamétriques à hectométriques, plus ou moins profondes, parfois remplies d'eau et à fond généralement plat. Ils sont toujours situés à proximité d'un axe anticlinal et de discontinuités rayonnantes. Les *effondrements potentiels* sont donc à rechercher en contexte tectonique fort, dans les flancs des structures anticlinales affectant des niveaux de calcaire. La présence d'une nappe aquifère importante drainée par des fractures est un facteur aggravant.

➤ **Les indices hydrogéologiques**

Les *chenaux d'écoulement* préférentiel et *axes de drainage* de subsurface doivent être systématiquement recherchés et analysés en détail.

Les *axes hydrographiques centripètes* (chevelus convergents vers un point bas) doivent être recherchés comme indices de dépression.

Les *zones humides*, souvent soulignées par la végétation, doivent être aussi systématiquement recherchées car elles sont susceptibles de correspondre à des points d'infiltration, à des puits ou à d'anciens fontis remblayés avec rétention d'eau sur bouchon étanche.

Les zones masquées par l'urbanisation, par des espaces boisés ou par des cultures en plein développement végétatif ne livrent pas d'indice.

Par ailleurs la photo-interprétation, bien que donnant parfois des indications sur la direction des galeries, ne permet pas de recueillir d'éléments sur la géométrie des vides. Cette méthode ne peut donc être utilisée seule et doit être confirmée sur le terrain puis complétée par d'autres méthodes d'investigation (géophysique, sondages, etc.).

❖ **Exemples de photographie satellitaire :**

Les indices géomorphologiques repérés sur la photographie suivante sont reliés à des phénomènes d'affaissement des cavités souterraines.



Fig. 60 : Grandes failles et affaissements sur une photo satellitaire au NE du plateau de Chéria.

❖ Exemples de photographie aérienne:**Fig. 61** : Champ de dolines sur le versant SE de Dj. Guerigueur.0 400
m**3.1.2 La radiométrie infrarouge thermique :****3.1.2.1 Résultats attendus : détection de cavités souterraines par radiométrie infrarouge thermique**

Les résultats d'une mesure sont la représentation de la température apparente de surface du sol et ses variations temporelles sous forme d'une carte de couleur en fonction des coordonnées géographiques.

Dans le cadre de la détection de cavités souterraines, la radiométrie infrarouge thermique a montré son efficacité pour la localisation indirecte des cavités ou de zones effondrées, voire remblayées. Les anomalies thermiques sont froides à l'été en fin de journée et chaudes en fin de nuit. Pour les points invisibles, en été, en fin de journée, une anomalie en forme de cible, à cœur froid et auréole chaude, peut constituer un indice de présence. Le cœur froid paraît correspondre au transfert de chaleur issu du drain à travers le remblai et l'auréole chaude au remblai étalé en surface autour du drain. En hiver, l'anomalie est inversée.

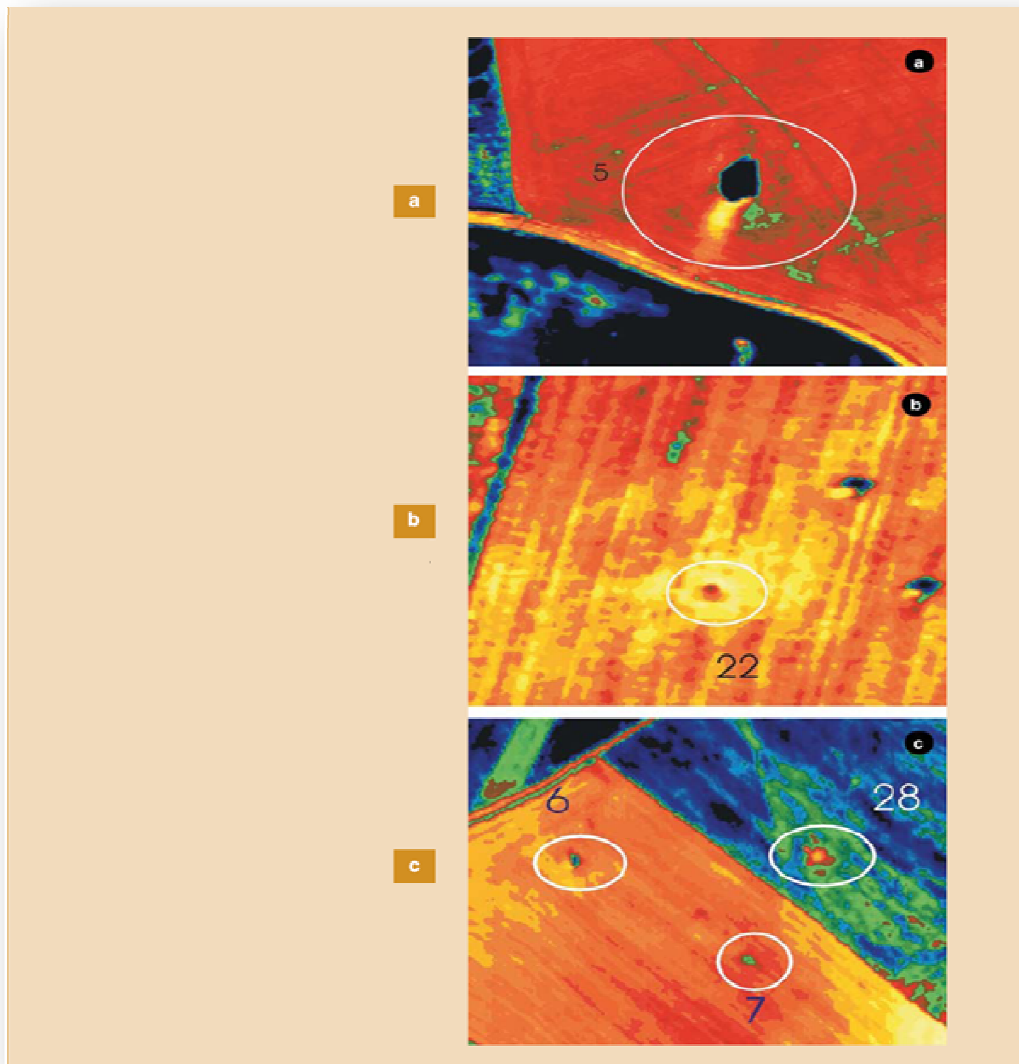


Fig. 62 : Exemples d'anomalies thermiques correspondant

3.2 La microgravimétrie :

La gravimétrie est l'étude des variations du champ de pesanteur \vec{g} à la surface de la Terre, provoquées par la variation de masse du sous-sol ausculté (Fig. 63). La valeur du champ de pesanteur en un point de la surface terrestre est définie par rapport à un ellipsoïde de référence en fonction de la latitude du point de mesure.

La gravimétrie est toujours d'actualité, l'amélioration de la précision de mesure des appareils a permis l'étude de structures de dimensions plus réduites et plus superficielles (de 0 à 50 m de profondeur), telles que les cavités souterraines rencontrées en génie civil, et dont le défaut de masse engendre des anomalies de l'ordre de quelques dizaines de μgal ($1 \mu\text{gal} = 10^{-8} \text{ m.s}^{-2}$) : c'est la microgravimétrie.

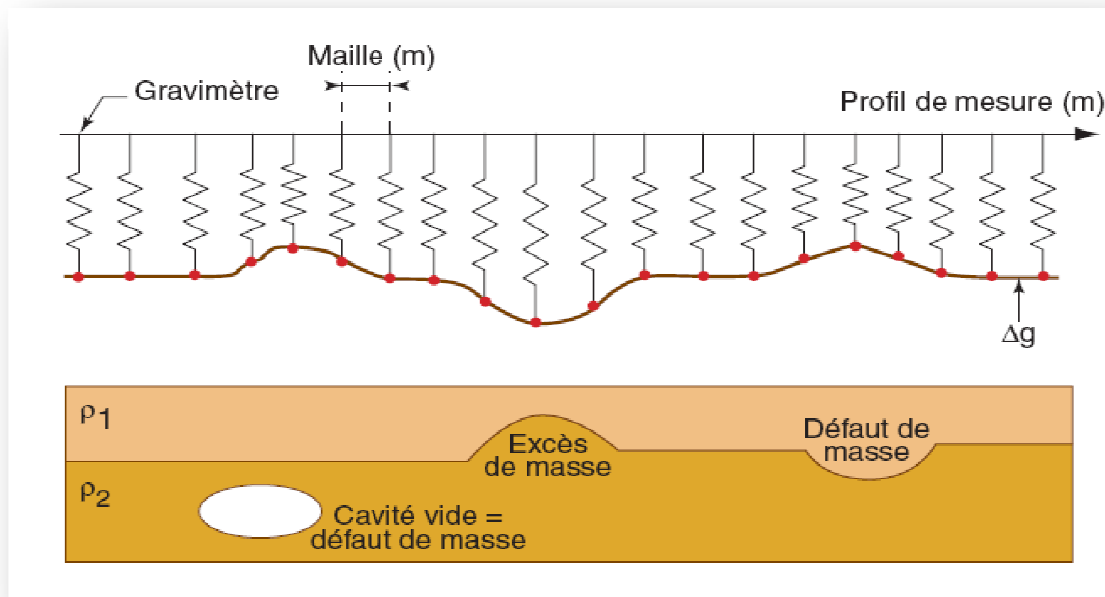


Fig. 63 : Principe de la gravimétrie : la variation de masse volumique du sous-sol engendre une variation du champ de pesanteur \vec{g} .

3.3 Les méthodes sismiques :

Les méthodes de reconnaissance sismique en surface sont basées sur l'étude de la propagation des ondes mécaniques dans le sol. Ces ondes sont provoquées en un point source par un choc (ou ébranlement) entre tenu ou non. Lorsqu'elles rencontrent un contraste d'impédance mécanique, elles se réfléchissent partiellement vers un point récepteur où leurs caractéristiques sont mesurées et analysées pour étudier les propriétés du sous-sol (Fig. 64).

Pour la détection de cavités souterraines, deux méthodes sismiques sont présentées:

- la sismique réflexion haute résolution (SHR) est la méthode sismique la plus indiquée pour la détection de cavités,
- la sismique réfraction peut parfois aider à la localisation de cavités en milieu tabulaire où le contraste des vitesses entre couches croît en fonction de la profondeur.

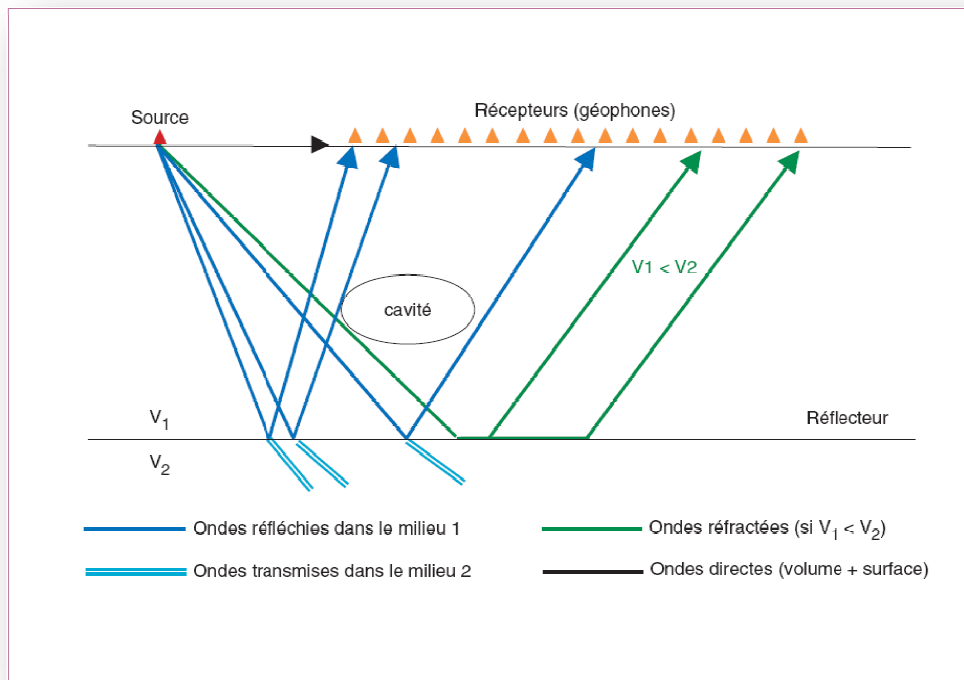


Fig. 64 : Principe des méthodes sismiques.

3.3.1 La sismique réflexion haute résolution

La sismique réflexion haute résolution (SHR) est l'étude de la propagation des ondes de volume (ondes P et ondes S) générées par une source sismique artificielle et de leurs interactions (essentiellement la réflexion, et dans une moindre mesure les phénomènes de diffraction) avec les hétérogénéités rencontrées dans le sous-sol (Fig. 65). Le domaine fréquentiel concerné en génie civil est de l'ordre de la dizaine d'hertz à quelques centaines d'hertz.

Le cas le plus souvent rapporté est la détection de cavités en milieu tabulaire (fig.66) (Piwakowski et *al.*, 1997 ; Piwakowski, 1998, 2003) et (Grandjean, 2002). En effet, dans un milieu multicouches sans cavité, le sismogramme idéal présentera un signal dont les amplitudes maximales correspondent aux interfaces entre couches géologiques.

Si une carrière est présente dans une couche, elle a en général été exploitée depuis la base de ce milieu jusqu'à un peu moins de sa hauteur. Le signal correspondant à l'interface de cette couche avec le milieu inférieur (horizon réflecteur) présente alors un effet de masquage (Leonard, 2000). Ce phénomène est d'autant plus marqué que la taille de la cavité est grande

par rapport à la longueur d'onde dominante dans le sol et que le réflecteur est proche de la base de la cavité. C'est là le principal critère de détection de cavités souterraines par méthodes sismiques haute résolution.

Par ailleurs, pour les carrières exploitées en chambres et en piliers dont les dimensions sont plus petites que la longueur d'onde dominante, des phénomènes de diffraction multiple (Grandjean *et al.*, 2002) peuvent apparaître sur les données enregistrées. Enfin, si les ondes sismiques se réfléchissent sur le toit de la cavité, la pratique montre que le signal correspondant à cette interaction est souvent trop faible pour être distingué du bruit des mesures. En revanche, le signal correspondant à l'interface de ce milieu avec le milieu supérieur peut aussi présenter une perturbation (atténuation des amplitudes, retards dans les temps d'arrivée).

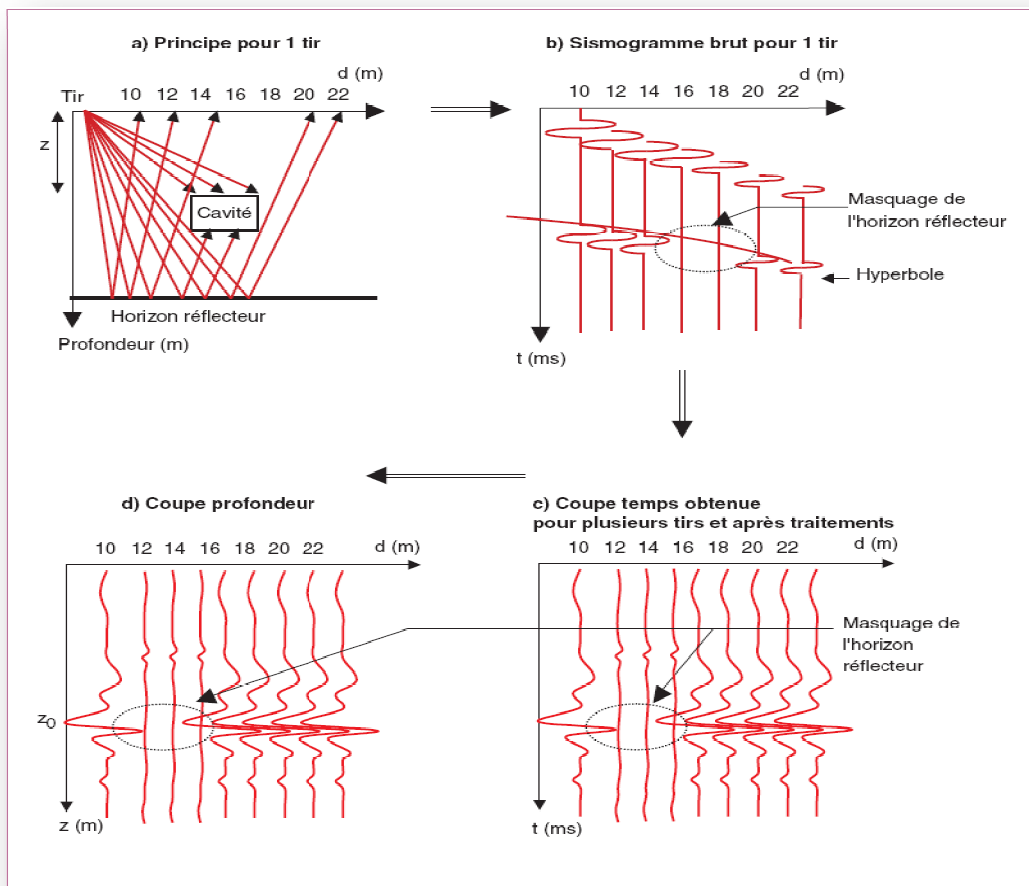


Fig. 65 : Principe de la sismique réflexion haute résolution.

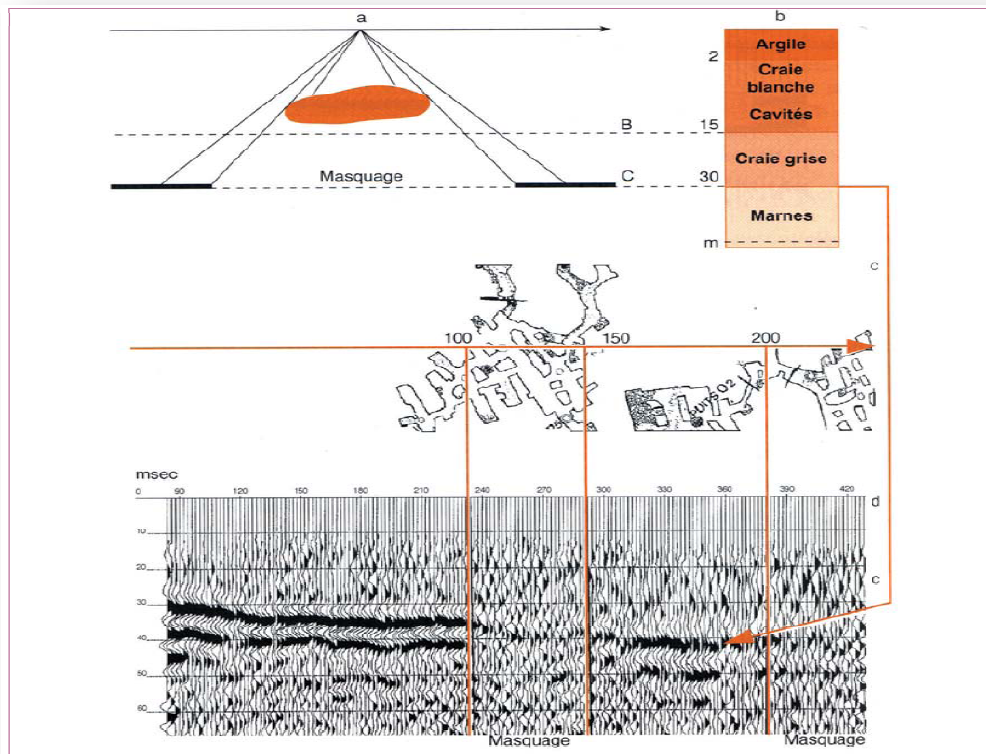


Fig. 66 : Imagerie sismique

- a. Représentation qualitative de l'effet de masquage.
- b. Coupe géologique du terrain ausculté.
- c. Plan de carrières souterraines (Inspection des carrières souterraines de Douai).
- d. Sismogramme réalisé au-dessus des carrières (Piwakowski B. et *al.*, 1998).

3.3.2 La sismique réfraction

La sismique réfraction est l'étude de la propagation des ondes sismiques réfractées dans le sol. Selon la figure 67, dans un milieu multicouche où le contraste des vitesses croît en fonction de la profondeur ($V_2 > V_1$), il existe un angle critique θ_c au-delà duquel les ondes sont réfractées : leur trajet suit l'interface entre couches et les ondes sont partiellement émises vers la surface suivant le même angle critique. Cette méthode s'applique dans des milieux tabulaires, où le contraste des vitesses croît en fonction de la profondeur. Elle est plus particulièrement utilisée pour :

- 1 - la caractérisation de l'état physique des diverses zones du massif rocheux,
- 2 - la recherche et le suivi de l'évolution de la position du substratum sous une couverture meuble.

Les résultats se présentent sous la forme d'une dromochronique (Fig. 67) qui est la représentation du temps de trajet des ondes en fonction de la distance entre la source et les géophones. Les domochroniques sont établies à partir du pointé des temps de trajet des premières arrivées sur le sismogramme brut. Le pointé des temps de trajet s'effectue à la base du signal (sinusoïde). La qualité de la mesure en sismique réfraction repose en grande partie sur l'attention portée au pointé. Les droites associées au pointé permettent de déterminer les vitesses des ondes sismiques. Les épaisseurs au droit des géophones sont déterminées et le résultat attendu est une représentation des horizons réfracteurs en fonction de la profondeur et de la position en surface.

Enfin, la présence d'une cavité sera révélée par des retards dans les temps d'arrivée (surdélais) correspondant aux horizons réfracteurs. Le retard engendré par la présence de cavité doit être significatif devant l'erreur de mesure sur les temps de trajet, c'est-à-dire supérieure à environ 3 % du temps total d'enregistrement.

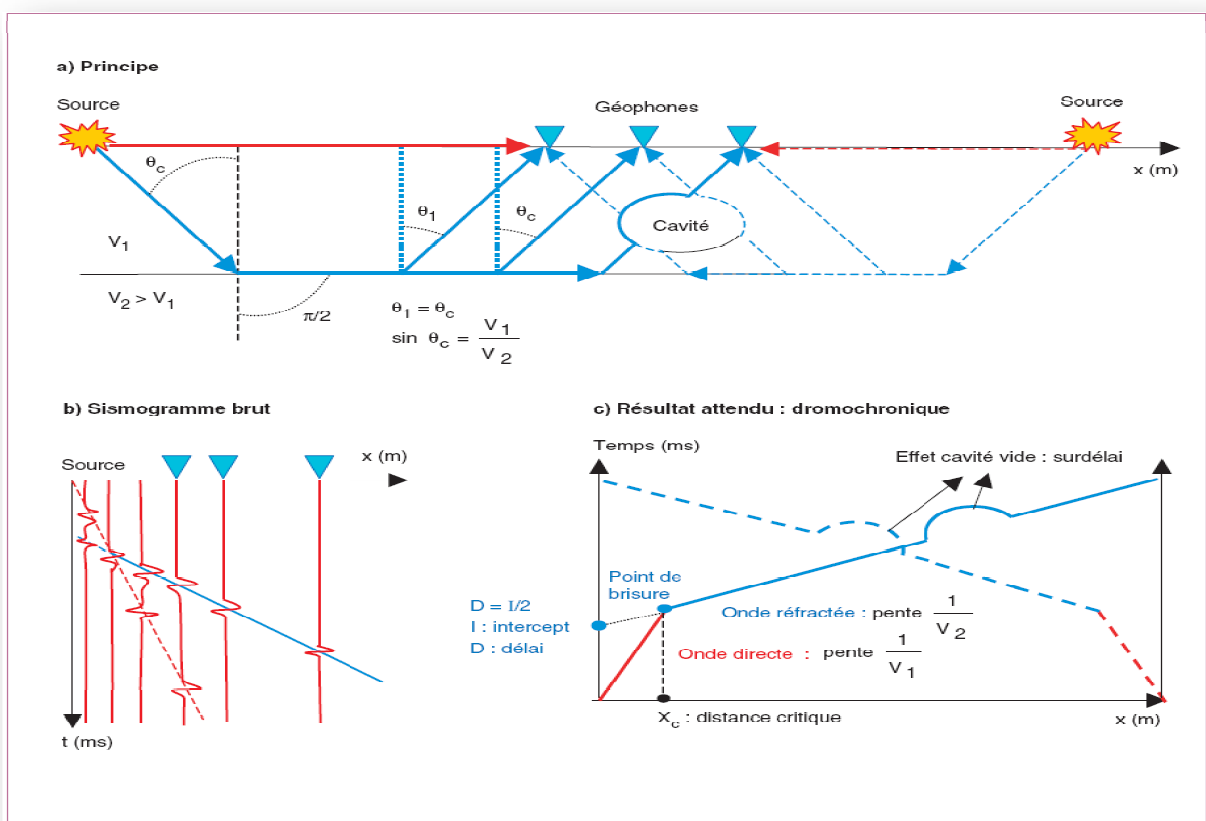


Fig. 67 : DROMOCHRONIQUE.

3.4 Les méthodes électromagnétiques :

3.4.1 Le Radar géologique :

Les méthodes de reconnaissance radar en géophysique sont basées sur l'étude de la propagation des ondes électromagnétiques dans le sol dans un domaine de fréquences variant de quelques dizaines de MHz à quelques GHz. Ces ondes sont émises sous forme d'impulsions temporelles de très courte durée, en un point de la surface par une antenne émettrice. Lorsque les ondes rencontrent un contraste diélectrique, elles se réfléchissent partiellement vers la surface (lois de Snell-Descartes) où leurs caractéristiques sont mesurées par une antenne et sont analysées pour en déduire les propriétés du sous-sol (Fig. 68).

