

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

SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DE JIJEL
جامعة جيجل

552/9

FACULTE DES SCIENCES
DEPARTEMENT DES SCIENCE
DE LA TERRE



كلية العلوم
دائرة الجيولوجيا

Mémoire de Magistère

Présenté à l'université de Jijel département de Géologie
en vue de l'obtention du diplôme de Magistère
en Géologie

Option : Géologie de l'ingénieur

Thème :



Etude géologique et géotechnique du Tunnel de Oued

Dar -El-Oued (Grottes Merveilleuses)

Wilaya de Jijel

Présenté par : *Illas Chahra*

Soutenu le 28/10/ 2008 devant le jury composé de :

Président : Mr. BOUFTOUHA YOUSSEF

Maître de conférence Université de Jijel

Rapporteur : Mr. ZENNIR ABDELMALIK

Maître de conférence Université de Jijel

Examineur : Mr. KHELFALLAH SALAH

Maître de conférence Université de Jijel

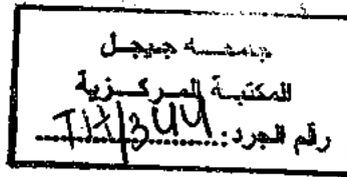
Examineur : Mr. DJELLIT HAIMOU

Directeur de recherche CRAAG Alger

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2007- 2008



Remerciements



552/9

Ce mémoire de magister est par définition le fruit d'un travail personnel, mais qui, pour ma part, n'aurait jamais abouti sans le concours d'un grand nombre de personnes que je souhaite remercier ici.

Je remercie en premier lieu Monsieur A.Zennir maître de conférence à l'université de Jijel pour avoir accepté d'être rapporteur de ce travail.

J'adresse mes vifs remerciements à Monsieur Y.Boufetouha Maître de conférence à l'université de Jijel d'avoir accepté de présider le jury de ma thèse.

Je remercie sincèrement Monsieur S.Khelfallah Maître de conférence à l'université de jijel, Monsieur H.Djellit Directeur de recherche CRAAG Alger pour avoir accepté d'examiner mon travail.

Je tiens à exprimer ici mon profond respect et ma reconnaissance à tous les enseignants du département de géologie, leur conseils, leur encouragements m'ont été d'un soutien particulièrement précieux et indispensable pour mener à bien ce travail.

Ma reconnaissance va à toute ma famille qui m'a supporté durant cette période. Enfin, j'associe à cet hommage, tous mes collègues du département de géologie, DTP, MAPA Turc. que chacun trouve ici l'expression de ma reconnaissance.



SOMMAIRE

Listes des figures

Listes des tableaux

Notations et symboles

Introduction..... 1

Première partie :