L'onde est dite plane si tous les points d'un plan perpendiculaire à la direction de propagation sont soumis à des champs égaux en amplitude et en phase. Le champ électrique \vec{E} et le champ magnétique \vec{H} sont, dans le plan d'onde, perpendiculaires à la direction de propagation. Généralement, l'orientation du champ électrique est perpendiculaire au plan d'incidence. Les mesures peuvent cependant se faire selon les deux polarisations suivant l'application et les traitements envisagés.

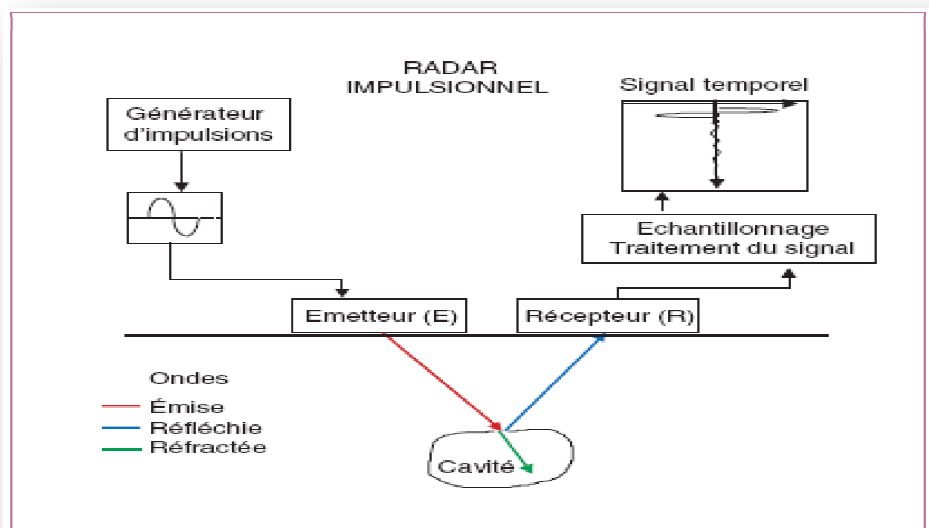


Fig.68 : Principe de la méthode radar.

La propagation des ondes électromagnétiques dans les milieux matériels est régie par les équations de Maxwell. Les caractéristiques de la propagation des ondes

électromagnétiques peuvent être consultées par exemple dans les ouvrages suivants : (Chew, 1990), (Daniels *et al.*, 1988), (Daniels, 1996) et (Davis et Annan, 1989).

Les ondes électromagnétiques sont fortement dépendantes du milieu dans lequel elles se propagent. Leurs caractéristiques varient suivant les propriétés diélectriques et spatiales des hétérogénéités rencontrées dans le sol (Hollender, 1999). En génie civil, les sols rencontrés ont des propriétés très différentes suivant leur nature. Les propriétés physiques de ces matériaux peuvent être abordées (Guegen et Palciauskas, 1992). Les caractéristiques de la propagation électromagnétique dans les matériaux du génie civil font par ailleurs toujours l'objet de recherches : certaines d'entre elles sont abordées dans (Tillard, 1991), (Thuéry, 1989), (Robert, 1995) et (Xiong et Tripp, 1997).

Le premier résultat attendu s'appelle un *radargramme brut* (ou *coupe temps*) (Fig. 69). Il est similaire aux représentations obtenues en sismique : l'amplitude de chaque signal, graduée en niveau de couleur, est donnée en fonction du temps de propagation (ns) et les signaux sont juxtaposés en fonction de la position en surface.

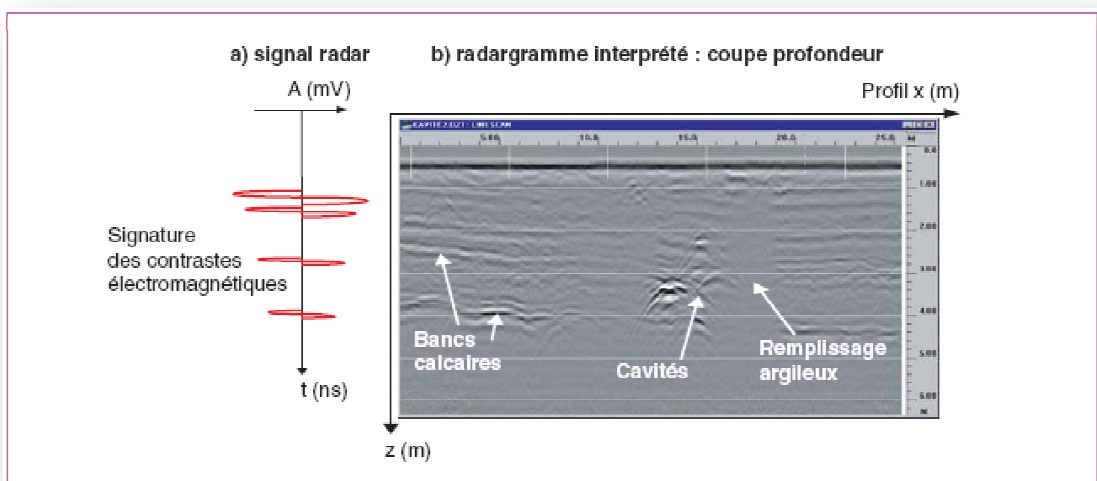


Fig. 69 : a. Signal radar. b. Exemple de radargramme interprété, réalisé à une fréquence centrale $f_c = 200$ MHz (Document LRPC de Saint-Brieuc).

Le deuxième résultat attendu est le *radargramme interprété* (ou *coupe profondeur*) : la connaissance des vitesses dans le milieu permet de représenter les signaux en fonction de la profondeur (m).

3.5. Prospection géophysique par tomographie électrique

3.5.1 Paramètre géophysique mesuré : la résistivité électrique

3.5.1.1 Définition

La résistance électrique R est définie par la loi d'Ohm en mesurant la différence de potentiel ΔV induite entre deux points d'un conducteur par la circulation d'un courant électrique d'intensité I entre ces deux points:

$$R = \frac{\Delta V}{I}$$

D'après la loi d'Ohm, la différence de potentiel ΔV induite dans un conducteur est proportionnelle au courant électrique I qui traverse ce conducteur. La résistance R est la constante de proportionnalité entre ces deux paramètres. La résistance R est exprimée en ohm (Ω), l'intensité du courant électrique I en Ampères (A) et la différence de potentiel en ΔV en Volts (V). La résistivité électrique est définie comme étant la mesure de la difficulté qu'a un courant électrique à traverser un milieu conducteur. La résistivité électrique vraie d'un volume cubique d'un matériau conducteur isotrope et homogène mesuré entre deux plaques conductrices et parallèles est donnée par:

$$\rho = \frac{RA}{L}$$

Où ρ est la résistivité électrique du matériau exprimée en ohm-m, A est l'aire de la section transversale des plaques conductrices (m^2) et L est la distance de séparation entre les deux plaques conductrices (m). La résistivité électrique est une propriété intrinsèque du matériau conducteur et elle ne dépend donc pas des dimensions des plaques conductrices et de leur distance de séparation. La réciproque de la résistivité électrique ρ est la conductivité électrique σ et s'exprime en Siemens par mètre (S/m):

$$\rho = \frac{1}{\sigma}$$

De toutes les propriétés physiques des roches et des minéraux, la résistivité électrique est celle qui présente les plus grandes variations.

3.5.2 La méthode de tomographie de résistivité électrique

3.5.2.1 Principe

Les méthodes de tomographie de résistivité électrique consistent à faire circuler un courant électrique dans le sol entre deux électrodes de courant et de mesurer la différence de potentiel induite entre deux autres électrodes, appelées électrodes de potentiel, à proximité des électrodes de courant. Puisque l'intensité du courant est connue et que la différence de potentiel est mesurée, il est alors possible de déterminer quelle est la résistivité apparente du sol étudié. Cette résistivité électrique apparente dépend de la configuration des électrodes de courant et de potentiel. La résistivité électrique apparente ρ_a peut être exprimée en fonction de la différence de potentiel et de l'intensité du courant (Ward, 1990):

$$\rho_a = K \frac{\Delta V}{I}$$

Où K est appelé le facteur géométrique qui dépend de la configuration des électrodes.

$$K = 2\pi \left[\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN} \right]^{-1}$$

La résistivité apparente d'un terrain hétérogène correspond à la résistivité d'un terrain homogène qui, pour une configuration identique des électrodes et un même courant injecté, donnerait la même mesure ΔV . Elle est fonction de la résistivité, de la géométrie des diverses couches et de la disposition des électrodes. Il existe plusieurs dispositifs d'électrodes utilisés en pratique : Wenner-Schlumberger, Wenner, pôle- pôle et dipôle-dipôle sont les plus utilisés. Le choix du meilleur dispositif dépend de la structure à imager (Loke, 1994), du bruit de fond et de la sensibilité de l'appareil de mesure. Les différentes caractéristiques de chaque dispositif sont aussi à prendre en considération : par exemple la sensibilité du dispositif aux changements verticaux et horizontaux, la profondeur effective d'investigation, la couverture horizontale ou encore l'intensité du signal. En modifiant la longueur totale de la configuration utilisée, des informations sur la résistivité électrique à d'autres profondeurs sont obtenues

pour cette même ligne. Plus cette longueur est faible, moins grande est la profondeur de pénétration des lignes de courant dans le milieu et la résistivité électrique mesurée est alors seulement caractéristique des propriétés électriques des couches superficielles. À l'opposé, si cette longueur est grande, les lignes de courant pénètrent plus profondément dans le milieu, la résistivité électrique mesurée est alors représentative des propriétés électriques des couches profondes. Cette dernière mesure est peu affectée par les couches superficielles.

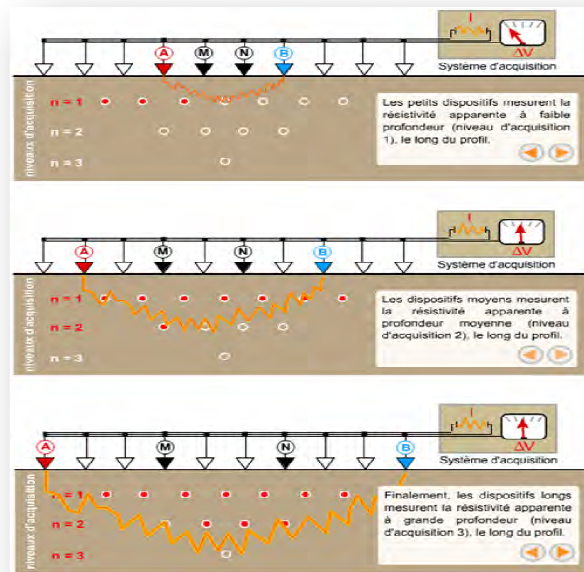


Fig.70 : Principe de la construction d'une pseudo-section de résistivité apparente.

Il faut noter que les résistivités que l'on mesure en prospection sont des moyennes relatives à de grands volumes de terrain en place. Ces moyennes sont d'ailleurs d'autant plus larges que les terrains sont profonds. Celle-ci est obtenue en reportant la valeur de la résistivité apparente mesurée au centre du dispositif et à une profondeur dépendant de l'écartement entre les électrodes. Cette représentation permet de construire une image pour laquelle les valeurs de résistivité et celles des profondeurs ne sont pas réelles.

Les données sont représentées à l'aide d'un graphique d'isolignes de résistivité électrique apparente en fonction de la distance le long de la ligne de levé et de la longueur totale de la configuration. Ce graphique d'isolignes est appelé pseudo-section de résistivité électrique apparente observée. Il s'agit d'une coupe 2D où les valeurs de résistivités électriques apparentes observées sont reportées en abscisse en fonction de la position centrale de la configuration le long de la ligne et en ordonnée en fonction de la profondeur estimée d'investigation de la coupe. Les pseudo-sections conduisent à une représentation en coupe

déformée des propriétés électriques du milieu étudié. Il est par conséquent nécessaire de procéder à l'inversion des pseudo-sections pour obtenir un modèle synthétique de résistivité électrique vraie où les variations latérales et verticales de résistivité électrique vraie du milieu apparaissent.

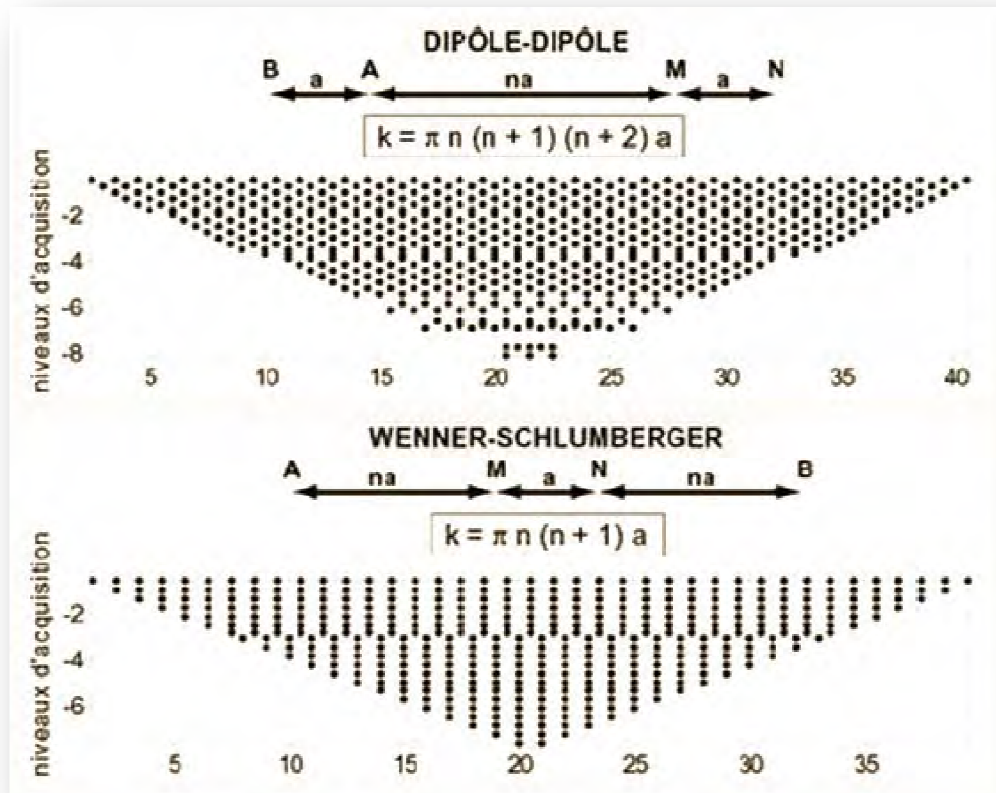


Fig.71 : exemple de pseudo-sections réalisées avec un dispositif dipôle-dipôle et Wenner-Schlumberger (Res2Dinv manuel)

3.5.2.2 Dispositifs et acquisition des données

Une tomographie 2D nécessite un certain nombre d'électrodes placées selon un profil. Un ordinateur portable de type SARIS (Equipment résistivité de type Scintrex), dans lequel est programmée la séquence de mesures.

Chaque électrode possède une adresse numérique unique dans le dispositif, ce qui lui permet d'être identifiée. Il existe un certain nombre de configurations qui présentent chacune des avantages ou des inconvénients par rapport aux autres.

Dans le cadre de cette étude, seuls les dispositifs Wenner-Schlumberger et Dipôle-Dipôle ont été définies pour choisir le dispositif adéquat dans notre cas.

• **Le dispositif Wenner-Schlumberger :**

Ce dispositif est dans une moindre mesure sensible aux variations verticales et horizontales. C'est donc un bon compromis entre le dispositif Wenner (sensible aux structures horizontales) et Schlumberger (sensible aux structures verticales). Ce dispositif a aussi une profondeur de pénétration d'environ 10% supérieure au Wenner. La force du signal est inférieure à ce dernier, mais supérieure au Dipôle-Dipôle. La densité de points est quant à elle supérieure au Wenner et très légèrement inférieure au dispositif Dipôle-Dipôle. De plus, l'arrangement des électrodes en dispositif Wenner-Schlumberger permet, avec un nombre égal d'électrodes, d'effectuer un nombre supérieur de mesures. On obtient donc un modèle plus précis.

• **Le dispositif Dipôle-dipôle :**

Ce dispositif est très sensible aux variations horizontales de la résistivité et donc idéal pour détecter des structures verticales. La profondeur d'investigation dépend fortement des paramètres a et n . Pour des valeurs faibles de n , la profondeur d'investigation est inférieure à un dispositif Wenner, alors que pour des grandes valeurs de n , elle devient supérieure. Mais dans tous les cas, la densité de points, est nettement supérieure à celle d'un dispositif Wenner. Les électrodes de mesure du potentiel (MN) étant situées en dehors des électrodes de courant, la force du signal est très faible. En effet, le voltage est inversement proportionnel au cube du facteur n . Pour utiliser ce dispositif, Il faut donc de bonnes conditions d'acquisition et un résistivimètre très sensible.

3.5.3. Traitement et modélisation des données

3.5.3.1 Introduction

Les valeurs obtenues sur le terrain sont des résistivités qui représentent des valeurs qui intègrent les résistivités d'un certain volume de sous-sol. A partir de ces valeurs, on cherche à retrouver les épaisseurs et résistivités vraies des différents corps en présence.

Pour réaliser ce travail, le logiciel Res2Dinv (Loke, 1997) permet par méthode itérative (Loke et Barker, 1996) de calculer un modèle correspondant aux données du terrain. Toutefois ce modèle n'est pas unique. Il est en effet possible de calculer à partir d'un même jeu de données de résistivités apparentes différents modèles, selon le paramétrage choisi.

3.5.3.2 Concept d'inversion en géophysique :

Lorsque le milieu est homogène, la résistivité électrique apparente est une bonne approximation de la résistivité électrique vraie et elle peut être interprétée directement.

Dans le cas d'un milieu qui n'est pas homogène, tels que ceux que l'on rencontre le plus souvent dans la nature, la pseudo-section ne peut pas être interprétée directement, d'autant plus que celle-ci dépend également de la configuration des électrodes. La pseudo-section peut être produite dans le cas d'un profil en solutionnant la loi d'Ohm et l'équation de Laplace. Ce processus est appelé modélisation directe. Seules des interprétations qualitatives peuvent être effectuées à partir de celle-ci. Pour obtenir une mesure quantitative de la résistivité électrique vraie, il est nécessaire de procéder à une procédure dite d'inversion. Lorsqu'un levé de résistivité électrique est réalisé, le but consiste à obtenir le modèle synthétique de résistivité électrique vraie du milieu étudié à partir de la pseudosection de résistivité électrique apparente observée. Ce processus s'appelle l'inversion puisqu'il s'agit de l'inverse de la modélisation directe.

L'inversion est une méthode itérative automatique qui peut fournir un modèle de la résistivité électrique vraie afin de placer les structures à une profondeur adéquate. Par contre, la solution mathématique de l'inversion n'est pas unique car plusieurs modèles peuvent correspondre à la même pseudo-section. Le modèle qui correspond le mieux à la résistivité électrique apparente mesurée sur le terrain n'est donc pas nécessairement le bon.

Il est nécessaire de bien connaître le milieu étudié pour être en mesure d'optimiser le processus d'inversion en choisissant adéquatement les paramètres d'inversion. La présence de bruit dans le signal ou de valeurs aberrantes peut également influencer les résultats d'une inversion. Dans ce cas, l'inversion présentera une image moins précise de la résistivité électrique vraie. Il est donc essentiel de considérer ces facteurs lors de l'interprétation des résultats. De plus, afin d'optimiser la qualité des résultats obtenues après inversion des données, il faut que celles-ci aient été recueillies avec soin lors de l'investigation sur le terrain.

3.5.3.3 Méthodologie de l'inversion

Afin d'obtenir une image représentant les distributions spatiales de la résistivité réelle (et non plus apparente) en fonction de la profondeur, il est nécessaire d'inverser la pseudo-section. Cette inversion est réalisée suivant un processus itératif qui tente de minimiser l'écart entre la pseudo-section mesurée et une pseudo-section recalculée à partir d'un modèle de résistivité électrique. Ce modèle est modifié à chaque itération jusqu'à ce que les données mesurées et calculées atteignent une corrélation acceptable ou jusqu'à ce qu'aucune nouvelle amélioration ne soit possible. Ce processus d'inversion a été formalisé mathématiquement et implémenté dans le programme de traitement RES2DINV (Loke, 1994 ; Loke and Baker 1996a)

3.5.3.4 Inversion des données dans RES2DINV

RES2DINV est un logiciel qui détermine automatiquement un modèle de résistivités vraies d'après les données de résistivités apparentes lors d'une prospection d'imagerie électrique du sous-sol.

- Le modèle 2-D utilisé par le programme d'inversion est constitué de blocs dont la répartition et la taille sont définies par la distribution des données de la pseudo-section qui elle-même dépend de la configuration des électrodes. La profondeur de la rangée de blocs inférieure correspond approximativement à la profondeur des valeurs mesurées pour l'écartement maximal des électrodes.

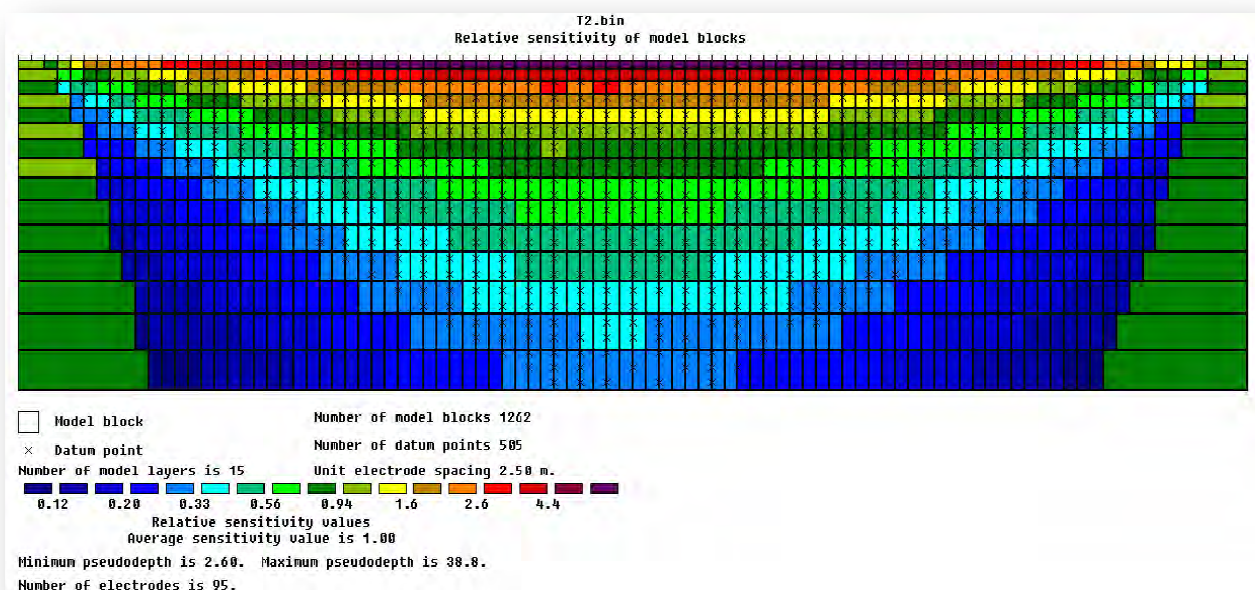


Fig.72 : distribution des blocs utilisés dans la modélisation □ et points de mesure ×

La topographie doit être prise en compte dans l'inversion car son influence n'est pas négligeable. Le programme inverse les données en corrigeant l'effet de la topographie. Pour donner un modèle en résistivités vraies, le logiciel a besoin d'un certain nombre d'itérations.

Généralement, il oscille entre 4 et 6. Ce n'est pas forcément le profil qui a le plus grand nombre d'itérations qui est le plus juste géologiquement. Res2Dinv détermine à partir de la pseudo-section de résistivités apparentes mesurées une pseudo-section de résistivités apparentes "calculées" à partir de laquelle il associe à chaque bloc du modèle une valeur de résistivité vraie.

3.5.3.5 Paramétrages d'inversion utilisés

Il est possible dans le programme d'inversion d'effectuer différents paramètres afin de tenir compte des caractéristiques du terrain ou dans le but de parvenir à un résultat bien précis.

- **Mode "least square inversion"** : la méthode conventionnelle "least-square inversion" tend à minimiser le carré de la différence des valeurs de résistivité apparentes et calculées. Cette méthode s'applique lorsque les données contiennent du bruit aléatoire ou « Gaussien ».
- **Mode "Robust inversion"** : dans ce menu, il est possible de paramétrer la contrainte d'inversion des données "data inversion constraint" et la contrainte d'inversion du modèle "model inversion constraint". Pour chaque option, "Data inversion constraint" et "Model inversion constraint", il est possible de choisir entre deux paramétrages :
 - ✓ **"standard constraint"** : la contrainte "standard least-square constraint" tend à minimiser le carré de la différence entre les résistivités apparentes mesurées et calculées. Cette méthode s'applique lorsque les données contiennent du bruit aléatoire ou « Gaussien », mais l'est moins lorsque le bruit n'est pas aléatoire ou provient d'un matériel défectueux.
 - ✓ **"robust constraint"** : ce paramétrage est moins sensible aux données bruitées mais propose une inversion avec une RMS sensiblement plus élevée. Le "cutoff factor" contrôle le degré de contrainte. Il permet de choisir le pourcentage à partir

duquel les différences entre les valeurs calculées et mesurées sont considérées comme trop importantes, et réduit alors considérablement la différence entre les deux valeurs.

Le programme tend à minimiser la différence absolue dans les valeurs de résistivités. Ce paramètre tend à produire des modèles avec des interfaces bien dessinés entre les zones de résistivités différentes, et à l'intérieur de ces zones les gammes de valeurs de résistivités tendent à être les mêmes. C'est une méthode bien applicable pour délimiter des interfaces entre des unités géologiques, et notamment pour étudier en termes de variations de résistivités la structure interne de terrain.

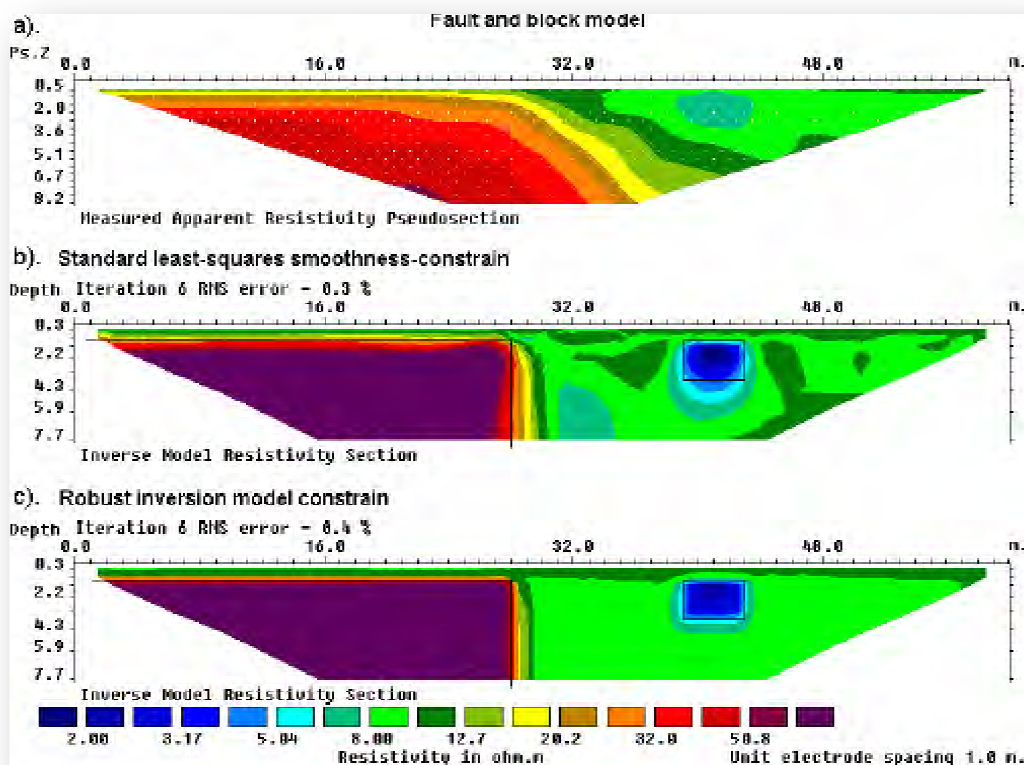


Fig. 73 : Exemple de l'inversion d'une même pseudo-section de résistivités apparentes utilisant les paramétrages "least-square smoothness constrain" et "robust constrain". (a) Pseudo-section de résistivité apparente (Wenner) d'un modèle synthétique avec un bloc (à gauche) de résistivité 100 Ω .m et un petit bloc rectangulaire (2 Ω .m) inclut dans un milieu homogène (10 Ω .m).

Mode "time-lapse" : Le principe de cette méthode consiste à répéter plusieurs fois les mesures sur un même profil. Ensuite, après avoir créé un fichier *.dat comportant les données de chaque pseudo-sections, les données sont inversées ensemble. Le logiciel

Res2Dinv utilise la pseudo-section de référence pour contraindre l'inversion des pseudosections suivantes de manière à en minimiser les variations improbables qui pourraient avoir lieu si les pseudo-sections étaient inversées une à une. Dans ce mode, il est possible d'inverser une série de pseudo-sections en choisissant différents paramétrages que l'on choisit selon que l'on ait des à priori de terrain ou du résultat escompté.

- **“Select type of time-lapse inversion constrain”**: D'une part, il est possible de choisir d'inverser les données sans contraintes de manière indépendante :
- ❖ **“no constrain”** : les pseudo-sections sont inversées indépendamment les unes des autres. Ce mode d'inversion d'une série de pseudo-sections n'est pas idéal lorsque l'on s'attend à ce que les pseudo-sections consécutives ne soient pas trop différentes les unes par rapport aux autres. D'autre part, il est possible de choisir différents paramétrages qui contraignent l'inversion de manière à lier le modèle d'une pseudo-section à la modélisation de la pseudo-section de référence :
- ✓ **“minimise changes”** : cette fonction permet de minimiser les changements entre la pseudo-section de résistivités apparentes inversée et le modèle de référence.
- ✓ **“least-square smoothness constrain”** : ce paramétrage contraint l'inversion de telle manière à ce que les variations spatiales des résistivités calculées soient lissées selon la méthode des moindres carrés. Il tend à minimiser le carré de la variation entre les valeurs mesurées et calculées. Ce paramétrage a ainsi pour effet de produire un modèle avec une variation homogène des valeurs de résistivités. Un tel modèle convient le mieux dans les zones où les résistivités du sous-sol changent également de manière progressive. Dans le cas de corps avec des limites franches, tels que l'interface entre le substratum et le sol ou entre des corps massifs homogènes, cette méthode tend à rendre moins nettes les bordures de ces corps.
- ✓ **“robust smoothness constrain”** : contraint l'inversion de telle manière à ce que les variations absolues soient lissées.

3.5.3.6 Qualité du modèle

a) RMS

A chaque pseudo-sections de résistivités calculées est associées une valeur RMS. Le processus d'inversion du programme essaie de réduire la différence entre les valeurs

résistivités apparentes mesurées et les résistivités apparentes calculées par le programme en ajustant les valeurs de résistivités associée à chaque bloc du modèle de résistivité vraie. La mesure de cette différence est donnée par le facteur d'erreur appelé RMS (Root-Mean-Squared). On considère qu'un modèle ayant une RMS inférieure à 3 est acceptable.

Certaines fois, le modèle ayant l'erreur RMS la plus basse peut montrer des variations de résistivité dans le modèle qui soient irréalistes et n'est pas géologiquement interprétable. La meilleure approche est de choisir le modèle à partir duquel la RMS ne change plus significativement. En général, il se situe entre les troisièmes et sixièmes itérations.

b) Fonction de vraisemblance ou d'incertitude

La fiabilité des tomographies de la résistivité a été calculée par le logiciel RES2DINV. L'erreur ϵ faite sur les valeurs de la résistivité issues de l'inversion a été utilisée pour déduire la fonction de « vraisemblance » L_p à partir de la théorie de l'erreur proposée par Gauss. Cette théorie exprime la loi de densité de probabilité ϕ par une fonction de la déviation standard de la distribution σ de l'erreur.

$$L_p = \sigma \sqrt{2\pi\phi} \text{ avec } \phi(\epsilon) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp\left(\frac{-\epsilon^2}{2\sigma^2}\right)$$

c) Fonction de sensibilité

La fonction de sensibilité permet de se faire une idée dans quelle mesure les variations de résistivité du terrain influence la mesure du potentiel. Plus la valeur de cette fonction est élevée à proximité des électrodes, plus elle influence la mesure de la différence de potentiel.

La contribution d'un élément de volume de terrain homogène à la différence de potentiel est donnée par Roy & Apparao (1971). Ils définissent la différence de potentiel due à un élément de volume placé en (x, y, z). La différence de potentiel est mesurée entre deux électrodes de potentiel à la surface d'un demi-espace homogène en terme de résistivité selon la fonction:

$$\Delta V = \frac{\rho I}{4\pi^2} dz \left[\frac{x(x-a)+y^2+z^2}{(x^2+y^2+z^2)^{3/2} \{(x-a)^2+y^2+z^2\}^{3/2}} - \frac{(x-a)(x-a-b-c)+y^2+z^2}{\{(x-a)^2+y^2+z^2\}^{3/2} \{(x-a-b-c)^2+y^2+z^2\}^{3/2}} \right. \\ \left. - \frac{x(x-a-b)+y^2+z^2}{(x^2+y^2+z^2)^{3/2} \{(x-a-b)^2+y^2+z^2\}^{3/2}} + \frac{(x-a-b)(x-a-b-c)+y^2+z^2}{\{(x-a-b)^2+y^2+z^2\}^{3/2} \{(x-a-b-c)^2+y^2+z^2\}^{3/2}} \right] dx dy$$

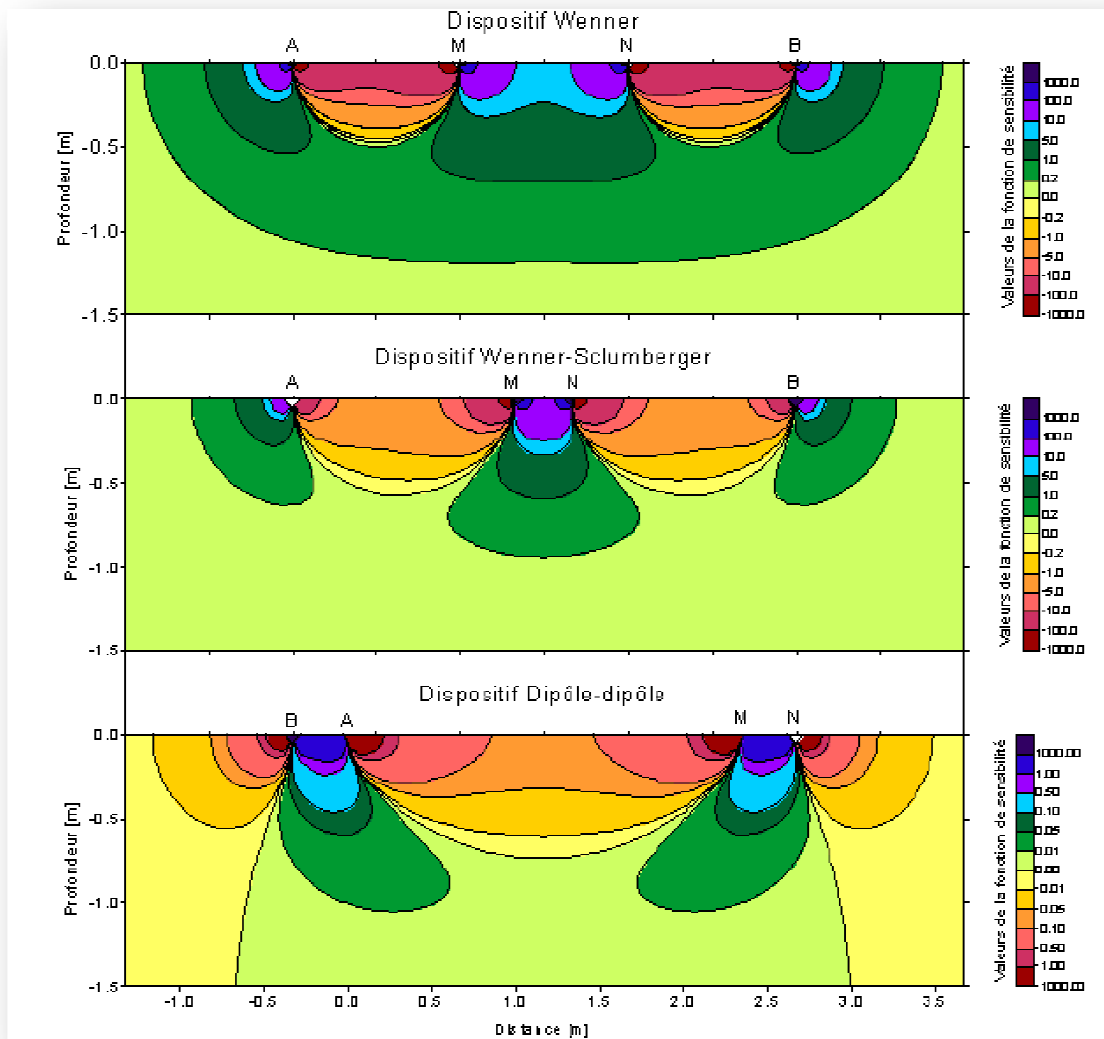


Fig. 74 : Représentation des valeurs de la fonction de sensibilité pour les dispositifs les plus courants.

Cette fonction permet de se rendre compte de l'influence d'un volume unitaire sur la mesure de la différence de potentiel. En l'intégrant en fonction de la profondeur, on peut calculer les coefficients qui permettent d'inverser les pseudosections et d'obtenir des coupes 2D du sous-sol en résistivités et profondeurs.

3.5. 4. Localisation des profils :



Fig.75 : photo aérienne de la localisation des profils électriques.

Les deux profils sont réalisés à la partie nord de la ville de Chéria proche de l'effondrement.

3.5.4.1 Résultats et interprétation :

De manière générale, on observe sur les deux profils de tomographie un modèle de résistivité présentant deux couches. La première est caractérisée par des valeurs de résistivités comprises entre 3 et 65 $\Omega.m$ qui représentent des formations conductrices (remplissage). La deuxième couche est caractérisée par des valeurs de résistivité supérieures à 65 $\Omega.m$ et qui représente des formations résistantes (roche). Il est à noter qu'on a identifié sur ces modèles la présence des cavités, qui sont distinguées par des résistivités très élevés. C'est pourquoi, on distingue sur les profils essentiellement des résistivités $>400 \Omega.m$ (vide) à l'intérieur de l'ensemble de la masse rocheuse et tuf calcaire ($<400 \Omega.m$) dont le toit de ce vide semble dessiner une poutre. Ces profils sont étalonnés à l'aide d'un sondage carottier (S15) réalisé par LTPE qui a montré la même allure de la coupe T2 où on remarque le vide à deux niveaux avec la même sécession des termes lithologiques. On se propose d'analyser en détail le profil T2. L'interprétation de l'autre profil étant basé sur les mêmes observations.

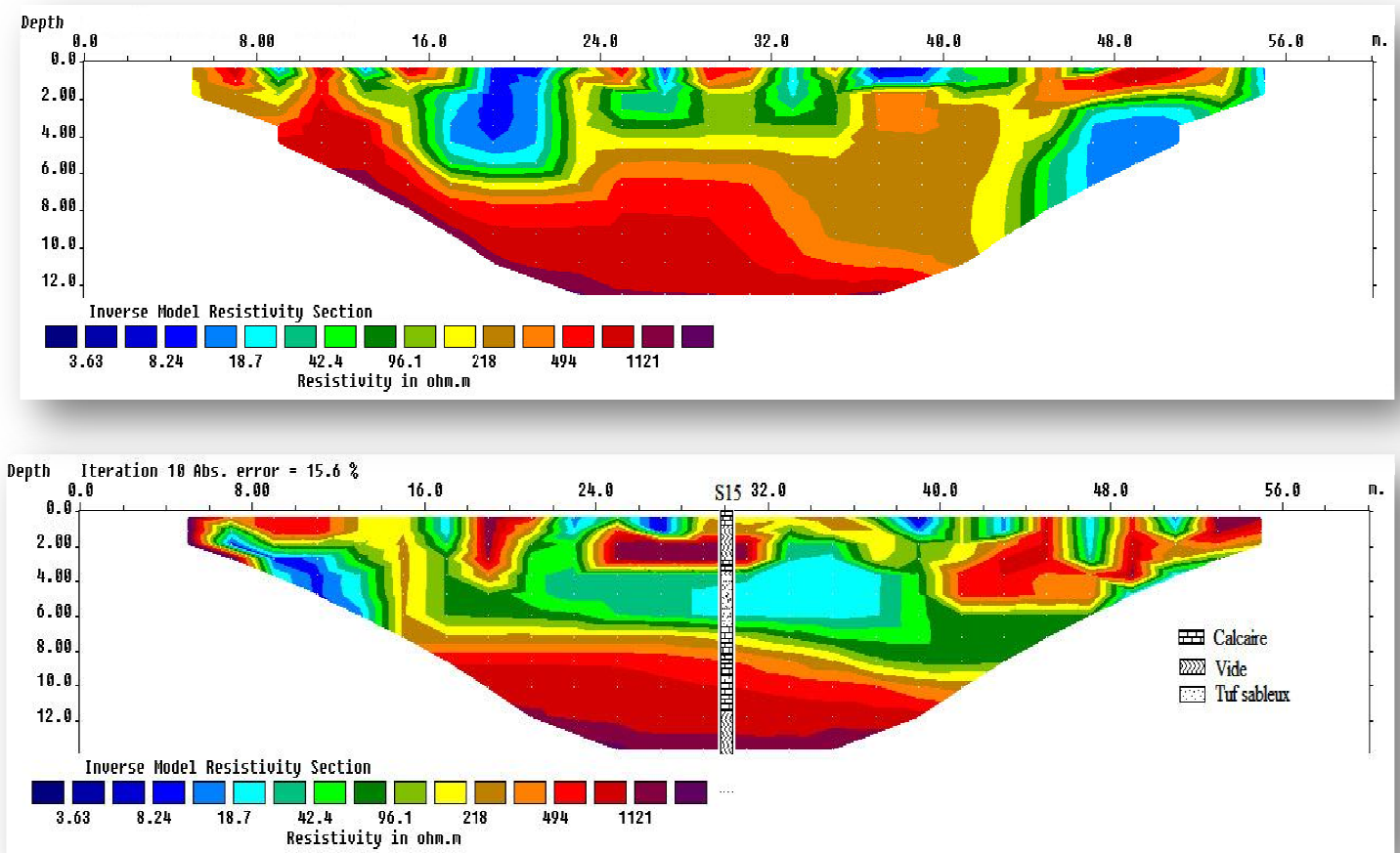


Fig.76 : Tomographies des profils des profiles T1 et T2

3.5.4.2 Profile T2 :

Le balayage en tomographie d'un profile de 60 m présente des mesures correspond aux formations suivantes :

- Des formations en variation de couleur en bleu à vert claire correspondent à un remplissage alluvionnaire et tuf sableux.
- Des formations de couleur rouge correspondent à des calcaires, gravier et cailloutis.
- Les vides (en couleur move) qu'on à découvres sur la section 24 a 32 m sur une profondeur de 2 m et sur la section 16 à 40 m sur une profondeur de 12m.
- L'épaisseur de toit du 1ère vide est de 1 m et du 2eme vide est de 4 m.

4. Les méthodes directes :

Aucune méthode d'enquête sur terrain n'est appropriée toute seule pour la localisation et la quantification des cavités souterraines en toutes circonstances. L'approche la plus efficace pour une enquête sur le site karstique est une combinaison des méthodes, impliquant en général ceux qui sont à la fois directs et indirects. L'utilisation des forages et des sondages sont toujours nécessaires, et pour confirmer les levés géophysiques. Les formes karstiques souterraines et les terrains très caverneux, de classes K_{IV} et K_V , peut exiger un très grand nombre de forages pour définir l'horizon capable de supporter les charges de la construction. Il n'est pas rare de forer jusqu'à 100 trous de forage pour chaque immeuble de grande hauteur pour tracer la variation dans les terrains karstiques; cette densité de forage est dix fois supérieure ce qui serait attendu pour trouver des cavités souterraines (Tan, 1987; Bennett, 1997).

En ce qui concerne notamment l'exploration des grottes, on doit fournir normalement l'état de stabilité de terrain sur un profil du substratum rocheux dans le but d'une enquête intrusive, est en particulier la forme et les dimensions de ces derniers, les propriétés géotechniques et hydrogéologiques du sol et du substratum rocheux et les conditions souterraines qui peuvent altérer le caractère des grottes à l'avenir. La sélection des techniques disponibles doivent être adaptées à l'ampleur et à la nature de la situation immédiate des cavités souterraine.

Parmi les diverses méthodes d'investigation directe, il existe une option supplémentaire qui est spécifique au karst, c'est l'exploration par les spéléologues pour faire la cartographie, la géologie et la géotechnique (Fig. 77). L'examen physique et la cartographie sont les moyens les plus rentables sur les passages souterrains sous un chantier de construction. Les essais de pénétration dynamique lourde et le carottier sont couramment utilisés dans les enquêtes directes sur des horizons peu profonds, pour permettre l'échantillonnage et la localisation des vides.



Fig. 77 : Exploration d'une grotte accessible.

Au niveau de la ville de Chéria au quartier HARKAT BOUZIANE, un effondrement des cavités souterraines est déclenché, cet événement est le 2ème de son genre survenu dans le sous bassin de Chéria. L'étude préliminaire consiste à exécuter et effectuer des travaux de reconnaissance géotechnique pour avoir une idée sur l'évolution de phénomène et leur intensité. Les essais réalisés sont (voir annexe ; carte de positionnement des essais) :

a) Sondages carottiers :

L'essai consiste à creuser et extraire des carottes du terrain ciblé. Quinze sondages de (20.00) mètres de profondeur, à l'aide d'un carottier ont été réalisés, les carottes récupérées ont permis d'établir la nature géologique de du terrain, de pouvoir disposer d'une quantité suffisante d'échantillons remaniés et paraffinés réaliser les essais au laboratoire pour déterminer les caractéristiques mécanique de sol et roche.

La lithologie de l'assiette est formée généralement par des blocs calcaires surmontés par des tufs sableux avec la présence des vides par endroit, voir annexes (coupes de sondages).



Fig. 78: Les échantillons d'un sondage carottiers.



Fig. 79 : Sondages carottiers

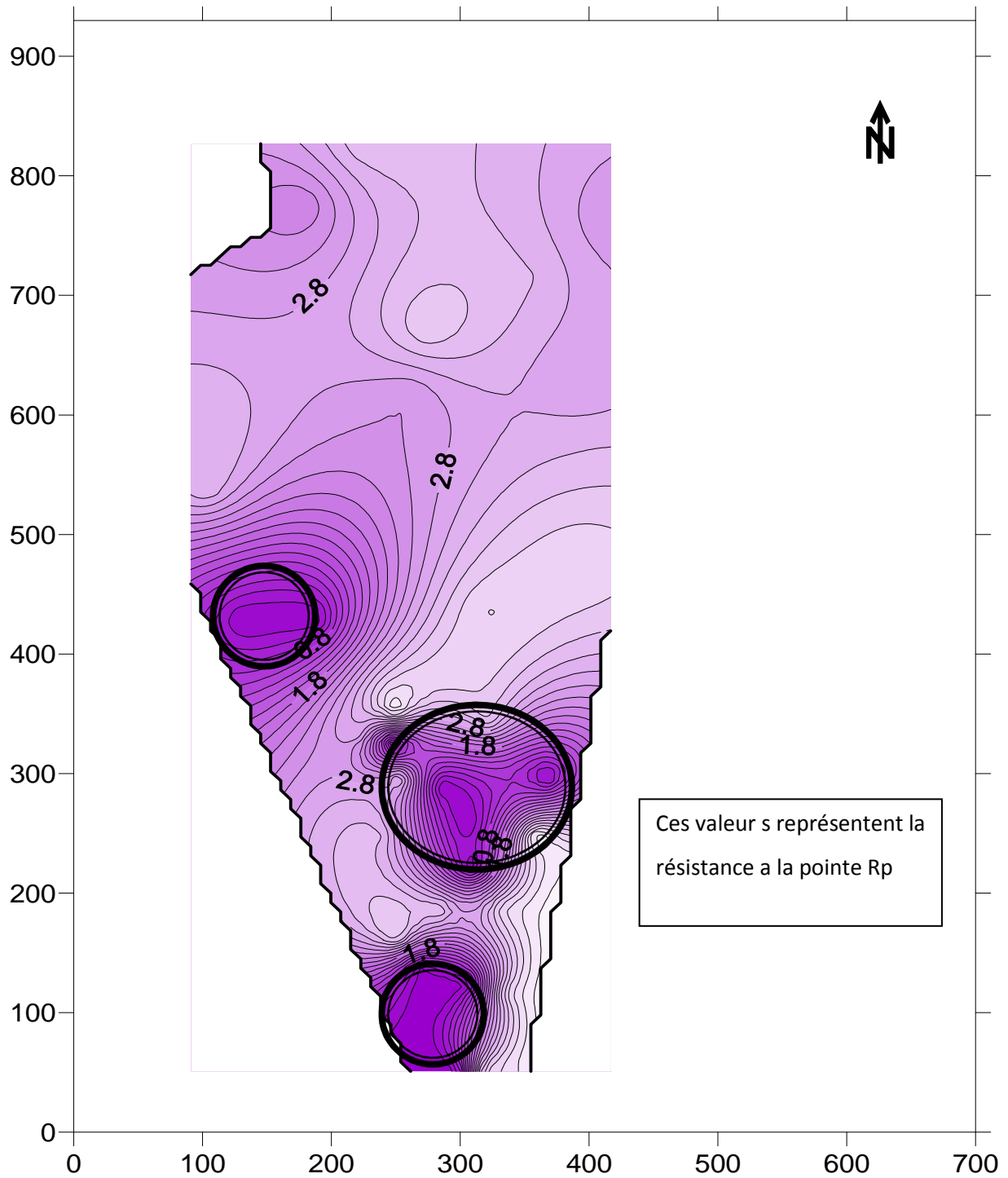
b) Pénétrromètre Dynamique:

L'essai consiste à battre dans le sol un pieu miniature, la chute libre d'un mouton provoque l'enfoncement d'un train de tige, on mesure ainsi la résistance de pointe R_p . Il permet d'avoir une reconnaissance générale et préliminaire sur le terrain et l'évaluation approximative de la portance du sol et la de détection du vide s'il existe. Trente (30) essais au pénétrromètre dynamique lourd et poursuivis jusqu'au refus. L'emplacement de tous ces essais est figuré sur le plan d'implantation joint en annexe.