Chapitre I : Présentation de la région

I-1-Aperçu géographique..... 3

I-2- historique des travaux..... 3

Chapitre II : cadre géologique régional

II-1-Introduction 6

II-2- le domaine interne 7

II-2-1-le socle kabyle..... 7

II-2-2-la couverture sédimentaire du socle kabyle..... 7

II-2-2-1-la dorsale kabyle ou chaîne calcaire..... 7

II-2-2-2-l'Oligo-miocène-kabyle..... 7

II-2-3-les olistostromes..... 7

II-3-le domaine externe..... 7

II-3-1-les flyschs..... 7

II-3-2-les formations telliennes..... 7

II-3-2-1-la nappe de Djemila..... 7

II-3-2-2-la nappe Bibanique..... 8

II-3-2-3-les unités à matériels éocène..... 8

II-3-2-4-les unités septentrionales..... 8

II-3-2-4-1-unités des Babors..... 10

II-3-2-4-1-unités de Draa El Arba-Erraguène..... 10

II-3-3-les Avants pays parautochtones et Autochtones..... 10

Chapitre III : Etude géologique de l'unité Berk-Gouraya

III-1-Introduction..... 11

III-2-Principales caractéristiques de l'unité du Berk..... 11

III-3-Stratigraphie..... 11

III-3-1-le Trias..... 13

III-3-2-le Jurassique..... 13

III-3-3-1-le lias..... 13

III-3-3-2-le Dogger.....	13
III-3-3-le Malm.....	13
III-3-4-le Cénozoïque.....	13
III-4-Tectonique.....	13
III-4-1-les plis.....	13
III-4-2-les charriages.....	14
III-4-3-Magmatisme et métamorphisme.....	14
Chapitre IV Hydroclimatologie et hydrogéologie de la région.....	
IV-1-Introduction.....	15
IV-2-Aperçu climatique.....	15
IV-3-Analyse des paramètres climatiques.....	15
IV-3-1-La pluviométrie.....	15
IV-3-1-1-la pluviométrie moyenne annuelle.....	15
IV-3-1-2-la pluviométrie moyenne mensuelle(P.M.M) et saisonnières(P.M.S). ..	15
IV-3-2-La température.....	19
IV-3-3-L'évaporation.....	20
IV-3-4-La durée d'insolation.....	21
IV-3-5-Le graphe ombro-thermique.....	21
IV-4-Bilan hydrique.....	22
IV-4-1-Calcul de l'évapotranspiration potentielle.....	22
IV-4-2-Calcul de l'évapotranspiration réelle.....	23
IV-4-3-Interprétation du bilan hydrologique selon Thornthaitte.....	24
IV-4-4-Calcul du ruissellement (R).....	24
IV-4-5-Calcul de l'infiltration moyenne (I).....	24
IV-5-Conclusion.....	24
IV-6-Hydrogéologie.....	25
IV-6-1-L'ensemble sédimentaire.....	25
IV-6-1-1-nappe alluviale.....	25
IV-6-1-2-nappe de grés fissurés et marnes alternant avec les argiles (Miocène inférieur).....	25
IV-6-1-3-nappe aquifère des grés de l'Oligocène.....	25
IV-6-1-4-nappe de grés fissurés et marnes alternant avec les argiles (Crétacé supérieur).....	25
Chapitre V : Géologie du site	
V-1-lithologie.....	26

V-2-Aspect tectonique.....	26
V-2-1-tectonique cassante.....	26
V-2-2-tectonique souple.....	26
V-2-2-1-les dolomies littorales.....	30
V-2-2-2-les plis déversé vers le N de Dar El Oued.....	30
V-2-2-3-le lias supérieure de Dar El Oued.....	31
V-3-Caractéristique pétrographique.....	33
V-4-Phénomène de dolomitisation.....	33
V-5-Phénomène de karstification.....	34
V-6-Séismicité	35
V-6-1-carte sismique de la région	35
V-6-2-classification des secousses recentes dans la région.....	36
V-6-3-analyse sismo-tectonique.....	36

Deuxième partie :

Chapitre VI : Bibliographie sur la géotechnique

VI-1-Introduction.....	38
VI-2-Destination et classification des tunnels.....	39
VI -2-1-Tunnels destinés à la circulation.....	39
VI-2-2-Tunnels servant au transport.....	41
VI-2-3-Tunnels servant au stockage.....	41
VI-3-Facteurs d'implantation du tunnel.....	42
VI-3-1-choix du tracé	42
VI-3-2-Etude du profil en long.....	42
VI3-3-Choix de la section.....	42

Chapitre VII : Bibliographie sur la mécanique des roches

VII-1-Introduction.....	45
VII-2-Classification des ouvrages souterrains	45
VII-2-1-Association française des travaux en souterrain (A .F.T.E.S).....	45
VII-2-2-Rock Quality Désignation Index (R .Q.D).....	50
VII-2-3-Tunneling quality index (Q).....	50
VII-2-4-Rock masse rating (R.M.R).....	51
VII-2-5-Critère de rupture de Hoek et Brown.....	55
VII-2-6-Géological strength index.....	57
VII-3- Classification des ouvrages souterrains.....	59