L'étude géotechnique de l'assiette du quartier HARKAT BOUZIANE au niveau de CHERIA, wilaya de Tébessa, montre que la nature géologique du terrain est représentée dans l'ensemble par roches calcaires blanchâtres à grisâtres surmontés par des tufs sableux beigeâtres peu graveleux à galets, avec la confirmation de l'existence des vides (karsts) au niveau de plusieurs sondages de différentes profondeurs. Autres sondages ont détecté la présence des calcaires fragmentés (diaclasses) au niveau d'autres sondages.

L'analyse des différentes courbes pénétrrométriques réalisées sur terrain nous met en présence d'un sol hétérogène du point de vue résistance au pointe et confirme l'existence des vides (karsts) au niveau de plusieurs pénétrromètres.

La carte ci – après montre la répartition de vides au niveau de ce cartier :



Vides trouvés représente $R_p=0$

Fig. 80 : Répartition de vide au niveau de ce quartier HARKAT BOUZIANE

5. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons passé en revue l'apport des méthodes géophysiques directes et indirectes pour la reconnaissance des cavités souterraines dans un milieu karstique.

D'après les résultats des travaux de recherche géophysique réalisés sur le karst, les méthodes bien adaptées à la détection des cavités karstiques ont été choisies. Nous avons choisie la méthode de tomographie électrique, les profils réalisés concernant le panneau électrique ont montré que la détection des cavités souterraines nécessite des conditions un peu trop exigeantes. Néanmoins, les résultats révèlent franchement la présence de cavités.

Les méthodes directes exécutées sur site ont montré la fiabilité des méthodes géophysiques, surtout en les comparant avec les données de sondage mécanique. Ce la représente un premier pas vers une banque de données utile au niveau de Chéria avec plus de travail on peut mettre en évidence toutes les cavités souterraines de Chéria et de réaliser une carte de présence des cavités.

Chapitre VII : *Etude*
géomecanique et stabilité

I- L'Effondrement Des Cavités Souterraines :

Introduction

Les effondrements des manteaux superficielles recouvrant les calcaires karstifiés constituent un aléa géologique sérieux qui continue à recevoir une attention particulière à l'échelle de la planète. Il s'agit d'un phénomène très connu, lié à la présence de vides souterrains dans les terrains calcaires, dolomitiques et gypsifères. La subsidence et les effondrements existent dans la plupart des terrains karstiques, aussi bien dans le passé (dolines fossiles) qu'actuellement. Presque tous les effondrements induits par l'activité d'ingénierie dans le karst sont des subsidences qui se développent entièrement dans le sol. Toutefois, le phénomène d'effondrement dans les terrains rocheux peut être rare, mais l'événement peut être catastrophique et il doit être évité par une conception appropriée d'ingénierie. Une valeur référence de capacité portante largement utilisée pour assurer la sécurité des ouvrages sur les calcaires est de 4MPa (British Standards, 1986), mais cela suppose que la roche ne contienne pas de grands vides invisibles. La colonne des charges dans les grandes structures peut être de 5 à 10 MN, portée sur des semelles de 2 à 3 m de côté imposent des contraintes aux environs de 2 MPa. Les petites colonnes transmettent des charges ponctuelles importantes sur le toit de la grotte. Les fondations imposent des charges moins critiques, en particulier là où elles sont renforcées pour enjamber les vides éventuels. Ces derniers imposent généralement pas plus de 1 MPa. La capacité portante de la craie est généralement considérée de l'ordre de 750 KPa. Les voiries imposent des charges beaucoup plus petites.

La conception des structures dans le karst caverneux a pour objet de permettre le chargement imposé directement dans le cas le plus défavorable dans la région. Les charges maximales de sécurité sont donc une fonction entre la largeur de la grotte et l'épaisseur du toit de la roche intacte (J. Goodings et Abdulla ; 2002). Cela peut être exprimé en épaisseur / largeur, soit en pourcentage ou en taux de couverture. Une règle générale de bon jugement montre que l'intégrité des cavités est assurée lorsque l'épaisseur du toit dépasse la largeur de la grotte (Waltham et Fookes ; 2003). Bien que cette règle puisse être appliquée dans les calcaires de faible résistance, il faut l'utiliser avec prudence pour les calcaires caverneux du type karst où l'épaisseur qui assure la stabilité du toit est de 50 à 70% de la largeur de la grotte. Le problème posé reste celui de l'évaluation de la taille maximale d'une grotte mais

généralement cela peut être estimé par l'application de la classification géotechnique pour les conditions locales du sous sol (Waltham, 2002b; Waltham et Fookes, 2003).

Toute justification de rapport entre l'épaisseur et la largeur de la grotte du point de vue stabilité pour la construction est limitée par la difficulté de définir la résistance des massifs rocheux, en particulier celle du toit de la grotte qui sera soumis à un chargement. La littérature disponible, dans les manuels et documents de recherche universitaire, est très rares et renvoient à des calculs effectués par des principes établis dans la mécanique des roches. Même lorsque les conditions du sol sont bien définies la question (quelle est l'épaisseur du toit rocheux pour qu'une cavité souterraine soit stable) reste posée.

I-1- Les effondrements induits par la charge :

Bien que les effondrements des toits des cavités souterraines sont rares, certains sont produits pendant les travaux de construction. À Dhahran, Arabie saoudite, un toit de grotte de 2,5 m d'épaisseur s'est effondré sous le poids de 50 tonnes d'un bulldozer de type Caterpillar D9 (Grosch et al, 1987). La grotte a été ensuite remplie avec 1.200 m³ de béton, mais sa largeur n'est pas indiquée et l'épaisseur de la zone constituée par des calcaires faibles dans la région est inconnue. Deux fois en 1995, les bulldozers lourds ont chutés les toits des grottes de basalte au cours des projets de construction à Hawaï. Sur ces îles volcaniques jeunes, des tubes de lave sont de 2 à 10 m de largeur sous les toits de la roche de 1 à 8 m d'épaisseur. Ces derniers, sont intrinsèquement dangereux, mais pas de grands dommages a été enregistrés, et les détails d'effondrement n'ont pas été reportés.

Quatre travées d'un pont en béton à proximité de Tarpon Springs, en Florida, se sont rompues en 1969 lorsque trois supports ont effondrés dans un rare cas de perte d'infrastructure dans un gouffre d'effondrement. Les piliers ont été des pieux enfoncés dans le calcaire, le substratum rocheux contient des vides et leur défaillance simultanée nous amène à penser que cela était dû à l'effondrement total d'un toit rocheux en tombant dans un sous-jacent, karstique inondée et inconnu, (Sowers, 1975). Les charges des routes sont normalement faible et peu susceptibles de provoquer l'effondrement dans la roche sous cavée, mais un gouffre d'effondrement à eu lieu sur une route a Kentucky et a fait apparaitre une chambre de grotte sous-jacente. Le plafond de la grotte était d'environ de 7 m au-dessous de la route, mais 2 m de cette couverture a été du sol, et la moitié supérieure de la roche fortement fissurée. La dalle efficace de la roche a été de 2 ou 3 m d'épaisseur, et elle s'étend sur une chambre de diamètre de plus de 25 m. Cela représente un taux de couverture d'environ 10% où l'effondrement d'un

toit est presque inévitable (Fig. 81). Il semble que la route elle-même n'a pas provoqué la charge critique (et il n'y avait pas de véhicules lourds à l'époque), mais la rupture du toit a probablement eu lieu sous l'effet des charges d'impact suite à la rupture des vides dans le sol sous jacent.



Fig. 81 : Roche fracturée autour de la marge d'une nouvelle doline d'effondrement qui a détruit la route de Dishman Lane à Bowling Green, à Kentucky, en 2002.

Il existe de nombreux rapports à travers le monde sur l'effondrement des cavités souterraines dans les roches, mais la plupart d'entre eux semblent être des effondrements dans les régions caractérisés par des formations carbonatés (calcaires). Des rapports et des racontes émanent de sites de construction, des routes et de quelques rares structures terminées, mais quand les sites sont examinés ou déclarées en détail, ils sont presque tous trouvés à des défaillances de roche fissuré et des cavités à l'intérieur du substratum rocheux considéré stable.

I-2- Capacité portante de toit d'une cavité :

L'observation du toit des cavernes révèlent que très peu de toits sont formés par des dalles uniques ininterrompues de la roche saine. Ils doivent donc être considérés comme des masses rocheuses discontinues. Toutefois, la résistance de la masse rocheuse est difficile à évaluer, elle peut être estimée en toute sécurité quand on peut voir le toit d'une grotte, mais

très difficile à quantifier lorsque la grotte est inaccessible. Pour que le karst caverneux soit typique, le calcaire doit être fort (la résistance en compression (UCS) de 50 à 100 MPa), massivement lités (l'épaisseur des lits est de 0,5 à 5,0 m) et possède un espacement moyen des fractures de 1 m ou plus. Ces paramètres font que le karst typique peut généralement être considéré comme une masse rocheuse faible, fin de la classe III, avec une note Q d'environ 4 sur le système de classification de Barton et al. (1974), et environ 40 sur le système RMR de Bieniawski (1973). Parmi les roches qui peuvent contenir des grottes : les gypses, la craie et les calcaires faibles, elles sont généralement constituées des plus faibles masses rocheuses de classe IV ou V (Siegel et McCracken, 2001).

L'analyse de la stabilité du toit d'une grotte peut considérer la masse rocheuse comme poutre sous en flexion ou d'un arc en compression. Les deux cas doivent être examinés avec ou sans charges imposées. La capacité portante de la roche masse du toit d'une grotte dans le cas où on le considère ce dernier comme poutre est inférieur au cas où on le considère comme un arc (Kaderabek et Reynolds, 1981).

I-3- Stabilités de toit d'une cavité souterraine sous chargement :

Une masse rocheuse est stable sur un vide dont lequel un arc, est capable de supportée sa propre charge et toute charge imposée, qui peut se développer au sein de son profile (Fig. 82). Cette structure peut être connue comme un arc de voussoir où la charge est entièrement en compression. Un pont de cette forme est construit d'un arc de blocs de pierre qui portent toutes les charges à la normales sur leurs interfaces, et ne nécessite pas de matériau d'assemblage; l'analogie avec une masse rocheuse fracturée dépend de la géométrie des fractures préexistantes. L'analyse structurale indique que la rupture de l'arc dans la masse rocheuse est normalement en compression (Sofianos, 1996); la rupture par cisaillement du toit se produit uniquement où la portée est très courte, et la rupture par flambage est limitée à des arcs dont la roche est très finement litée. La rupture par poinçonnement se produit uniquement dans les dalles minces. La capacité portante d'un arc de voussoir augmente avec son épaisseur, car il est finalement limité par la résistance en compression de son matériel. Elle diminue aussi lorsque l'élévation de l'arc est réduite à partir d'un profil optimal vers un profile plat qui peut effondrée comme une poutre. Les voûtes stable des toits des mines non soutenus ont une hauteur égale la moitié de la largeur de la mine (Franklin, 1989). Si la répartition de charge est supposée se propager sous un angle de 45° , la zone d'une profondeur égale $0.7 \times$ de la largeur de la grotte est suffisante pour éviter toute déformation de l'arc de

voussoir. Moins de profondeur est suffisante lorsque la dalle de fondation occupe une grande proportion de la largeur de la grotte.

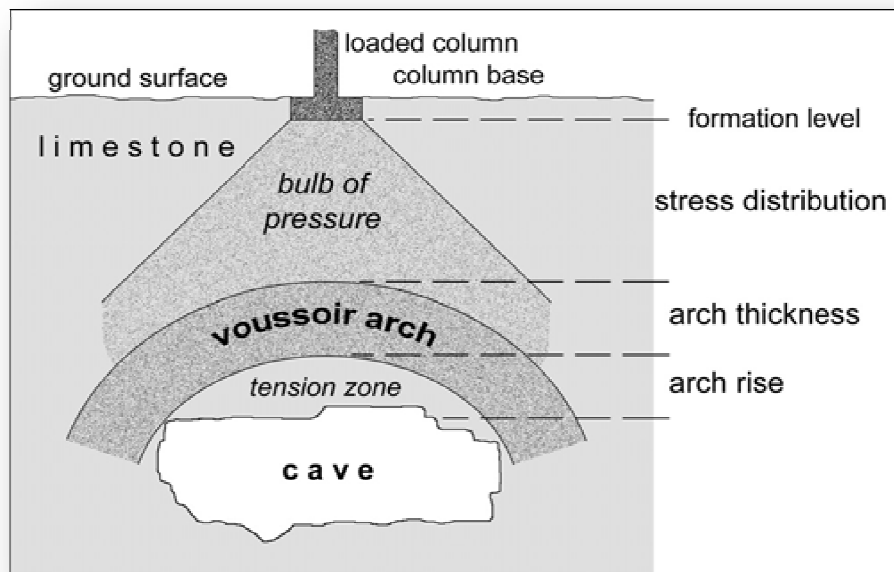


Fig. 82 : Arc de voussoir développé dans un massif rocheux fracturé qui s'étend sur une grotte naturelle avec une charge supplémentaire imposée (AC. Waltham, 2007).

L'épaisseur nécessaire pour la stabilité d'un toit de roche sur une grotte est fonction de trois composantes : épaisseur de l'arc, l'élévation de l'arc et la distribution des contraintes sur le profil de l'arc (fig. 82). L'analyse structurale peut déterminer les valeurs appropriées de ces composantes pour toutes les largeurs de cavités et de toute charge appliquée.

Les fractures peuvent engendrer l'effondrement par cisaillement s'ils sont orientés d'une manière défavorable à des angles très oblique. Les blocs en forme de coin peuvent détruire l'intégrité de l'arc, mais ils sont généralement maintenus en place par la contrainte de confinement si les angles de frottement sont élevés sur les épontes des fractures. Les couches minces peuvent être surchargées au point de flambement, mais les charges sont généralement supportées par les lits les plus épais. Il n'est communément pas de réponse à ces variations, sauf à augmenter le coefficient de sécurité, si les grottes ne sont pas accessibles (Asef et al, 2000).

I-4- Modélisation de l'effondrement des toits des cavités sous charge

L'analyse numérique des toits de cavités chargées souffrent de plusieurs difficultés, telles que le modèle fiable de fracturation ainsi que les valeurs réelles de la résistance de la

masse rocheuses. Les travaux de modalisation à l'université de Nottingham en utilisant le code Flac 2D ont montré les conditions de rupture des toits de cavités en fonction des dimensions de la cavité, épaisseur du toit et valeurs RMR de la roche masse. Des cavités de 3 à 50 m de largeur avec un toit plat de 2 à 10 m d'épaisseur et de RMR variant entre 20 et 50 ont été modélisées sous des charges de 1MN jusqu'à la rupture. Cette dernière est atteinte lorsque la déformation est de **25,4 mm**. Les résultats sont présentés sur la Figure 83. Cette dernière montre l'état de stabilité en fonction de RMR, épaisseur du, largeur de la cavité et la charge appliquée en surface de la cavité.

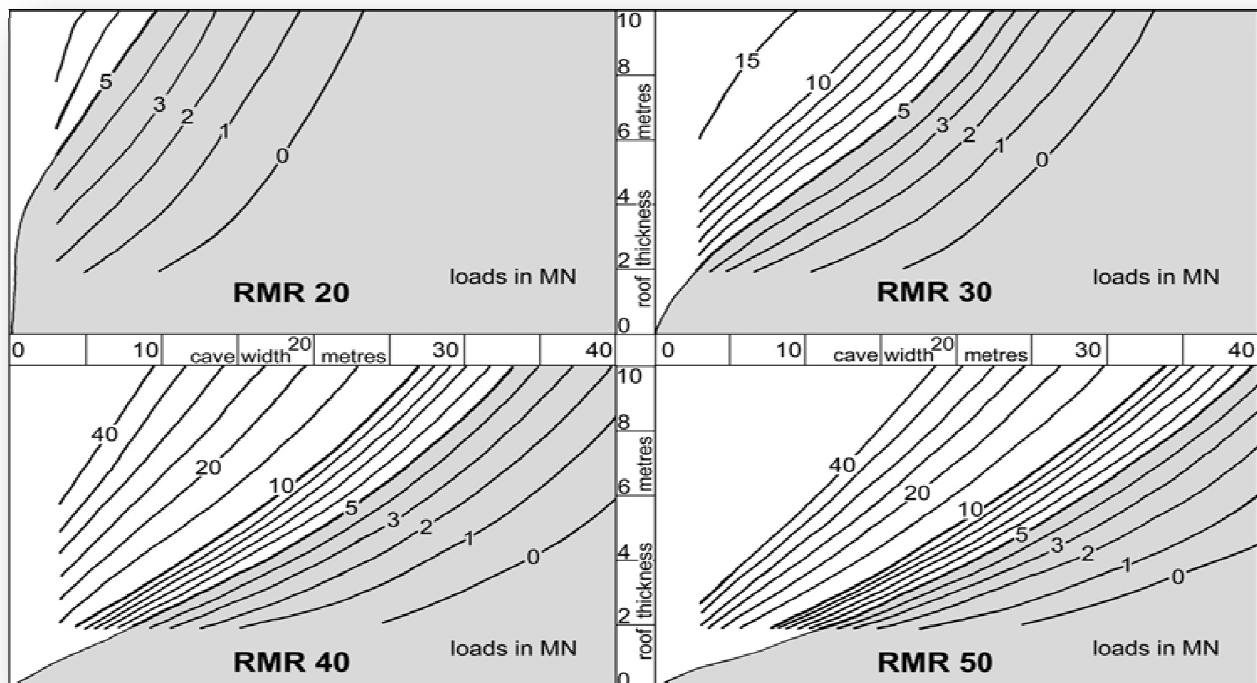


Fig. 83 : Diagrammes d'états de stabilité des cavités souterraines sous chargement de 1 MN appliquée sur une fondation de 1m², ces diagrammes sont en fonction de la largeur de la grotte, l'épaisseur du toit et des notes RMR de la masse rocheuse. Les zones ombrées avec un facteur de sécurité <5 représentent des situations considérés comme dangereuses (Waltham et LU ; 2007).

Pour toute conception de chargement, ou le facteur de sécurité est choisie, le RMR est estimé et largeur de la cavité est connue ou supposées, une épaisseur de toit peut être déterminée pour assurer la sécurité à partir de la figure 83. Pour un terrain karstique typique ou le RMR est de 40, une cavité à environ 50 m de largeur n'est pas stable même à une profondeur de 10 m sans charge imposée, tandis que l'effondrement des cavités de 30 m de

largeur va déclencher naturellement lorsque l'épaisseur du toit est diminué à environ 2,5 m d'épaisseur.

Les dimensions des cavités qui s'effondrent à des charges de 5 MN peuvent être extraites des modèles de FLAC, pour définir les conditions de sécurité pour le cas de chargement de 1 MN sur une fondation de 1 m², avec un facteur de sécurité 5 dans les différentes conditions de la masse rocheuse (Fig. 84). Si le RMR de karst caverneux, pour un calcaire résistant, pris entre 30 et 40, une épaisseur du toit aux environs de la moitié de la largeur de la cavité ($E = L / 2$) semble être adéquat pour la plupart des cas des fondations de point de vue sécurité. Dans les terrains karstiques à calcaires faibles, le RMR peut être estimée comme proche de 20, une épaisseur minimale du toit aux environs de la largeur de la cavité ($E = L$) est nécessaire pour que la construction soit en sécurité. Les résultats de cette modélisation numérique, à l'égard de l'intégrité du toit de la grotte sous charge imposée (Fig. 84), sont fondés sur des estimations généralisées des paramètres de résistance des masses rocheuses pour des valeurs différentes.

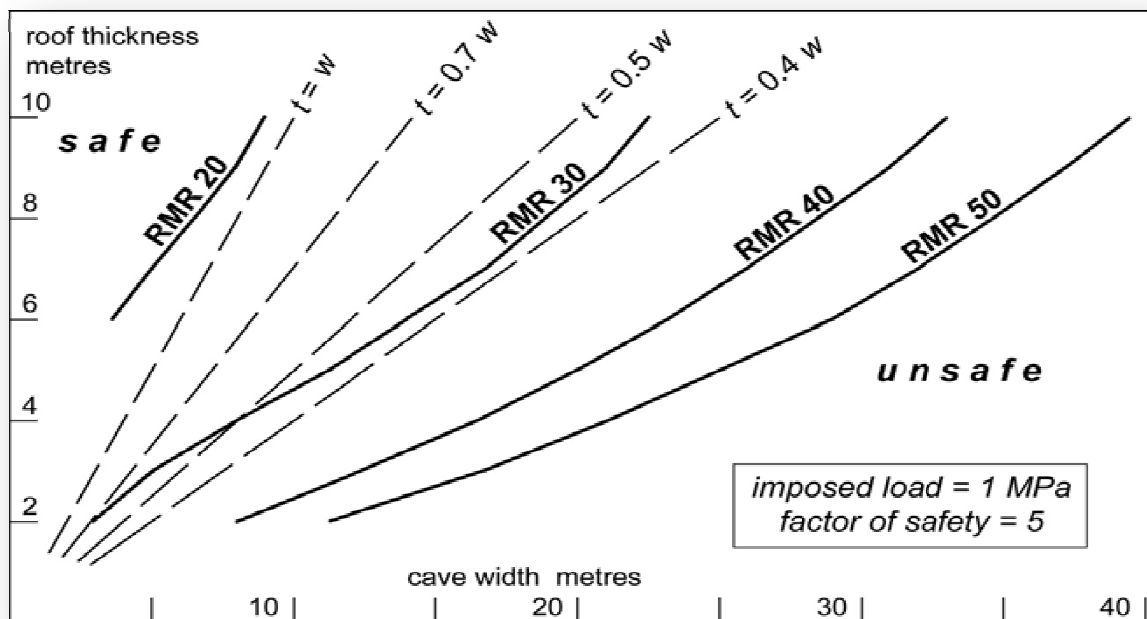


Fig. 84 : Enveloppes de stabilité des cavités souterraines, en fonction de la largeur de la cavité, l'épaisseur de toit et la valeur de RMR (AC. Waltham, 2007).

Il est très important de signaler que la position de la charge sur la grotte à une influence directe sur la capacité portante (Waltham et Swift, 2004). Si seulement une partie de la fondation est sur le terrain solide à côté de la grotte, la capacité portante sera augmentée. Un

essai de chargement en vraie grandeur à l'université de Nottingham UK, d'un toit sur une grotte de grès a été utilisé pour valider les données de modélisation. La rupture d'un toit de grotte de 0,5 m d'épaisseur, sur une largeur de 4m, a eu lieu sous une charge de 340 KN appliquée par un bloc de 400 mm carré, créant un bouchon dans une zone de fractures obliques (Fig. 85). Les résultats de ce test de charge réelle se conforment aux valeurs calculées et interprétées pour la stabilité du toit de grotte.



Fig. 85 : Toit de grotte chargé jusqu'à la rupture, dans un test à grande échelle sur un grès homogène à Nottingham, UK (AC. Waltham, 2007).

I-5- Epaisseur du toit pour la stabilité d'une cavité souterraine :

Toutes les informations disponibles donnent à penser que la règle disant que l'épaisseur du toit d'une galerie doit être supérieure à sa largeur est trop conservatrice, pour la plupart des calcaires karstiques fortement caverneux (Sowers, 1975). Des différentes sources disponibles indiquent que l'épaisseur du toit aux environs la moitié de la largeur de la grotte est stable dans la plupart des conditions de chargement. Compte tenu de l'extrême variabilité des conditions du sous sol karstique, l'épaisseur du toit doit dépasser 70 % de la largeur de la grotte ($E / L = 0,7$). Cette valeur est probablement plus appropriée dans la plupart des terrains karstiques. Les valeurs indicatives montrent que l'épaisseur de la

couverture de sécurité doit être modifiée pour tenir compte des roches caverneuses de résistances variables (tableau N°11).

Tableau N°11 : Épaisseurs de sécurité de toit pour des différents cas des grottes.

Rock	Imposed load	Karst class	Cave width – likely maximum	Safe roof thickness
Strong karstic limestone	2,000 kPa	kI–kIII	5 m	3 m
		kIV	5–10 m	5 m
		kV	>10 m	7 m
Weak limestone and chalk	750 kPa		5 m	5 m
Gypsum	500 kPa		5 m	5 m
Basalt lava	2,000 kPa		5–10 m	3 m

L'enquête du site peut révéler les types des calcaires, qui sont plus ou moins fracturées et fissurées. Dans les zones où les roches sont très fracturées les valeurs de facteur de sécurité ne doivent pas être atteintes. L'expérience en tunnel dans des roches carbonatées montre un taux de couverture variable (Sowers, 1996), quand la roche est saine l'épaisseur du toit doit être aux environs de la demi-largeur de la grotte alors là où la roche est fracturée, la couverture de stabilité dépasse la largeur de la grotte.

Une approche alternative de l'épaisseur de la couverture sécuritaire est basée sur la descente de charges imposées à des profondeurs croissantes sous une structure donnée. Il a été suggéré que l'effondrement d'un toit de grotte ne peut pas apparaître si la contrainte de chargement est inférieure de 5 à 10% de la contrainte imposée par le poids de terrains sous-jacents (Sowers, 1996).

II- Utilisation des classifications de massifs rocheux pour l'analyse du comportement des cavités souterraines :

L'analyse quantitative de la stabilité des masses rocheuses au dessus des cavités souterraines conduit à réaliser des calculs. Pour effectuer ces calculs il est nécessaire d'introduire des paramètres caractéristiques de l'ensemble des masses rocheuses que l'on étudie (Gunzburger et al ; 2002). Les classifications des massifs rocheux sont largement utilisées pour la conception d'ouvrages souterrains et des relations ont été proposées par différents auteurs pour évaluer les paramètres quantitatifs nécessaires à la modélisation à

partir des informations qualitatives. Bien que des variantes de certaines classifications aient été proposées pour évaluer la stabilité de la masse rocheuse (Romana, 1988), les applications numériques sont beaucoup plus rares. Nous présentons dans les paragraphes suivants deux tentatives d'application de ces méthodes pour la détermination des paramètres "en grand" de massifs rocheux. Les caractéristiques estimées sont utilisées d'une part dans un calcul de stabilité, d'autre part dans l'estimation de la déformation (Hoek, et al ; 2002).

II-2- Evaluation de propriétés équivalentes à partir du critère de Hoek et Brown

2.1. Le Critère de Hoek et Brown

Hoek et Brown (1980) ont proposé un critère de rupture empirique pour les massifs rocheux fracturés. L'expression de ce critère généralisé (Hoek, 1999) est la suivante :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \dots\dots(1)$$

Ou :

- σ_1' est la contrainte effective maximum à la rupture ;
- σ_3' est la contrainte effective minimum à la rupture ;
- σ_{ci} est la résistance à la compression de la roche intacte ;
- m_b est la valeur de la constante m de Hoek et Brown pour le massif rocheux ;
- s et a sont des constantes adimensionnelles qui dépendent de l'état et du degré de fracturation du massif rocheux (pour la roche intacte $s = 1$)

Ce critère peut également s'écrire sous la forme :

$$\sigma_t = - \frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \quad \dots\dots (2)$$

Ou :

- σ_t est la contrainte de cisaillement sur le plan de rupture ;

La résistance à la traction s'écrit sous la forme :

$$\sigma_{tm}' = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right)$$

L'utilisation du critère de Hoek et Brown pour estimer la résistance et la déformabilité d'un massif fracturé, nécessite donc d'estimer trois propriétés du massif rocheux :

1. La résistance à la compression de la roche intacte σ_{ci} ;
2. La valeur de la constante m de Hoek et Brown pour la roche intacte m_i ;
3. La qualité du massif rocheux, déduite soit des tableaux établis par Hoek et Brown avant 1995, soit de la valeur du *Geological Strength Index* (GSI) pour le massif rocheux.

Pour la matrice rocheuse intacte l'équation (1) devient :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$$

$$\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} = 0.47 \left(\frac{\sigma_{ci}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

- m_i est la valeur de la constante m de Hoek et Brown pour la matrice rocheuse.
- γh : est le poids volumique humide de la roche.

II-2-1- Estimation des paramètres de Hoek et Brown du massif rocheux :

Pour utiliser le critère de Hoek et Brown, il est nécessaire d'évaluer la qualité du massif rocheux. Jusqu'en 1995 des tableaux proposaient directement des valeurs des paramètres : s , m , a et b (Hoek et Brown, 1980, Hoek et Bray 1981) en fonction de la nature pétrographique de la roche et de son degré de fracturation. Ces valeurs permettaient d'estimer le cisaillement à la rupture par la relation (2).

En 1995, Hoek et al ont introduit le *Geological Strength Index* (GSI) dont la valeur est également appréciée en fonction de la nature pétrographique de la roche et de son degré de fracturation. Des tableaux proposés par Hoek (1995, 1999) permettent de déterminer le GSI. Les paramètres mb et s peuvent alors être calculés à partir du GSI par les relations :

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

D : le degré de l'interruption par la fracturation qui varie entre 0 et 1 (notre cas 0.7)

Pour GSI > 25

Et $a = 0.5$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

Pour $GSI < 25$

$$s = 0$$

Et

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

II-2-2- Application à des terrains carbonatés :

Les sites examinés comportent deux types de roche : les calcaires du Maastrichtien et les calcaires de l'Eocène.

Dans les bancs des calcaires Eocène, deux faciès peuvent être distingués : un faciès de couleur grise correspondant à des bancs plus "tendres", un faciès de couleur beige correspondant à des bancs plus "durs". Ces qualificatifs ont été confirmés par les essais de laboratoires (Tableau N°12). Les essais ont été effectués sur des échantillons relevés sur terrain pour déterminer la résistance à la compression à l'aide du Pointload (Essai Franklin), donc a priori sur du matériau non fracturé.

Tableau N°12 : Estimation de la résistance à la compression et à la traction

	Résistance à la compression simple R_c			Résistance à la traction R_t
	R_c moyenne	Ecart type	Intervalle de variation	R_t moyenne (2 valeurs)
Echantillons prélevés dans les bancs les plus "durs"	98.40 MPa	14.4 MPa	105.6 - 91.2 MPa	7.5 MPa
Echantillons prélevés dans les bancs les plus "tendres"	45.48 MPa	38.64 MPa	64.8 - 26.16 MPa	3.5 MPa

Ces calcaires sont affectés de plusieurs familles de discontinuités espacées de 0,1 à 1 mètre (fig.86). Selon les tableaux proposés par Hoek et Bray (1981), si on considère que le massif est d'une qualité médiocre ("*poor Quality Rock Mass*"), les valeurs des paramètres m et s de Hoek et Brown sont de 0,14 et 0,0001 (Tableau N°13)



Fig. 86 : photographie d'un massif rocheux affecté par plusieurs familles de discontinuités

Tableau N°13 : les valeurs des paramètres m , s , a et b de Hoek et Brown.

	Roche carbonaté intacte	Roche carbonaté avec plusieurs familles de discontinuités espacées de 0.1 à 1 mètre
m	7	0.14
s	1	0.0001
a	0.816	0.198
b	0.658	0.662

Le code FLAC (utilisé pour le calcul de stabilité des cavités souterraines) utilisent couramment un calcul par la méthode des différences finis en se basant sur un critère de rupture non linéaire de Hoek et Brown. A partir de ce critère, nous avons donc déterminé une valeur de cohésion et un angle de frottement "équivalente". Le critère de Hoek et Brown étant

parabolique (pour des GSI supérieurs à 25), le calcul des valeurs de c et ϕ (Tab.15) équivalents est très sensible à la gamme de contraintes sur laquelle est effectuée la linéarisation ; l'angle de frottement est très important si la linéarisation est effectuée sur des valeurs faibles de contraintes (Fig.87).

Tableau N°14 : Détermination des contraintes principale

	σ_1 MPa	σ_3 MPa
Echantillons prélevés dans les bancs les plus "durs"	0,893	0.020
Echantillons prélevés dans les bancs les plus "tendres"	0,434	0.019

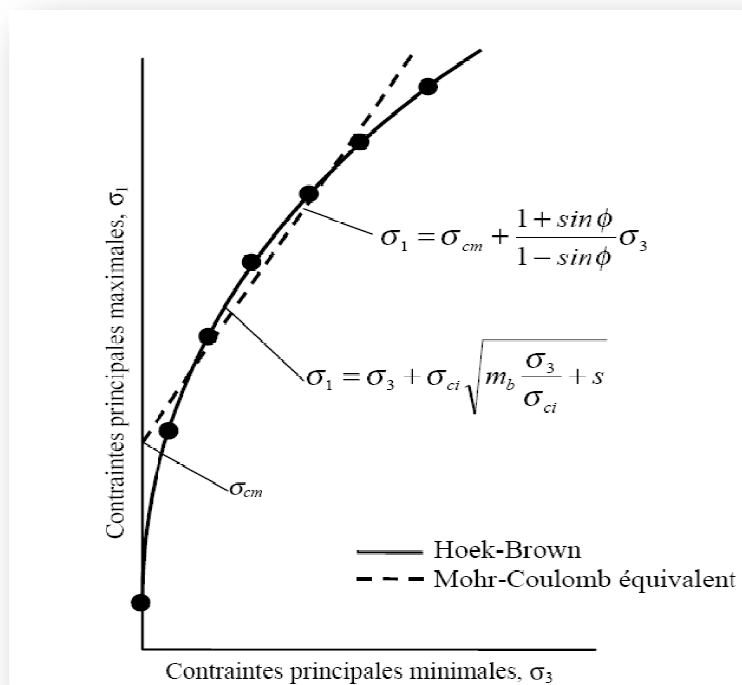


Fig. 87 : Relation entre les critères équivalents de Hoek and Brown et les critères de Mohr-Coulomb.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left(6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$$

$$\sigma_{3n} = \sigma'_3 / \sigma_{ci}$$

Le Module de Young peut s'écrire par la relation suivante :

$$E_m \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}$$

Tableau N°15 : Détermination des caractéristiques mécaniques de la roche

	c	φ	E
Echantillons prélevés dans les bancs les plus "durs"	995 kPa	30.83°	2.71 GPa
Echantillons prélevés dans les bancs les plus "tendres"	445 kPa	33°	0.94 GPa

Le critère de Hoek et Brown déterminé pour le massif rocheux est conditionné par la valeur de la résistance à la compression adoptée. Comme le calcul prévu consistait en une vérification de l'état de stabilité des cavités souterraines, nous avons choisi de nous placer dans des cas défavorables et nous avons sélectionné pour l'ensemble du matériau calcaire deux valeurs de résistances prises dans le matériau tendre, à savoir la valeur moyenne : 45.48 MPa.

A partir du critère de Hoek & Brown (1980) et en considérant que les joints de stratification et la fracturation ont un espacement moyen de 30 cm à 1 m, la résistance à la compression moyenne conduit à des caractéristiques "équivalentes" : $c = 720 \text{ kPa}$, $\phi = 33^\circ$.

II-3- Application du système RMR sur terrain :

II.3.1. Le système RMR

Le RMR (*Rock Mass Rating System*) a été développé par Bieniawski dans les années 1970. Le système initial a reçu de nombreuses modifications et extensions depuis. Ce système repose sur l'attribution d'une note à 6 paramètres :

1. La résistance à la compression simple de la roche saine σ_c ;
2. L'indice RQD du massif rocheux ;
3. L'espacement moyen des discontinuités ;
4. L'état général des discontinuités (ouverture, persistance, rugosité...) ;
5. Les conditions hydrogéologiques du massif rocheux ;
6. L'orientation des discontinuités par rapport aux directions représentatives du problème traité.

Les notes R1, R2 et R5 correspondant aux paramètres 1, 2 et 5 sont établies pour l'ensemble du massif rocheux, alors que R3, R4 et R6 sont évaluées pour chaque famille de discontinuités. A partir de ces 6 notes, 3 Indices RMR peuvent être calculés:

$$RMR_{\text{sec}} = R1 + R2 + R3 + R4$$

$$RMR_{\text{base}} = RMR_{\text{sec}} + R_5$$

$$RMR_{\text{modifié}} = RMR_{\text{base}} + R_6$$

Tableau N°16 Paramètres de classification et leurs coefficients.

Paramètres de classification et leurs coefficients							
Paramètres	Valeurs						
Résistance à la compression simples MPa	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1-5	< 1
Coefficient	15	12	7	4	2	1	0
R.Q.D %	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
Coefficient	20	17	13	8	3		
Espacement des joints	> 2 m	0.6 - 2 m	0.2- 0.6 m	0.06 - 0.2 m	< 0.06 m		
Coefficient	20	15	10	8	5		
Conditions des joints	Très rugueux non continus inaltérés	Peu rugueux ouverture < 1 m par altérés	Peu rugueux ouverture < 1m très altérés	Glissants ouverture 1-5 mm Rempl < 5 mm	Ouverture > 5 mm remplissage > 5 mm		
Coefficient	30	25	20	10	0		
Débit sur 10 m de longueur (l/min)	0	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
Coefficient	15	10	7	4	0		
Direction et inclinaisons des joints	Très favorables	favorable	Moyenne	défavorable	Très défavorable		
Coefficient	0	-2	-5	-10	-12		

Conditions hydrauliques (d'après Bieniawski, 1978)

Conditions hydrauliques	Débit Q sur 10 m de longueur	0	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
	description	sec	humide	Mouillé	Avec suintements	Venues d'eau

RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	0 - 20
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bonne	Bonne	Médiocre	Mauvaise	Très mauvaise
Calcaire					

Pour déterminer des caractéristiques équivalentes à l'échelle de l'affleurement, la valeur du RMRsec a été déterminée au niveau de 4 stations de mesures situées autour des zones d'effondrements. La valeur de la résistance à la compression simple (R1) de la roche saine a été évaluée à partir de mesures au laboratoire à l'aide de Pointload. Les paramètres R2 à R4 ont été déduits des relevés structuraux et des relevés de rugosité des fractures. Les affleurements de l'Eocène présentant une fracturation bien marquée.

Station 01 : (voir fig.88)

RMR= 44

Tableau N°17 : Paramètres de classification et leurs coefficients de la station N°01

Paramètres de classification et leurs coefficients							
Paramètres	Valeurs						
Résistance à la compression simples MPa	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1-5	< 1
Coefficient	15	12	7	4	2	1	0
R.Q.D %	90 – 100	75 - 90	50 - 75	25 – 50	< 25		
Coefficient	20	17	13	8	3		
Espacement des joints	> 2 m	0.6 – 2 m	0.2- 0.6 m	0.06 – 0.2 m	< 0.06 m		
Coefficient	20	15	10	8	5		
Conditions des joints	Très rugueux non continus inaltérés	Peu rugueux ouverture < 1 m par altérés	Peu rugueux ouverture < 1m très altérés	Glissants ouverture 1-5 mm Rempl < 5 mm	Ouverture > 5 mm remplissage > 5 mm		
Coefficient	30	25	20	10	0		
Débit sur 10 m de longueur (l/min)	0	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
Coefficient	15	10	7	4	0		
Direction et inclinaisons des joints	Très favorables	favorable	Moyenne	défavorable	Très défavorable		
Coefficient	0	-2	-5	-10	-12		

RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	0 - 20
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bonne	Bonne	Médiocre	Mauvaise	Très mauvaise
Calcaire.					



Fig. 88 : Station de mesure N° 01 à l’ouest de la ville de Chéria

Station 01 : (voir fig. 89)

RMR= 38

Tableau N° 18 : Paramètres de classification et leurs coefficients de la station N°02

Paramètres de classification et leurs coefficients							
Paramètres	Valeurs						
Résistance à la compression simples MPa	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
Coefficient	15	12	7	4	2	1	0
R.Q.D %	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
Coefficient	20	17	13	8	3		
Espacement des joints	> 2 m	0.6 - 2 m	0.2- 0.6 m	0.06 - 0.2 m	< 0.06 m		
Coefficient	20	15	10	8	5		
Conditions des joints	Très rugueux non continus inaltérés	Peu rugueux ouverture < 1 m par altérés	Peu rugueux ouverture < 1m très altérés	Glissants ouverture 1- 5 mm Rempl < 5 mm	Ouverture > 5 mm remplissage > 5 mm		
Coefficient	30	25	20	10	0		
Débit sur 10 m de longueur (l/min)	0	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
Coefficient	15	10	7	4	0		
Direction et inclinaisons des joints	Très favorables	favorable	Moyenne	défavorable	Très défavorable		
Coefficient	0	-2	-5	-10	-12		

RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	0 - 20
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bonne	Bonne	Médiocre	Mauvaise	Très mauvaise
Calcaire					



Fig. 89 : Station de mesure N° 02 au nord de la ville de Chéria (Draa Douamis)

Station 03 : (voir fig. 90)

RMR= 29

Tableau N°19 : Paramètres de classification et leurs coefficients de la station N°03

Paramètres de classification et leurs coefficients							
Paramètres	Valeurs						
Résistance à la compression simples MPa	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
Coefficient	15	12	7	4	2	1	0
R.Q.D %	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
Coefficient	20	17	13	8	3		
Espacement des joints	> 2 m	0.6 - 2 m	0.2- 0.6 m	0.06 - 0.2 m	< 0.06 m		
Coefficient	20	15	10	8	5		
Conditions des joints	Très rugueux non continus inaltérés	Peu rugueux ouverture < 1 m par altérés	Peu rugueux ouverture < 1m très altérés	Glissants ouverture 1- 5 mm Rempl < 5 mm	Ouverture > 5 mm remplissage > 5 mm		
Coefficient	30	25	20	10	0		
Débit sur 10 m de longueur (l/min)	0	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
Coefficient	15	10	7	4	0		
Direction et inclinaisons des joints	Très favorables	favorable	Moyenne	défavorable	Très défavorable		
Coefficient	0	-2	-5	-10	-12		

RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	0 - 20
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bonne	Bonne	Médiocre	Mauvaise	Très mauvaise
Calcaire					



Fig. 90: Station de mesure N° 03 au niveau de la ville de Chéria (la zone effondrée)

Station 04 : (voir fig.91)

RMR=40

Tableau N°20 : Paramètres de classification et leurs coefficients de la station N°04

Paramètres de classification et leurs coefficients							
Paramètres	Valeurs						
Résistance à la compression simples MPa	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1-5	< 1
Coefficient	15	12	7	4	2	1	0
R.Q.D %	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
Coefficient	20	17	13	8	3		
Espacement des joints	> 2 m	0.6 - 2 m	0.2- 0.6 m	0.06 - 0.2 m	< 0.06 m		
Coefficient	20	15	10	8	5		
Conditions des joints	Très rugueux non continus inaltérés	Peu rugueux ouverture < 1 m par altérés	Peu rugueux ouverture < 1m très altérés	Glissants ouverture 1-5 mm Rempl < 5 mm	Ouverture > 5 mm remplissage > 5 mm		
Coefficient	30	25	20	10	0		
Débit sur 10 m de longueur (l/min)	0	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
Coefficient	15	10	7	4	0		
Direction et inclinaisons des joints	Très favorables	favorable	Moyenne	défavorable	Très défavorable		
Coefficient	0	-2	-5	-10	-12		

RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	0 - 20
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bonne	Bonne	Médiocre	Mauvaise	Très mauvaise
Calcaire.					



Fig. 91 : Station de mesure N° 04 à l’ouest de la ville de Chéria

II.3.2. Estimation des caractéristiques mécaniques à partir du RMR

Plusieurs auteurs ont proposé des relations entre les paramètres mécaniques du massif rocheux et la valeur du RMR. Nous avons retenu les relations suivantes qui permettent d'estimer une cohésion et un angle de frottement, ainsi qu'un module d'Young pour un RMR moyenne ≈ 40 :

$$C_{\text{éq}} \text{ (kPa)} \approx 5 \text{ RMR} \quad (\text{Beniawski, 1979})$$

$$\Phi_{\text{éq}} \text{ (}^\circ\text{)} \approx 0,5 \text{ RMR} + 8,3 \pm 7,2 \quad (\text{Trunck \& Hönish, 1989})$$

$$E_{\text{éq}} \text{ (GPa)} \approx 10^{\frac{(\text{RMR}-10)}{40}} \quad (\text{Serafim \& Pereira, 1983})$$

Tableau N°21 : Estimation la résistance à la compression simple du massif rocheux

C MPa	Φ°	E MPa	Rc estimée au laboratoire MPa
0.2	35.5	5620	45.48 - 98.40

II.3.3 Evaluation du GSI :

Hoek (1999) propose une relation entre le RMR et le GSI (pour $\text{GSI} > 25$) :

$$\text{GSI (geological strength index)} = \text{RMR} - 5$$

Donc : **GSI= 35.**

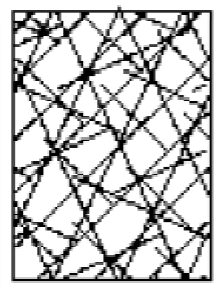


Fig.92 : état de fracturation de la roche da la station N°1 et 4.

III. Stabilité du toit des cavités souterraines et modélisation :

1. Description du code FLAC

Le code de calcul utilisé dans ce chapitre est le FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*), il s'agit d'un logiciel en différences finies développé par la société américaine ITASCA Consulting Group. Il simule le comportement des sols, des roches ou autres matériaux sur les quelles on applique des chargements. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi constitutive linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

La formulation de FLAC est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomecanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation- construction- chargement. Starfield et Cundall [1988], fondateurs du Code FLAC, ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géomecanique doivent être différentes de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les roches du site; par exemple: l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Les logiciels en géomecanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction. Quand le comportement du système est défini, il est approprié d'utiliser des calculs simples de la conception du processus. D'une autre manière, les logiciels en géomecanique ne doivent pas être utilisés uniquement dans la conception, mais aussi comme un outil d'expérimentation numérique qui aide et donne au concepteur un aperçu sur les mécanismes possibles.

Avant de discuter les particularités du Code Flac2D il est nécessaires de donner un aperçu rapide sur la méthode de différences finies adoptée dans FLAC (2D).

2. Méthode des différences finies

Comme le soulignent Billiaux et Cundall [1993], la méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équation

différentielles. Pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles exclusivement rectangulaires. L'approche retenue par Itasca est basée sur la méthode de Wilkins [1964], qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis. Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expansion algébrique écrite en fonction des variables de champs (C'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points discrets dans l'espace. De plus, le Code FLAC se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de combiner les matrices élémentaires, ainsi on a un gain substantiel de place mémoire. En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode aux éléments finis.

3. Principe de calcul

La séquence générale de calcul intégrée au FLAC est illustrée sur la figure (93). Cette procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Alors, les déformations sont déduites des déplacements (Intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes de ces déformations au travers des relations du modèle rhéologique. Chaque cycle autour de la boucle correspond à 1 pas de temps. Le pas de temps déterminé par le logiciel est si petit que l'information n'a pas le temps physique de passer d'un élément à un autre pendant cet intervalle. Cette condition essentielle du calcul numérique permet d'authentifier les notions de stabilité et d'amortissement, la convergence de l'algorithme obéissant à des critères de stabilité mécanique.

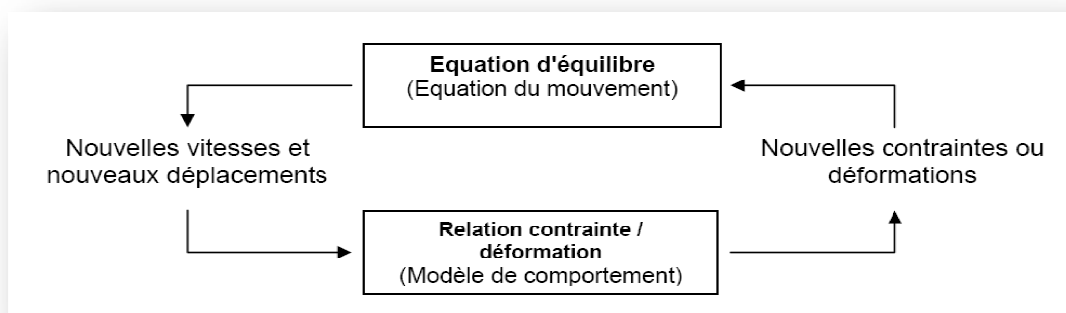


Fig. 93: Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, d'après Itasca.

4. Méthodologie de simulation avec FLAC 2D :

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec FLAC2D, trois composants fondamentaux d'un problème doivent être indiqués :

- Générer le maillage;
- Définir les paramètres constitutifs
- Appliquer les conditions initiales à l'intérieur du modèle et aux frontières.

La Figure (94), (Adoptée du manuel FLAC2D) présente les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser un problème donné. La simulation se fait par phases et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

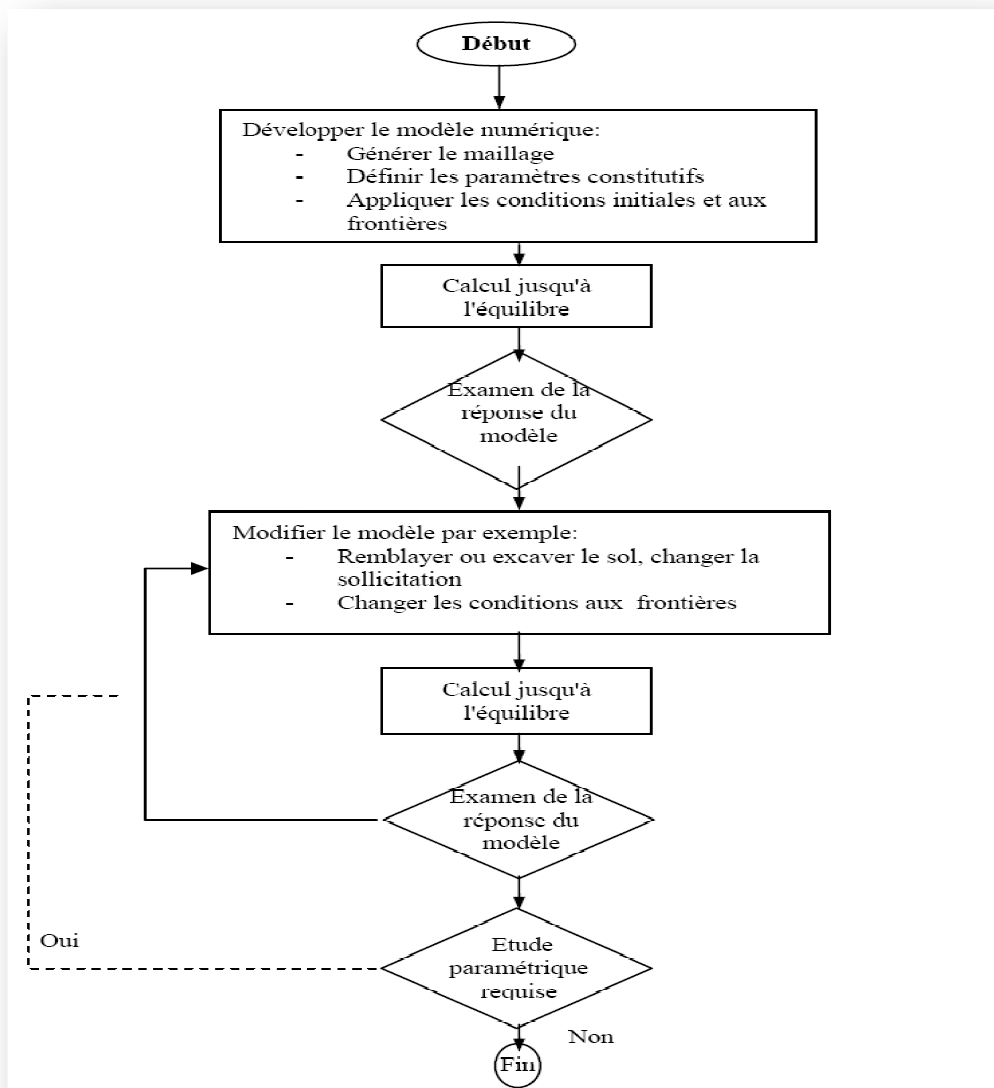


Fig. 94: Méthodologie de simulation numérique avec FLAC (Itasca manuel).