VII-3-1 –Creusement	59
VII-3-1-1-Machine à attaque globale (Tunnelier).....	59
VII-3-1-2-Machine à attaque ponctuelle.....	60
VII-3-1-3-Creusement à l'aide des explosifs.....	60
VII-3-1-4-La nouvelle méthode autrichienne (N .A.T.M).....	61
VII-3-2-Soutènement.....	62
VII-3-2-1-Différents types de soutènements.....	62
VII-3-2-1-1-Soutènement par boulons d'ancrages.....	62
VII-3-2-1-2-Soutènement par cintre métalliques.....	63
VII-3-2-1-3-Soutènement en béton.....	64
VII-3-3-Etanchement.....	64
VII-3-3-1-Procédés d'étanchement.....	64
VII-3-3-1-1-Couche d'étanchéité.....	64
VII-3-3-1-1-Drainage.....	65
VII-3-4-Constitution des revêtements.....	65
VII-3-4-1-Type de revêtement.....	65
VII-4- Conclusion.....	66
Chapitre VIII : Tunnel de Dar El Oued (Jijel)	
VIII-1-Justification du projet.....	67
VIII-2-Description du projet.....	67
VIII-3-Tracé du Tunnel.....	69
VIII-4-Principaux éléments de l'ouvrage.....	70
VIII-4-1-Voûte.....	70
VIII-4-2-Piédroits.....	70
VIII-4-3-Radier.....	70
VIII-5-Phasage des travaux.....	71
VIII-5-1-le creusement.....	71
VIII-5-1-1-Extraction par moyens mécaniques.....	71
VIII-5-1-2-Extraction par minage.....	72
VIII-5-2-Soutènement provisoire.....	75
VIII-5-3-Etanchement.....	77
VIII-5-4-Revêtement.....	77
VIII-6-Prédiction de l'effet de tir.....	78

Chapitre IX : Présentation de la méthode Convergence –confinement	
IX-1-Introduction.....	81
IX-2-Les principes généraux de la méthode convergence –confinement.....	81
IX-3-Détermination de taux de confinement.....	83
Chapitre X : Evaluation des charges et des poussées agissant sur le tunnel	
X-1-Introduction.....	86
X-2-Estimation de la pression verticale.....	86
X-2-1-Théorie de Bierbaumer.....	86
X-2-1-Théorie de Estzo.....	87
X-2-3-Théorie de Terzaghi.....	87
X-3-Détermination de la poussée latérale.....	88
X-3-1-Selon Terzaghi.....	88
X-3-2-Selon Rankine.....	88
X-3-3-Selon Protodiakonov.....	89
X-4-Détermination de la poussée au niveau du radier.....	89
X-4-1-Théorie de Tsimbarievitch.....	89
Chapitre XI : Mesure d'auscultation	
XI-1-Introduction.....	91
XI-2-Types de mesures.....	91
XI-2-1-Mesure de convergence.....	91
XI-2-2-Mesure de déplacement absolu.....	91
XI-2-3-Mesure de pression sur le revêtement.....	92
XI-2-4-Mesure de contrainte dans le revêtement.....	92
Chapitre XII : Bibliographie sur la modélisation	
XII1- Modélisation propre aux problèmes géotechniques.....	94
XII-2-Méthode des éléments finis.....	94
XII-2-1-Principe généraux de la méthode.....	94
XII-2-1-1-les éléments finis : nécessité des calculs dans le cas des tunnels.....	95
XII-3-Méthode des éléments distincts.....	95
XII-4-Application à notre problème.....	97
XII-4-1-Introduction.....	97
XII4-2-Description de code numérique utilisé.....	97
XII-4-2-1-Généralité.....	97
XII-4-2-2-Construction de l'ouvrage.....	97

XII-4-2-2-1-Sollicitation.....	97
XII-4-2-2-2-Matériaux de construction.....	98
XII-4-3-SAP 2000.....	98
XII-4-3-1-Les avantages du SAP2000.....	98
XII-4-3-2-Terminologie.....	99
XII-4-4-Modélisation.....	99
XII-4-4-1-Les éléments de modélisation.....	99
XII-4-4-1-1-Les éléments.....	99
XII-4-4-1-2-L'analyse.....	100
<u>Troisième partie : Résultats et discussions</u>	
VIII-1-Application de la méthode de Bieniawski sur le tunnel de Dar El Oued (Jijel)....	102
VIII-2-Application de l'A.F.T.E.S sur le tunnel de Dar El oued (Jijel).....	105
VIII-3- Résultats des calculs des pressions sur le tunnel de Dar El Oued(Jijel).....	108
VIII-4- Interprétation des mesures de convergence.....	116
VIII-5- Interprétation des mesures d'Auscultation.....	117
VIII- 6-Interprétation des résultats numériques	118
Conclusion et Recommandation.....	134
Références bibliographiques	
Annexes	