5. ANALYSE NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE DE LA STABILITE DES CAVITES SOUTERRAINES :

5.1. Introduction :

Le calcul de la stabilité des cavités souterraines consiste à déterminer la charge limite ou capacité portante du toit. La détermination de la capacité portante est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des roches (la majorité des cavités et grottes sont inaccessibles). Ce problème se réduit à la détermination de la résistance de massif rocheux qui dépende de plusieurs facteurs. Dans notre étude on s'intéresse à faire apparaître l'effet de plusieurs paramètres (RMR, Epaisseur du toit, largeur de la cavité, battement de niveau piézométrique) qui conditionnent la stabilité des cavités et précisément l'effet de la charge limite. Dans cette partie, après la description des modèles utilisés, les conditions aux limites et la procédure de calcul des paramètres mécaniques de la roche et géométrique pour la cavité souterraine on présente les résultats numériques sous forme de courbes suivis d'une discussion.

5.2. Simulation numérique :

5.2.1. Présentation du cas étudié :

On considère une cavité souterraine de forme rectangulaire (c'est le cas le plus défavorable entre les différentes formes d'une cavité souterraine) au sein d'un massif rocheux. Le toit de cette cavité est soumis à une charge verticale selon deux phases :

- 1ère phase : la charge est variable où elle augmente jusqu'à la rupture, avec une épaisseur variable du toit de la cavité, la largeur est fixée par 6m et pour différentes valeurs du RMR.
- 2ème phase : la charge est fixe (1 MPa), les éléments qu'on varie sont : RMR, Epaisseur du toit et la largeur de la cavité.

Dans notre étude on s'intéresse aussi à analyser l'effet de battement de niveau piézométrique, malgré on va présenter un seul cas, le calcul bidimensionnel dans ce cas est trop long.

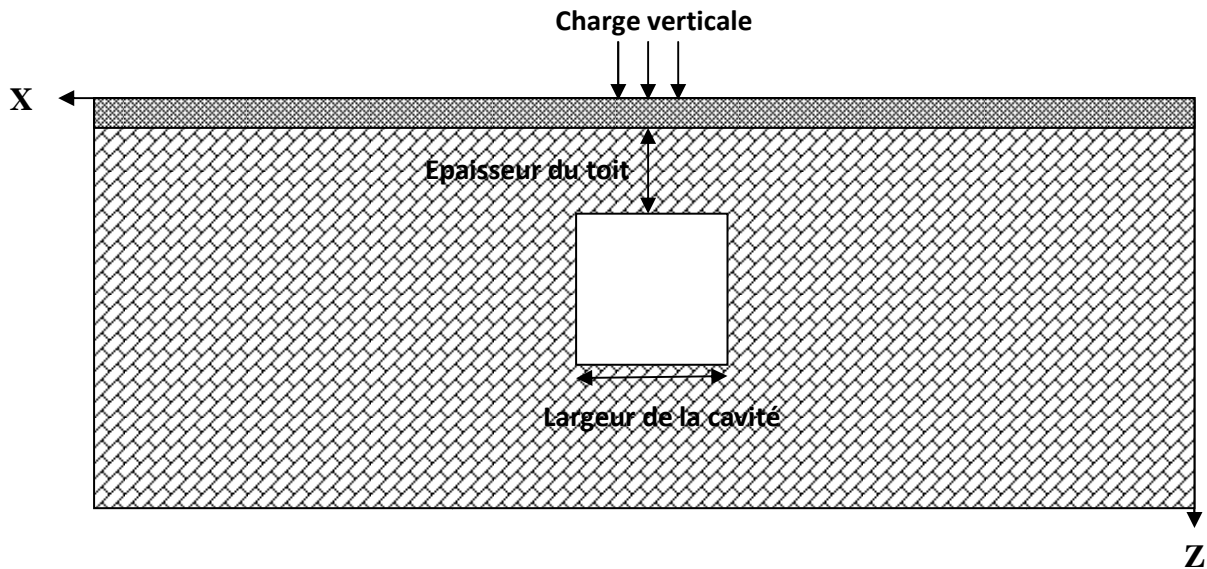


Fig. 95 : Présentation du cas étudié

5.2.2. Maillage et conditions aux limites

Le maillage bidimensionnel doit résulter d'un compromis entre une description aussi complète que possible de la géométrie, des résultats satisfaisant et des temps de calcul raisonnable. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure et les limites éloignées dans les directions x et z . La force est appliquée suivant l'axe z .

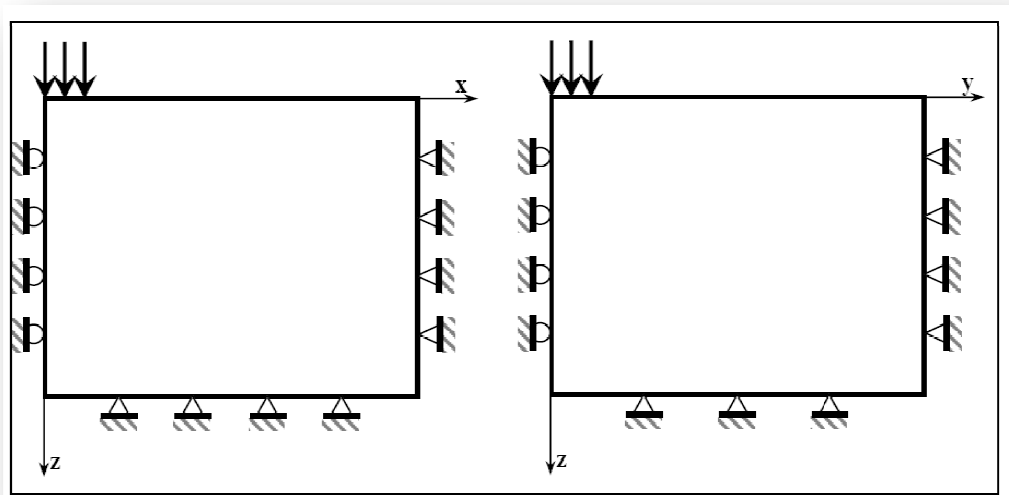


Fig. 96 : Les conditions aux limites.

Les limites latérales correspondant aux plans $x = 0$ ou $y = 0$ sont limitées dans les directions $-x$ et $-y$ respectivement (fig.96). Les frontières adoptées sont suffisantes afin que les conditions aux limites n'influencent pas sur les résultats et pour que le mécanisme de rupture ne les intercepte pas.

5.2.3. Procédure de simulation

Comme n'importe quelle procédure dans le code FLAC2D notre procédure suit plusieurs étapes spécifiques lors de l'exécution, qui sont les suivantes :

- Génération du maillage ;
- Frontières et conditions initiales ;
- Choix du modèle constitutif et propriétés du sol et roche ;
- Chargement et séquence de modélisation ;
- Interprétation des résultats.

Pour la procédure de simulation, la cavité est considérée comme nulle et le chargement est effectué par l'application d'une force directe sur le sol. Le modèle constitutif utilisé est élastoplastique (Hoek and Brown) pour l'horizon rocheux et plastique (Mohr-Coulomb) pour le sol. Au cours du chargement du toit de la cavité, on enregistre les déplacements verticaux à travers le toit de la cavité (un déplacement de 25.4 mm signifie la rupture).

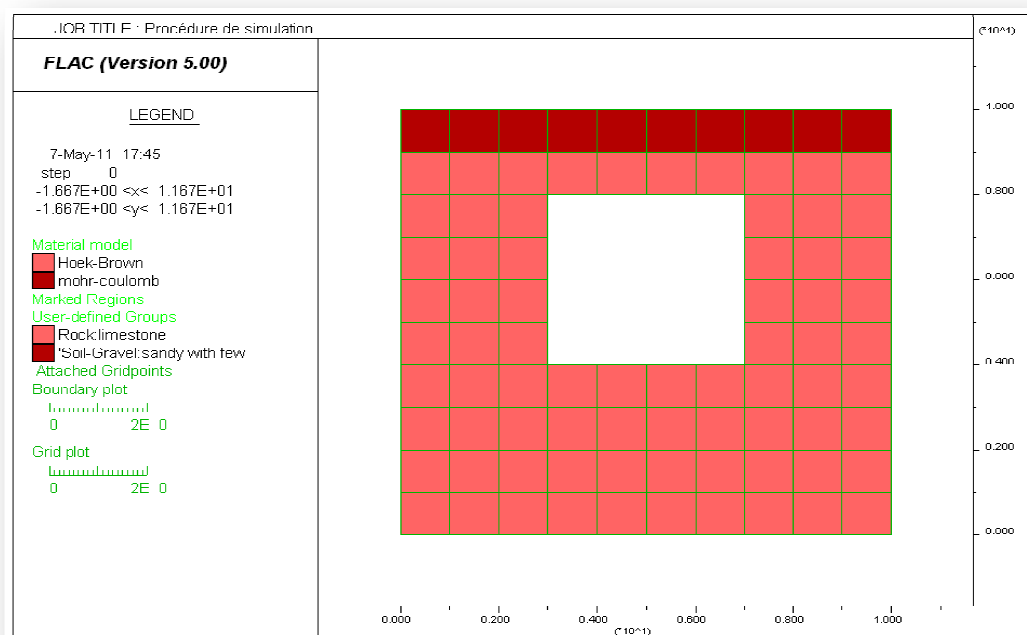


Fig. 97 : Procédure de simulation

5.2.4. Modélisation de chargement des cavités (L= 6m, superficie de chargement 1m²) avec l'épaisseur du toit et RMR sont variables:

La modélisation d'une cavité souterraine avec des dimensions fixe, au sien d'un massif rocheux est un exemple très simple à reproduire, mais le seul problème dans cette procédure est de faire varier deux paramètres dans trois cas différentes de la résistance de la masse rocheuse.

La loi de comportement utilisé est un comportement élastoplastique (Hoek and Brown) pour l'horizon rocheux et parfaitement plastique (Mohr-Colomb) pour le sol.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal dans le sens x et le déplacement vertical pour la limite inférieure. La force est appliquée au modèle dans la direction négative du z pour simuler la charge.

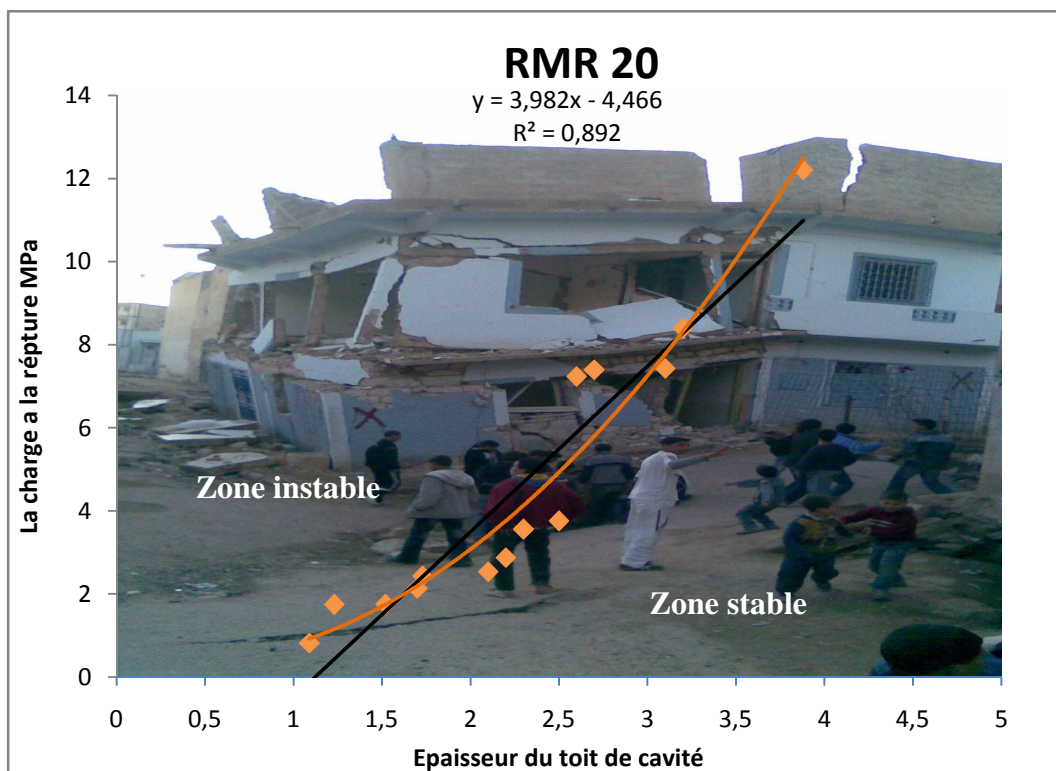


Fig. 98 : graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 20 (variation du chargement en fonction de l'épaisseur du toit)

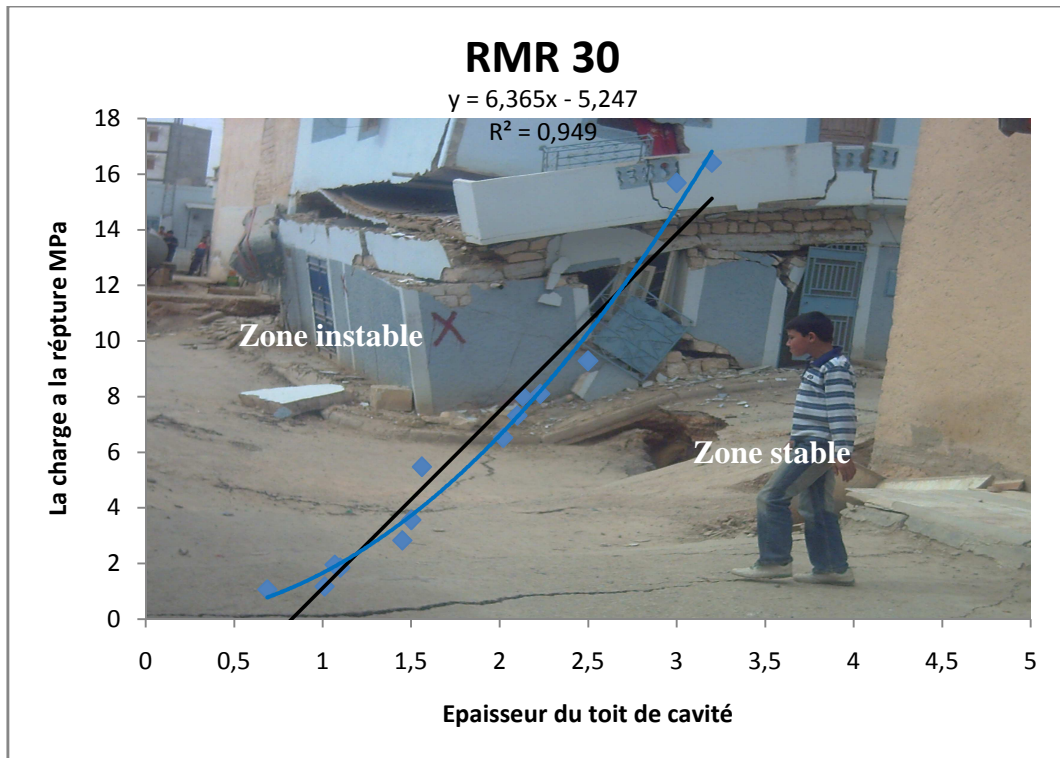


Fig. 99 : graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 30 (variation du chargement en fonction de l'épaisseur du toit)

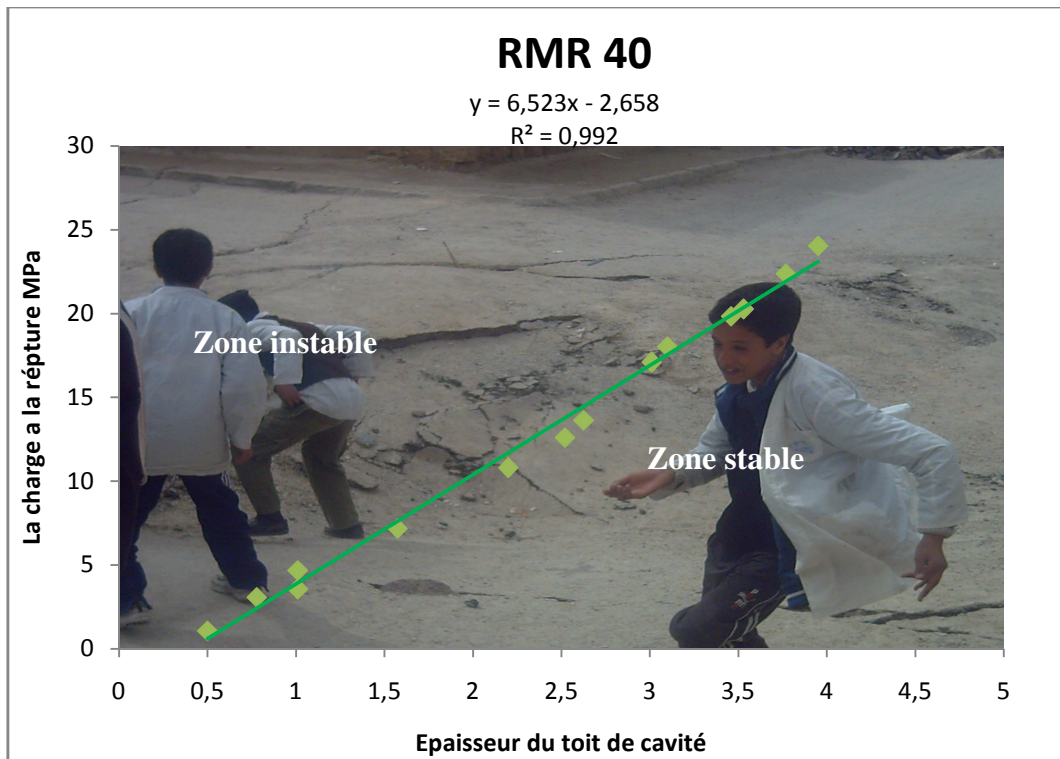


Fig. 100 : graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 40 (variation du chargement en fonction de l'épaisseur du toit)

Discussions :

Les figures 98, 99 et 100 montrent la variation de la charge en fonction de l'épaisseur de toit et de RMR. L'interprétation des valeurs obtenues en utilisant le code de calcul FLAC2D montrent, que l'état de stabilité des cavités dans ces conditions est une solution théorique qui dépend de l'analyse de la charge limite à la rupture selon la variation de l'épaisseur dans différents cas de RMR. Les constatations retirées de ces figures sont les suivantes :

La résistance des toits des cavités au chargement est une proportion directe avec l'augmentation de la valeur de RMR et une proportion inverse avec l'épaisseur du toit pour des valeurs de RMR de plus en plus croissantes.

L'allure des courbes pour des valeurs RMR faibles ont une tendance parabolique par contre pour les RMR forts l'allure des courbes approche d'avantage d'une ligne droite et cela conformément au critère non linéaire de Hoek et Brown. Cela montre la vulnérabilité des cavités quand le toit est de faibles caractéristiques mécaniques, cela montrent clairement qu'une relation complexe existe entre la rupture par cisaillement, RMR et l'épaisseur du toit.

Dans les graphes au dessus, les cavités souterraines seront instables si l'épaisseur du toit est inférieure à : charge/6.5 (RMR 40).

5.2.5. Modélisation des cavités souterraines (charge constante égale à 1 MPa) avec l'épaisseur du toit, largeur de la cavité et RMR sont variables:

Dans ce deuxième cas on fixe la charge imposé et on varié simultanément les propriétés de la roche (RMR), épaisseur du toit et largeur de la cavité.

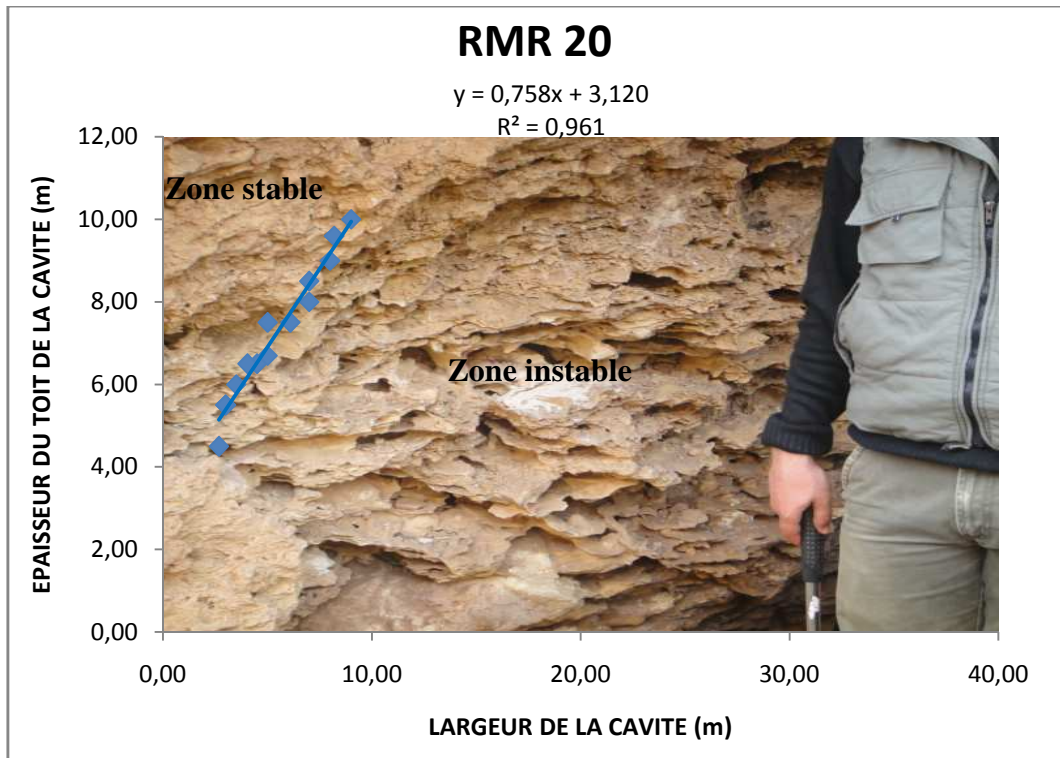


Fig. 101: graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 20 (variation de l'épaisseur du toit en fonction de la largeur de la cavité).

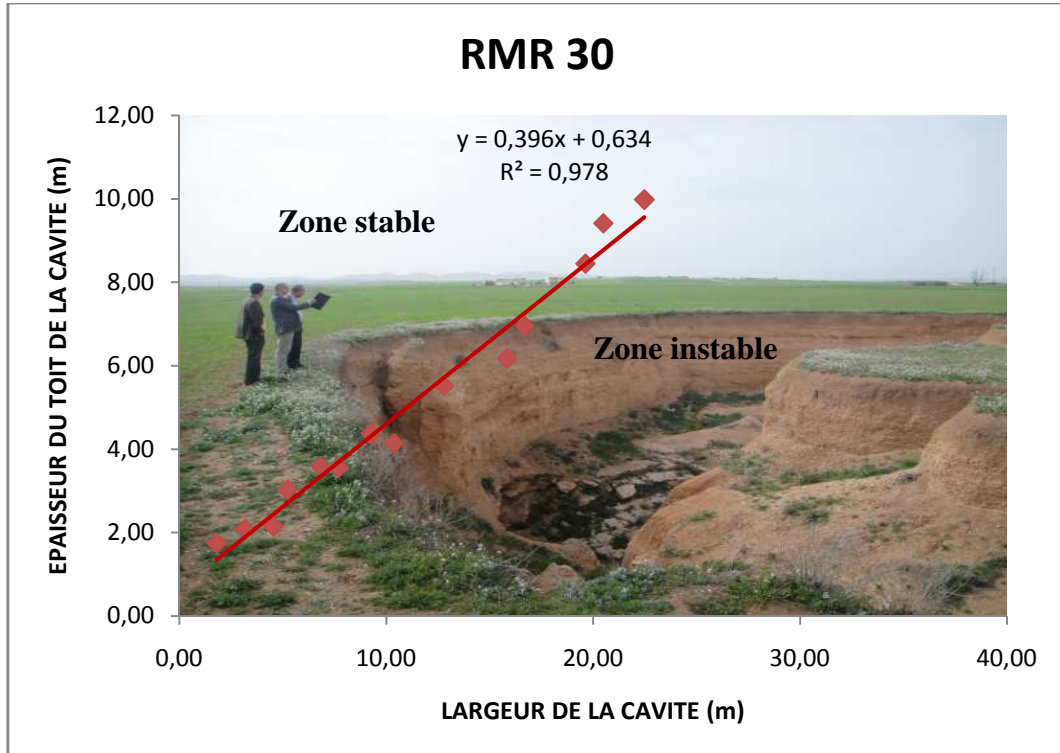


Fig. 102: graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 30 (variation de l'épaisseur du toit en fonction de la largeur de la cavité)

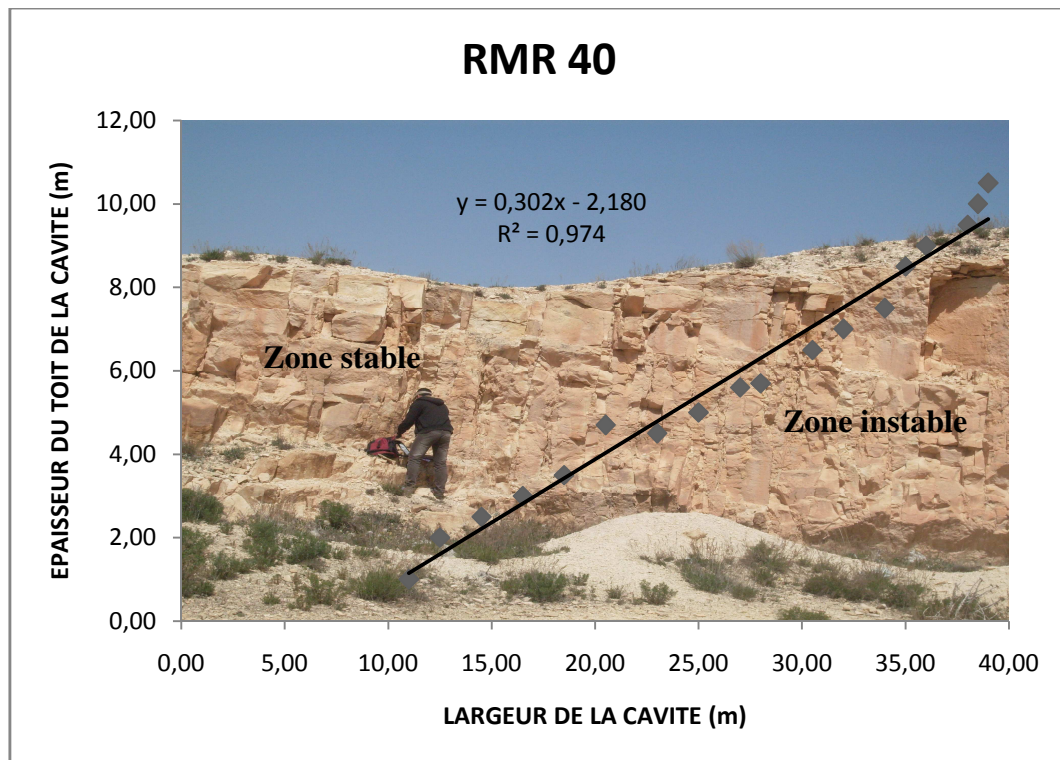


Fig. 103 : graphique montrant les états de limite de stabilité des cavités pour un RMR 40 (variation de l'épaisseur du toit en fonction de la largeur de la cavité).

Discussions :

Les figures 101, 102 et 103 montrent la variation de l'épaisseur du toit nécessaire pour maintenir la stabilité en fonction de la largeur de la cavité et le RMR. L'interprétation des valeurs obtenues montrent, que l'état de stabilité des cavités dans ces conditions est un rapport entre l'épaisseur et la largeur dans différentes valeurs de RMR. Les constatations retirées de ces figures sont les suivantes :

Le porté des masses rocheuses pour des cavités de largeur croissante est directement proportionnel avec l'augmentation de la valeur de RMR et l'épaisseur du toit.

La pente des droites est inversement proportionnellement à l'augmentation de la valeur du RMR. Cela signifie que la marge de stabilité augmente avec la croissance de l'épaisseur et le RMR pour des différentes largeurs.

Les figures montre bien les zones stables des zones instables, pour les différentes valeurs de RMR pour un chargement de 1 MN.

Par exemple la figure 102, montre que pour un RMR 30 et un chargement de 1 MN, une cavité d'épaisseur du toit 3 m sera stable lorsque la largeur ne dépassant pas 6 m, au de-là elle devienne instable.

RMR entre 30 et 40, une épaisseur du toit aux environs de la moitié de la largeur de la cavité semble être adéquate pour la plupart des cas des fondations de point de vue sécurité. RMR de 20, une épaisseur minimale du toit aux environs de la largeur de la cavité est nécessaire pour que la construction soit en sécurité

Les résultats obtenus par FLAC2D montrent clairement qu'une relation complexe existe entre la rupture, le rapport épaisseur / largeur et le RMR.

Dans les graphes au dessus, les cavités souterraines seront instables si l'épaisseur du toit est inférieure à : $L/3$ (RMR 40), $L/2.5$ (RMR 30) et L (RMR 20) pour un chargement de 1 MPa. L'importance et la forme de l'affaissement au sein du toit dépendent en même temps de la profondeur (l'épaisseur) et de la résistance relative de la roche (RMR) et la largeur de la cavité.

5.2.6. Modélisation de cavité souterraine (état critique), de largeur 39 m et l'épaisseur du toit égale à 8.5 m avec le niveau piézométrique variable:

Pour voir une idée sur le rôle des battements des nappes sur la stabilité des cavités souterraines, on a choisi de faire juste un modèle pour confirmer l'influence de ces derniers. La cavité modélisée est rectangulaire (état critique), RMR égale à 40, largeur de la cavité égale à 39 m et l'épaisseur du toit égale a 8.5 m.

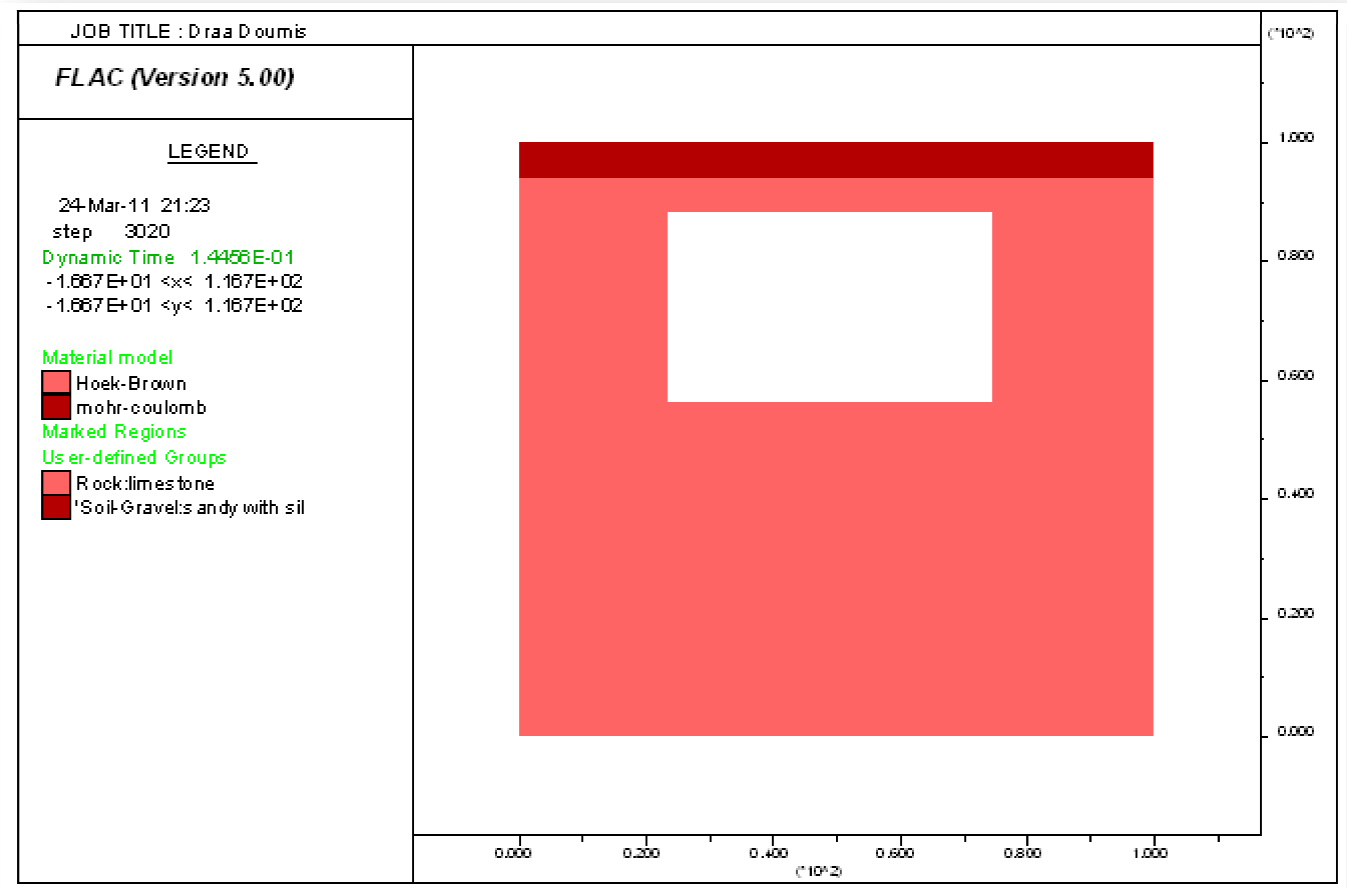


Fig. 104: graphique montrant les modèle utilisés dans la modélisation.

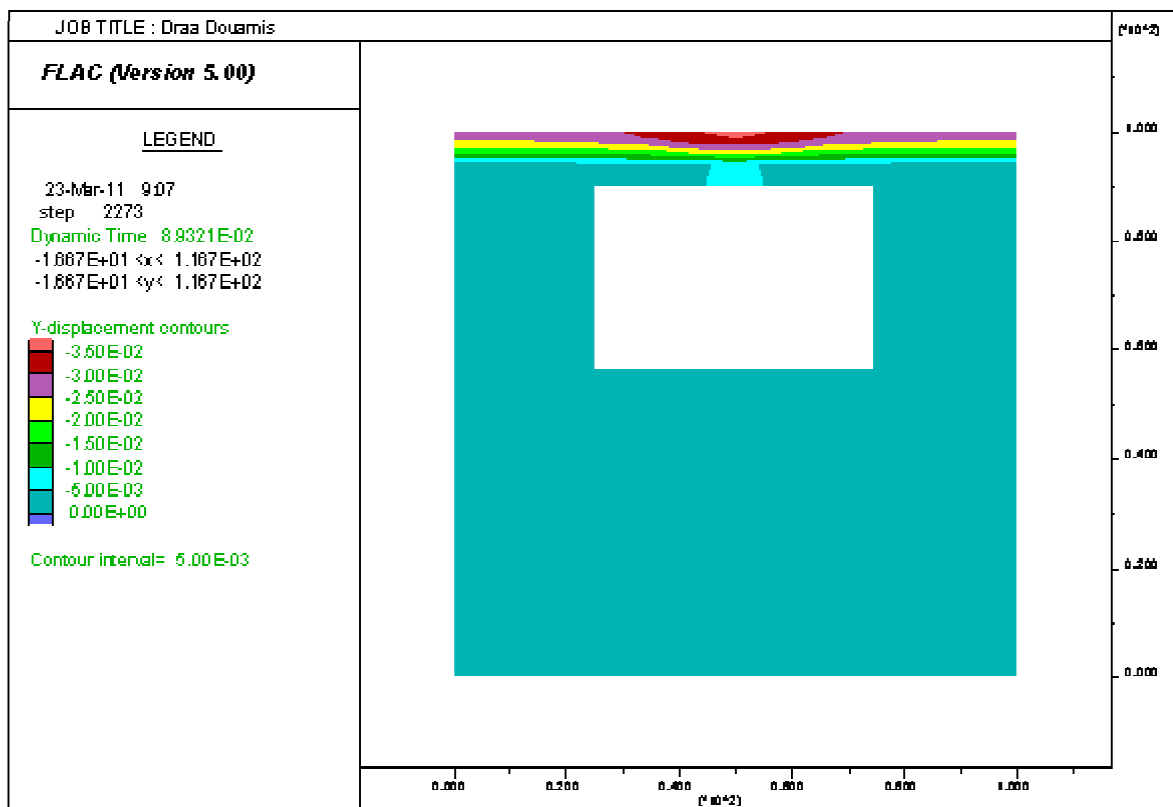


Fig. 105: graphique montrant le tau de déplacement pour le 1^{er} cas (cas sec).

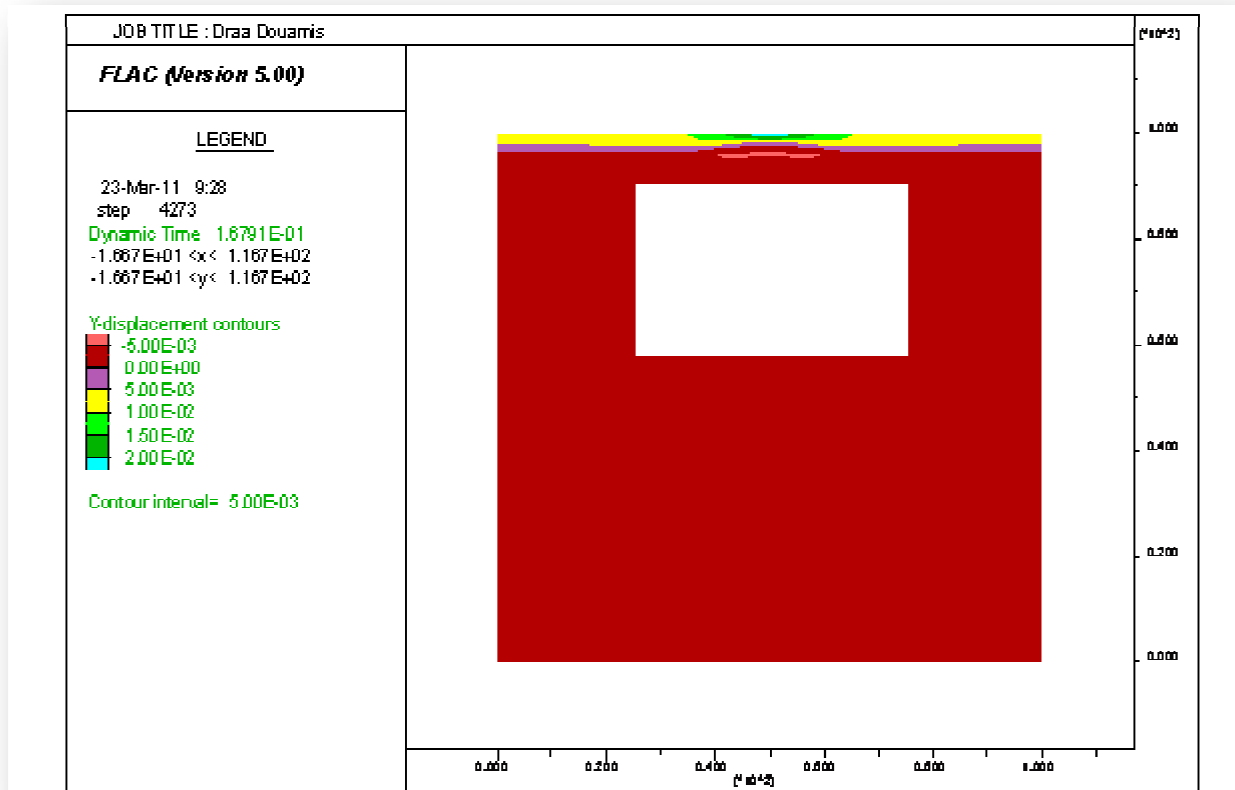


Fig. 106: graphique montrant le tau de déplacement pour le 2eme cas où le niveau piézométrique est à 4 m (cavité immergée).

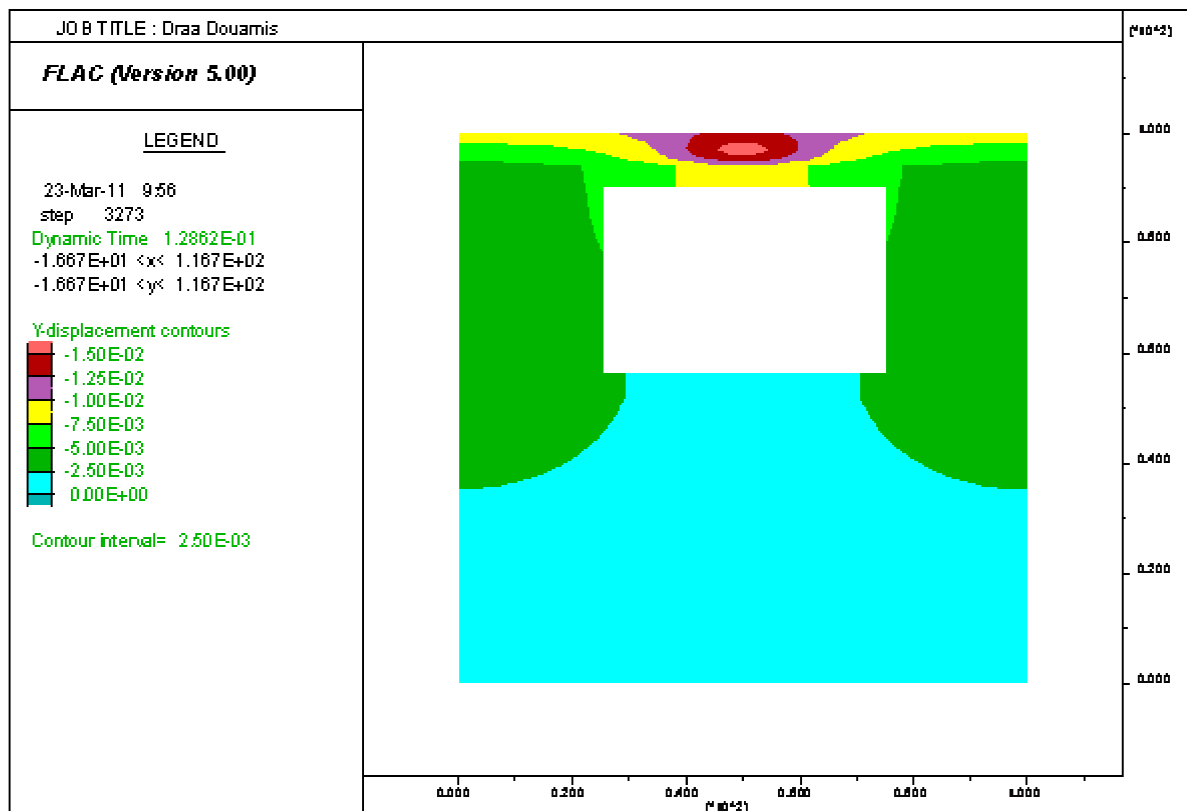


Fig. 107: graphique montrant le tau de déplacement pour le 3eme cas où le niveau piézométrique est rabattu a 8.5 m (cavité émergée).

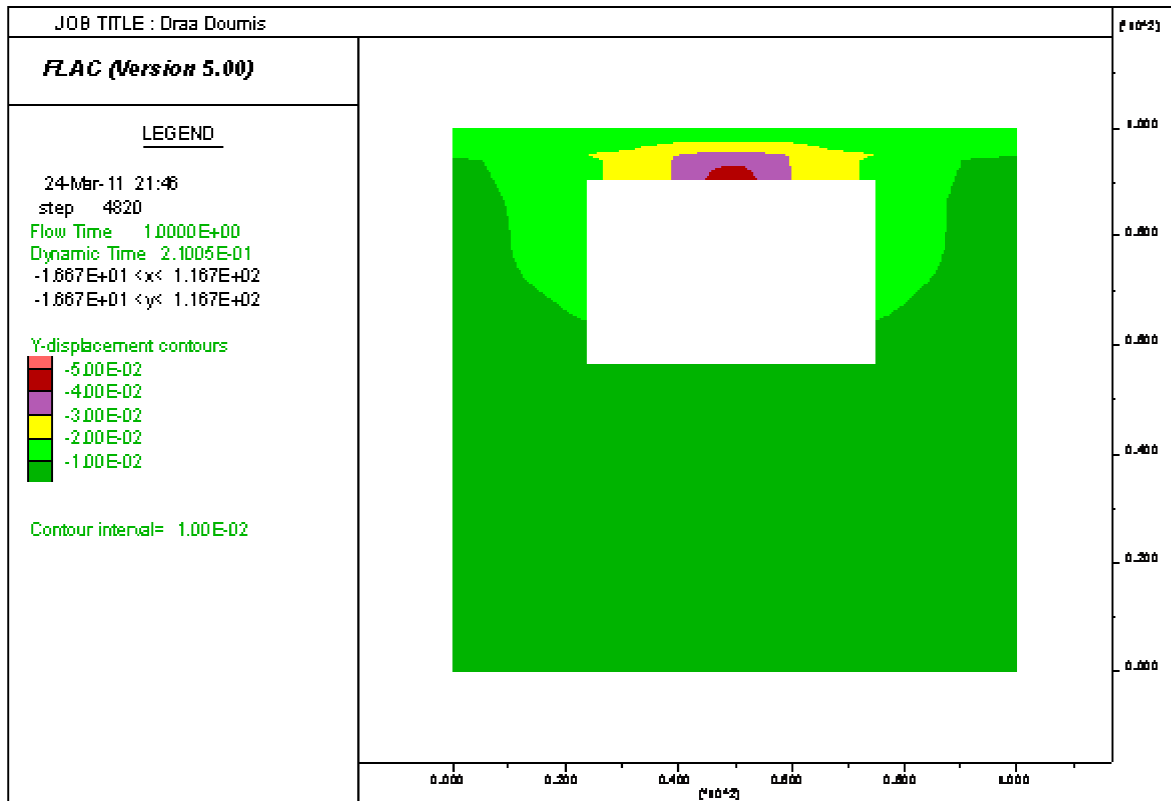


Fig. 108: figure montrant le tau de déplacement pour le 4eme cas où le niveau piézométrique est rabattu à 40 m (cavité émergée).

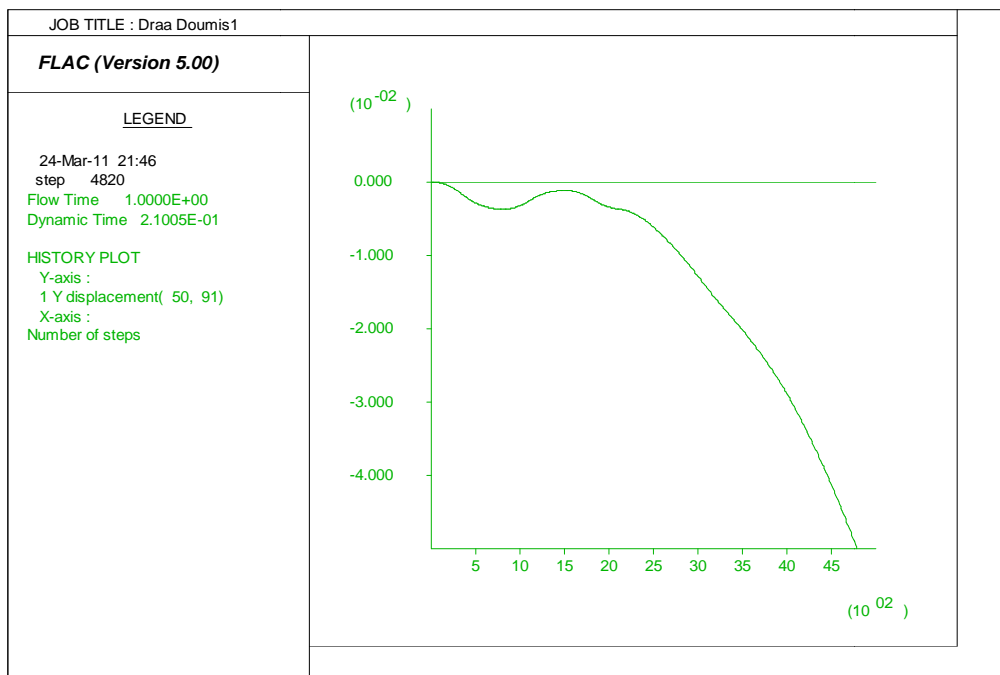


Fig. 109: graphique montrant le tau de déplacement pour le 4eme cas où le niveau piézométrique est rabattu a 40 m (cavité émergée).

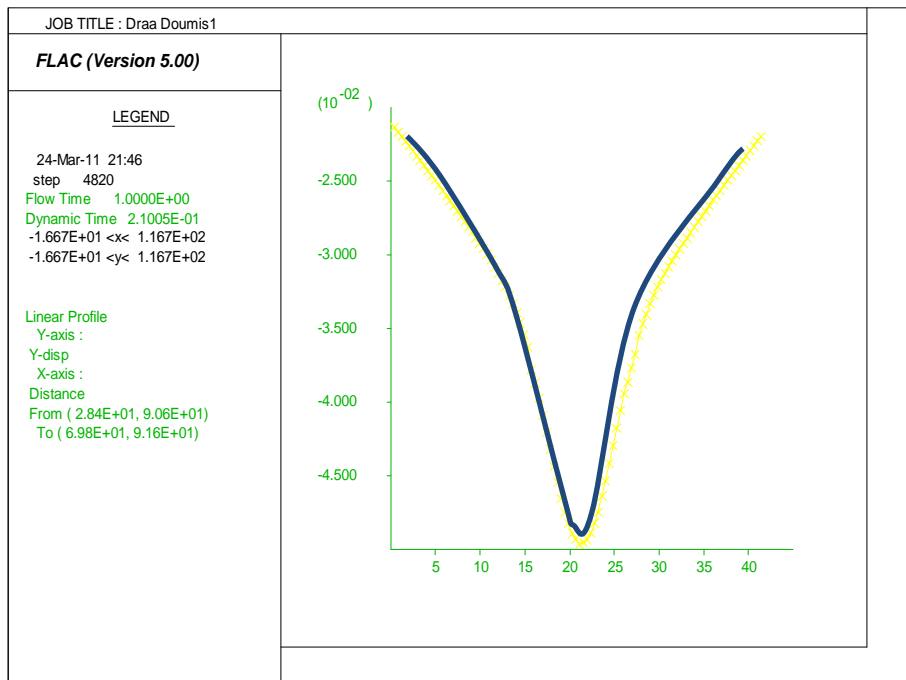


Fig. 110: graphique montrant la forme de rupture pour le 4eme cas où le niveau piézométrique est rabattu a 40 m (cavité émergée).

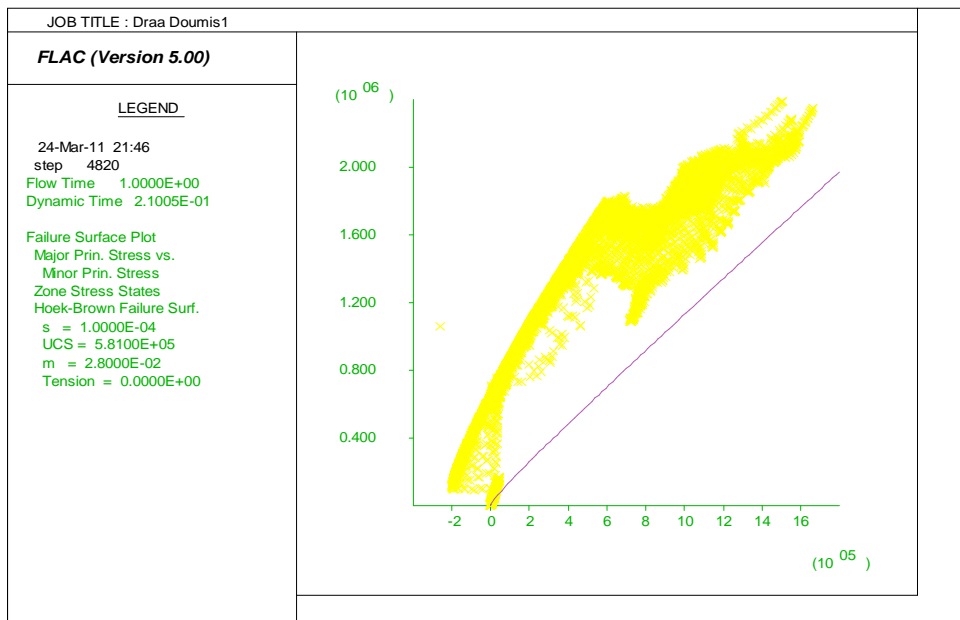


Fig.111 : graphique montrant l'état de contraintes pour le 4eme cas où le niveau piézométrique est rabattu a 40 m (cavité émergée).

Discussions :

Les figures ci dessus montrent l'état de stabilité d'une cavité souterraine à différents stades de variation de niveau piézométrique. La stabilité de cette cavité lors de la variation de la charge induite par la variation du niveau piézométrique est bien schématisée sur ces figures.

La cavité est stable dans le cas sec, les déplacements enregistrées sont inférieure à la limites d'effondrement (25.4 mm).

Dans le 2eme cas la cavité est immergée où on remarque qu'il n'y'a pas des déplacements verticales. La présence de l'eau permet le renforcement de stabilité.

Dans le 3eme cas, le niveau de l'eau est abaissé à la limite inférieure du toit où on remarque qu'il y'a des déplacements verticales de 15 mm, mais ne conduisent pas à l'effondrement.

Dans le 4eme cas, la cavité est émergée où on remarque que les déplacements verticales dépassent largement la limite de l'effondrement total.

Conclusion

Le long de ce chapitre nous avons abordés les différents points concernant l'état de la stabilité des cavités souterraines. Tous les vides dans les calcaires karstiques sont interconnectés par l'intermédiaire de fissures étroites, des passages plus au moins larges et les grandes chambres formant les éléments d'un système de grotte. L'emplacement de ces grottes reste un problème majeur devant toute tentative d'aménagement, cependant leur localisation, caractérisation devient impératif.

Dans les calcaires, la plupart des grottes se trouvent à des profondeurs variables, malgré que la plus part des temps les toits de ces dernières forment des arcs stables en compression, il existe d'autre formes telles que rectangulaires, elliptique,... plus vulnérable. Une ligne directrice non officielle à la stabilité du toit de la roche naturelle sur une grotte, dit que le terrain est stable si l'épaisseur du toit égale ou supérieure à la largeur de la grotte sans la prise en compte l'épaisseur et la roche fissurée. Cette ligne directrice est conservatrice. Pour plus de sécurité, la conception des structures dans le karst caverneux considère les cas les plus défavorables dans la région car ils sont plus sensibles aux charges appliquées par les fondations des superstructures. Celles se trouvant à grande profondeur sont au contraire insensibles aux variations de charges extérieures. Les charges maximales de sécurité sont donc une fonction entre la largeur de la grotte et l'épaisseur du toit de la roche intacte.

Pour le calcul de la stabilité des cavités souterraines on doit estimer d'abord les caractéristiques de la masse rocheuse à partir du GSI et du système RMR.

Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont utilisées dans le calcul de la stabilité des cavités et ouvrages souterrains. Le premier avantage de ces méthodes par rapport aux méthodes classiques d'équilibre limite est que les hypothèses avancées sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture ne sont pas nécessaires.

Dans cette étude nous avons utilisé le logiciel Flac 2D. Les résultats montrent que la stabilité augmente avec l'augmentation de la note RMR de la roche.

L'épaisseur de stabilité du toit de la cavité est inversement proportionnelle à la valeur RMR (fig. 98, 99 et 100).

Pour la valeur RMR 40 la charge de rupture est une fonction linéaire de l'épaisseur du toit de la cavité, par contre les faibles valeurs du RMR montrent une relation plus au moins parabolique. Cela montre la vulnérabilité des cavités quand le toit est de faibles caractéristiques mécaniques.

Les figures (101, 102 et 103) montrent que bien les zones stables des zones instables, pour les différentes valeurs de RMR pour un chargement de 1 MN.

La figure 102, montre par exemple que pour un RMR 30 et un chargement de 1 MN, une cavité d'épaisseur du toit 3 m sera stable lorsque la largeur ne dépassant pas 6 m, au de-là elle devienne instable.

On a montré aussi l'effet de la variation des niveaux piézométrique qui menace la stabilité des cavités dans le cas où il est rabattu.

Dans le cas de Chéria pour établir une carte d'aléa effondrement il suffit d'utiliser ce modèle par un RMR de 40.

Le calcul a été fait par un chargement de 1 MN, pour un coefficient de sécurité de 5 la charge admissible sera 0.25 MN.

Conclusion générale

La présente étude traite le problème d'effondrement dans le plateau de Chéria situé au Nord Est de l'Algérie. Le plateau de Chéria est une structure synclinale orientée sensiblement NE-SW. Il est constitué principalement par les formations carbonatées du Maestrichtien, Danien et de l'Eocène le tous recouvert par des formations meubles du Mio-Plio-Quaternaire.

Cette structure synclinale est identifiée durant la phase atlasique. Trois familles de fractures sont bien visibles sur les photographies aériennes de la région. Les familles sont orientées NE- SW, E-W et NW – SE.

Le climat de la région est semi-aride, la moyenne annuelle des précipitations est de l'ordre de 270 mm/an notant la densité des pluies orageuses pendant les mois de l'été.

Les bilans hydriques calculés sont en générale déficitaires, ce dernier tourne autour de 490 mm/an.

Les études géologiques, géophysiques et hydrogéologiques ont permis de définir trois aquifères. L'aquifère des calcaires Maestrichtien est important aux bordures et stérile au centre. L'aquifère des calcaires Eocènes le plus important de point de vue réserve et exploitation ainsi que celui du recouvrement Moi-Plio-Quaternaire. Ce dernier est devenu sans intérêt hydrogéologique après des décennies de sécheresse et la surexploitation.

La cartographie piézométrique lors des différentes périodes d'observation a montré un sens d'écoulement grossièrement Nord-Sud. Plus en détail, on observe que les écoulements se concentrent dans un premier temps vers le centre puis continus au sud vers l'exutoire.

Les sites d'effondrements se localisent au cœur du synclinal de Chéria où les calcaires fissurés et karstiques d'âge Eocène sont proches de la surface.

L'étude de la fissuration et la karstification a permis de localiser la fissuration dans les cents premiers mètres et la karstification dans les cinquantes premiers mètres dans la partie centrale de la région et en allant jusqu'à l'exutoire.

Les profiles de panneau électrique réalisées ont montré l'existence de cavités souterraines à des profondeurs variables. Les sondages mécaniques ont confirmé la présence de ces cavités ce qui encourage à l'adoption des méthodes électriques pour la détection des cavités à travers tout le bassin pour les besoins de l'aménagement. On peut également réaliser à l'aide de la méthode électrique une carte de présence des cavités.

La présence de cavité de différentes profondeurs et géométries rend impossible le calcul de stabilité par les méthodes analytiques, cela nous conduit à faire recours à l'utilisation des méthodes numériques par l'utilisation des logiciels bien connus tels que Plaxis et Flac 2D. Pour plusieurs raisons nous avons utilisé le logiciel Flac 2D.

Les résultats montrent que la stabilité dépend de la qualité de la roche massant le toit de la cavité, de l'épaisseur du toit de la cavité et des dimensions de cette dernière.

La stabilité des cavités augmente avec l'augmentation de la note RMR de la roche. Elle augmente aussi avec l'augmentation de l'épaisseur du toit de la cavité. Par contre elle diminue avec l'augmentation de la largeur de la cavité. Pour un chargement donné, les résultats obtenus montrent les conditions de stabilité en fonction des trois paramètres précédemment cités. Les graphes montrent bien les zones stables des zones instables. Par exemple, pour un RMR de 30 et un chargement de 1 MN, une cavité d'épaisseur du toit de 3 m sera stable lorsque la largeur ne dépassant pas 6 m, au-delà elle devient instable, notant qu'aucun coefficient de sécurité n'est pris en compte.

L'effet des variations du niveau piézométrique a été également exploré. Les calculs ont montré, pour une cavité de forme rectangulaire remplie d'eau, rompre quand on rabat le niveau piézométrique jusqu'au fond de la galerie.

Pour éviter tous problèmes d'effondrement dans le bassin de Chéria dans le futur, nous recommandons des campagnes géophysiques pour la détection des cavités (profondeur, épaisseur du toit et géométrie). Ensuite par voie de calculs comparable à ce qui a été fait dans ce mémoire ou l'utilisation directe des graphes de stabilité établis dans cette étude, déterminer l'état de stabilité de chaque cavité et réaliser une ou des cartes de présence des cavités, cartes d'aléa et des cartes de risques. Ces derniers doivent être rigoureusement respectés lors de l'établissement des plans d'aménagements futurs.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

ANONYME, (1973-1975) : Fiche technique des forages : F9, J8-9bis, JK8, OJ1, F2, BBC1, CH1, CH2, et CH4...etc. (DHW : direction d'hydraulique de la wilaya de Tébessa)

Asef, M.R., Reddish, D.J. and Lloyd, P.W. (2000), Rock-support interaction analysis based on numerical modelling. *Geotechnical Geological Engineering*, 18, 23±37.

ARTHAUD F. et CHOUKROUNE P. (1972), Méthodes d'analyse de la tectonique cassante à l'aide des microstructures dans les zones peu déformées. Exemple : la plate-forme nord-Aquitaine. *Rev. I.F.P.*, XXVII, n° 5, p. 715-732.

Baali. f (2007) : Contribution à l'étude hydrogéologique, hydrochimique et vulnérabilité à la pollution d'un système aquifère karstique en zone semi aride. Cas du plateau de Chéria N.E algérien.

Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974), Engineering classification of rock masses for tunnel design. *Rock Mechanics*, 6, 189±236.

Bennett, D. (1997), Finding a foothold. *New Civil Engineer*, December 4, 24±25.

Bieniawski, Z.T. (1973), Engineering classification of jointed rock masses. *Transactions South African Institute Civil Engineers*, 15, 335±343.

Bieniawski Z.T. (1989), Engineering rock mass classifications. j. wiley, new york.,
Bögli A. 1960. Kalklösung und Karrenbildung. *Zeitschrift für Geomorphologie Supplbd 2*: 4-21.

British Standards (1986), BS8004: British standard code of practice for foundations, 160pp British Standards Institution: London.

CGG (campagne générale de géophysique 1970): Prospection géophysique sur le plateau de Chéria. Rapport interne R.A.D.P. Paris VII 26p.

CHAFFAI H, (1986) : Evaluation des ressources en eaux de la plaine de Chéria (NE Algérie). Synthèse et analyse des données. Doctorat 3ème cycle, USTL, Montpellier II, 245p.

CHEWW.C. (1990), Waves and field in inhomogeneous media, Van Nostrand Reinhold.

DANIELS D.J., GUNTON D.J., SCOTT H.F. (1988), Introduction to subsurface radar, *IEE PROCEEDINGS*, Vol. 135, Pt. F, n°4.

DANIELS D.J. (1996): Surface Penetrating Radar, *IEE Radar, Sonar, Navigation and Avionics series 6*.

DAVIS J.L., ANNAN A.P. (1989), Ground-penetrating radar for high resolution mapping of soil and rock stratigraphy, *Geophysical Prospecting* 37, pp. 531-551.

Deborah J. Goodings, Waleed A. Abdulla (2002): Stability charts for predicting sinkholes in weakly cemented sand over karst limestone, *Engineering Geology* 65 (2002) p. 179–184

DROGUE C., MAS G., GRILLOT J. C., LLORIA C. et GUÉRIN R. (1975) : Utilisation du filtrage optique pour l'étude de la fracturation des roches carbonatées en Hydrogéologie. *Rev. Géogr. phys. Géol. dynam. Fr.*, vol. XVII, fasc. 1, p. 39-44.

DROGUE C. et GRILLOT J. C. (1976) : Structure géologique et premières observations piézométriques à la limite du sous-système karstique de Terrieu (périmètre expérimental). *Ann. Sci. Univ. Besançon, 2e coll. Hydrogéol. en pays calc.* 3e sér, fasc. 25, p. 195-210,

Dreybrodt W., Romanov D. and Gabrovsek F.2002 : Karstification below dam sites: a model of increasing leakage from reservoirs. *Environmental Geology* 42, 518-524.

Evert Hoek, Carlos Carranza-Torres, Brent Corkum (2002): Hoek-Brown failure criterion, pp7.

Ford D.C. and Williams P.F. 1989 : *Karst Geomorphology and Hydrology*. Unwin Hyman:London, 601pp.

Franklin, J.A. (1989) : Stability of shallow caverns. In: Malone, A.W. and Whiteside, P.G.D. (eds), *Rock Cavern ± Hong Kong*, pp. 203±212. Institution Mining Metallurgy: London.

GACHI A. (1986) : Hydrologie et utilisation de la ressource en eau en Algérie. Office des publications universitaires (Alger) 508p

GAUD. B (1978) : Eude géologique et hydrogéologique du plateau de Chéria Wilaya de Tébessa. Rapport interne N°2. A.N.R.H de Tébessa 68p (Agence Nationale des ressources hydriques).

GUÉRIN R. (1973) : Liaisons entre karst et tectonique dans le Bas-Vivarais calcaire. *C. R. Acad. Sci., Paris, t. 277, sér. D*, p. 1617-1620.

GRANDJEAN G., SENECHAL G., BITRI A., DABAN J-B. (2002), Détection de carrières souterraines par sismique haute résolution à Annet-sur-Marne (France), *C.R. Geoscience* 334, pp. 441-447.

Grosch, J.J., Touma, F.T. and Richards, D.P. (1987) : Solution cavities in the limestone of eastern Saudi Arabia. In: Beck, B.F. and Wilson, W.L. (eds), *Karst Hydrogeology: Engineering and Environmental Applications*, pp. 73±78. Balkema: Rotterdam.

GUEGEN Y., PALCIAUSKAS V. (1992), Introduction à la physique des roches, Hermann, Paris.

Gunzburger Y., Merrien-Soukatchoff V., Guglielmi Y (2002) : Mechanical influence of the last deglaciation on the initiation of the "La Clapière" slope instability (southern French Alps). 5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE)

Higginbottom, I.E. (1966) : The engineering geology of chalk. Proceedings of Symposium on Chalk in Earthworks and Foundations. Institution of Civil Engineers: London, 1-13.

Hoek E., Brown E.T. (1980): Underground Excavations in Rock . London: Institution of Mining and Metallurgy.

Hoek E., Bray J.W. (1981): Rock Slope Engineering, Revised Third edition. The Institution of Mining and Metallurgy, London.

Hoek E., Kaiser P.K. and Bawden. W.F. (1995), Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam: Balkema.

Hoek E. (1999), Practical Rock Engineering. Course notes. Site Web <http://www.rockeng.utoronto.ca/roc/Hoek/Hoek.htm>.

HOLLENDER F. (1999), Interprétation de la distorsion des signaux géoradar propagés et réfléchis - Développement d'une tomographie par bandes de fréquences, Thèse de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.

JAMIER D. (1975), Étude de la fissuration, de l'Hydrogéologie et de la Géochimie des eaux profondes dans les massifs du Mont Blanc et de l'Arpille. Thèse Doct. Sci. Univ. Neuchâtel, 153 p.

Jennings J.N. (1968) : Syngenetic karst in Australia. Australia National University Department of Geography Publication G/5, 41-110.

Kaderabek, T.J. and Reynolds, R.T. (1981) : Miami Limestone foundation design and construction. Proceedings American Society Civil Engineers, 107(GT7), 859±872.

KIRALY L. (1969): Statistical analysis of fractures (orientation and density). Geol. Rundschau, vol. 59, t. 1, p. 125-151.

Klimchouk A., Lowe D., Cooper A. and Sauro U. (Eds. 1996), Gypsum karst of the world. International Journal of Speleology 25 (3-4), 1-307.

Klimchouk A.B. (2000), the formation of epikarst and its role in vadose speleogenesis. In: Klimchouk A., Ford D., Palmer A. and Dreybrodt W. Speleogenesis: Evolution of Karst Aquifers, National Speleological Society: Huntsville, 91-99.

LAFFITTE R (1956) : Etude géologique et hydrogéologique de la région de Chéria. Rapport interne ANRH de Tébessa. 40 p.

LAMBER et DUROZOY (1947): Compte rendu la tournée effectuée dans la région de Tébessa (plateau de Chéria) A.N.R.H de Tébessa. 40p

LEONARD C. (2000), detection des cavités souterraines par sismique haute résolution et par impact-écho, thèse de l'université de sciences et de technologie de Lille, 178 pages.

Loke M.H. (1994) : The conversion of two dimensional resistivity data. PhD Thesis, Univ. of Birmingham, Birmingham, UK, 122p.

Loke, M.H. and Barker, R.D., (1996a), Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-Newton method. *Geophysical Prospecting*, 44, 131-152.

Lowe D. and Waltham T. (2002):. Dictionary of karst and caves. British Cave Research Association Cave Studies, 10, 1-40.

MUDET M. (1997) : Les cavités souterraines sous plateformes ferroviaires. Méthodes d'étude et de détection - Application aux infrastructures nouvelles et existantes Mémoire ingénieur du Conservatoire National des Arts et Métiers, 226 pages.

PIWAKOWSKI B., WATELET J-M., MOREAUX D. (1997): High resolution seismic prospecting of old gypsum mines – evaluation of detection possibilities, *European Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, Vol. 2, pp. 109-120.

PIWAKOWSKI B., SHAHROUR I. (1998) : Imagerie du proche sous-sol par la sismique réflexion haute résolution : application à la détection des cavités, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Vol. 214, pp. 19-29.

PIWAKOWSKI B., LEONARD C., SHAHROUR I. (2003) : La sismique réflexion haute résolution, un outil pour la reconnaissance des couches superficielles, *Revue Française de Géophysique*, n° 101.

RAZACK M. (1979) : Approche numérique et quantitative de l'étude sur clichés aériens de la fracturation des réservoirs en roches fissurées. *Rev. I.F.P.*, vol. XXXIV, n° 4, p. 547-574.

RAZACK M., DROGUE C., ROMARIZ C. et ALMEIDA C. (1980) : Étude de l'effet de marée océanique sur un aquifère carbonaté côtier (Miocène de l'Algarve, Portugal). *J. Hydrology*, 45, p. 57-69.

ROBERT A. (1995) : Recherche de méthodes d'interprétation des mesures géoradar et de thermographie infrarouge appliquées aux contrôles non-destructifs et à l'auscultation in situ des matériaux de construction, Thèse de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Romana M. (1988) : Practice of SMR classification for slope appraisal. Cinquième Symposium international sur les glissements de terrain, Lausanne,

Siegel, T.C. and McCracken, D.W. (2001): Geotechnical characterization and modelling of a shallow karst bedrock site. In: Beck, B.F. and Herring, J.G. (eds), *Geotechnical and Environmental Applications of Karst Geology and Hydrology*, pp. 169±172. Balkema: Lisse.

Smith D.I. and Atkinson T.C. (1976): Process, landforms and climate in limestone regions. In *Geomorphology and Climate* (ed Derbyshire, E.), Wiley: London, 367-409.

Sofianos, A.I. (1996): Analysis and design of an underground hard rock voussoir beam roof. *International Journal Rock Mechanics, Mining Science, Geomechanics Abstracts*, 33, 153±166

Sowers G.F. (1975) : Failures in limestones in humid subtropics. *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE 101 (GT8)*, 771-787.

Sowers, G.F. (1996) : *Building on Sinkholes*, 202pp. ASCE Press: New York.

Tan, B.K. (1987): Some geotechnical aspects of urban development over limestone terrain in Malaysia. *Bulletin International Association Engineering Geology*, 35, 57±63

THUERY J. (1989) : Les micro-ondes et leurs effets sur la matière, Applications industrielles, agroalimentaires et médicales, *Technique et Documentation*.

TILLARD S. (1991) : évaluation des performances du technique radar en prospection géophysique, Thèse de l'Université Louis Pasteur de Strasbourg I, Institut de Physique du Globe.

Waltham A.C. (1989): *Ground Subsidence*. Blackie: Glasgow, 202pp.

Waltham, T. (2002b): The engineering classification of karst with respect to the role and influence of caves. *International Journal Speleology*, 31, 19±35.

Waltham et Fookes, (2003): Engineering classification of karst ground conditions, 20pp.

Waltham, A.C. and Swift, G.M (2004): Bearing capacity of rock over mined cavities in Nottingham. *Engineering Geology*, 75, 15±31.

Waltham T., Bell F., and Culshaw M. (2005): *Sinkholes and Subsidence: karst and cavernous rocks in engineering and construction*. Springer:Berlin, 382pp.

Waltham T. (2005) : Karst terrains. In: Fookes P.G., Lee M. and Milligan G. (Eds.), *Geomorphology for Engineers*. Whittles Publishing: Caithness, 662-687.

Waltham et Z. LU, (2007) : *Natural and Anthropogenic Hazards in Karst Areas: Recognition, Analysis and Mitigation*, geological society special edition.

White S. (2000) : Syngenetic karst in coastal dune limestone: a review. In: Klimchouk, A.B., Ford, D.C., Palmer, A.N. and Dreybrodt, W. (Eds.) *Speleogenesis: Evolution of Karst Aquifers*. National Speleological Society: Huntsville, 234-237.

XIONG Z. and TRIPP A.C. (1997): Ground-penetrating radar responses of dispersive models, *Geophysics*, Vol. 62, n° 4, pp. 1127-1131.

Annexes

Annexe

Application des deux tests sur les stations.

Station	Chéria	Tébessa	Ain Babouche	Ain Troubia	Bir Mekadem
Période	1972-2008	1977-2007	1973-2004	1972-2008	1972-2008
N	37	31	32	37	37
Taille (n ₁)	19	16	16	18	18
Taille (n ₂)	18	15	16	19	19
Moyenne(1)	262.54	354.71	78.5	508.25	78.5
Moyenne(2)	265.4	378.03	128.67	183	125
Variance(1)	14111.82	10264.65	144.5	190797.58	1300.5
Variance(2)	13840.98	12432.55	10222.33	7923.880	1786
Ecart type(1)	118.79	101.31	12.021	436.80	36.06
Ecart type(2)	117.65	111.50	101.110	89.02	42.26
T(Student)	0.0710	1.642	1.908	3.089	3.492
V(Student)	34	29	30	35	35
F(Fischer)	1.02	0.8220	0.0141	24.153	0.730
V ₁ (Fischer)	17	15	15	17	17
V ₂ (Fischer)	17	14	15	18	18
t _(α/2) (α=0.05)	2.042	2.045	2.042	2.042	2.042
t _(α/2) (α=0.01)	3.385	3.396	3.385	3.385	3.385
F _α (α=0.05)	2.38	2.53	2.48	2.38	2.38
F _α (α=0.01)	3.46	3.80	3.67	3.46	3.46
Commentaire	Homogène	Homogène	homogène	Non homogène	Non homogène

Annexe



LTP. EST DIRECTION RÉGIONALE ANNABA ANTENNE DE TÉBESSA

SONDAGE : 15

PROFONDEUR : 0.00-20.00m

Profondeur (m)	Description lithologique	Ø	OBS.
0.00 0.80	Bloc calcaire blanchâtre		
	Vide (karsts)		
4.50 6.00	Calcaire beigeâtre à blanchâtre		
	Tuf sableux beigeâtre		
10.00 13.00	Calcaire grisâtre à blanchâtre		
	Vide (karsts)		
17.50 20.00	Calcaire grisâtre à blanchâtre		
		Forage non destructif Ø 116	

Annexe



LTP. EST DIRECTION RÉGIONALE ANNABA ANTENNE DE TÉBESSA