Listes des figures

Fig. I-1 : Situation géographique du site étudiée (D'après D.Obert ,1981)	05
Fig. II-1: Structure de la chaîne alpine de la méditerranée occidentale (Durang Delga, 1969)	06
Fig. II-2: Unités et sous-unités des Babors orientaux (Obert, 1981)	09
Fig. III-1: Colonne stratigraphique de l'unité: Brek – Gouraya (M.Leikine, 1971,1974;M.Leikine,D.Obert et J.P.Bellier,1975;A.Coutelle,1979;J.M.Villa,1980)	12
Fig. IV-1: Distribution de la pluviométrie moyennes mensuelles	17
Fig. IV-2: Répartition de la pluviométrie moyennes saisonnières (1980-2006)	18
Fig. IV-3: Variation moyenne de la température mensuelle (1993-2006)	20
Fig. IV-4: Graphique Ombro-thermique (1993-2006)	21
Fig.V-1 : Coupes transversales de la section du tunnel	27
Fig.V-2 : Coupe NE-SW de la traversée du tunnel de Dar El Oued	29
Fig. V- 3: Le lias dolomitique de Dar El Oued (Obert, 1981)	30
Fig. V- 4: La série inverse de l'O. Guelil (Obert, 1981)	31
Fig. V- 5: Le lias supérieur de Dar El Oued (Obert, 1981)	32
Fig. V- 6: Vue en lames minces des calcaires dolomitiques traversées par le tunnel de Dar-el-Oued	33
Fig. V-7: Karst au tunnel de Dar El Oued	35
Fig. V-8: Contexte sismotectonique de la région de Jijel-Bougie-C.R.A.A.G 1971	36
Fig. VI-1: Influence de l'orientation de la stratification sur la stabilité des parois de la galerie (d'après le CETU)	44
Fig. VII-3 : Classification de Z. Bieniawski tenue de l'excavation suivant la classe de rocher	54
Fig. VII-4 : Critère de rupture de Hoek - Brown	56
Fig. VII-5 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995)	58
Fig. VII-6: Tunnelier ROBBINS modèle 189229, Aménagement de Calaveras, Californie (document ROBBINS)	59
Fig.VII-7 : Machine à attaque ponctuelle	60
Fig. VII-8: Perforatrice au front de taille	61
Fig. VII-9: Soutènement par boulons d'ancrages	62
Fig. VII-10: Trois types de cintres	63
Fig. VIII-1: Entrée du tunnel cote Ouest	67
Fig. VIII-2: Emplacement du tunnel cote Est et Ouest	68
Fig. VIII-3 : Montage du coffrage de la voûte	70

Listes des figures

Fig. VIII-4: Vue générale du tunnel creusé avec banquettes bétonnées	71
Fig. VIII-5: Creusement à l'aide du brise roche	72
Fig. VIII-6 : Exemple d'un plan de tir	73
Fig. VIII-7: Creusement à l'aide d'explosif	75
Fig. VIII-8: La mise en place des cintres	76
Fig. VIII-9: Exécution du béton projeté au niveau des cintres	76
Fig. VIII-10: Mise en place des boulons SWELEX au niveau de la voûte	76
Fig. VIII-11: Mise en place de l'étanchéité au niveau de la voûte	77
Fig. VIII-12: Vue générale du tunnel	78
Fig. VIII-13: Influence de vitesse de vibration a partir de la distance du front de taille	79
Fig. IX-1 : Principe de détermination de la loi de convergence du massif a) Coupe transversale ; (b) Coupe longitudinale	82
Fig. IX-2 : Courbe caractéristique de terrain et de soutènement	83
Fig. IX-3 : Variation de taux de déconfinement λ en fonction de la distance X du front (cas de comportement élastique)	84
Fig. IX-4 : Variation de taux de déconfinement λ en fonction de la distance au front (comportement élastoplastique d'un milieu purement cohérent)	85
Fig. VIII-1: Schéma des charges utilisé dans les calculs	119
Fig. VIII -2: Numérotation des nœuds	119
Fig. VIII-3 : Numérotation des barres	120
Fig. VIII-4 : Déformation du revêtement provisoire	121
Fig. VIII-6: Moment de flexion	121
Fig. VIII-5: Cisaillement	122
Fig. VIII-7: Effort axiale	122
Fig. VIII-8: Coupes utilisées dans les vérifications structurelles	123
Fig. VIII-9: Numérotation des barres	124
Fig. VIII-10: Numérotation des nœuds	124
Fig. VIII-11: Schéma de charge coupe 1	125
Fig. VIII-12: Déformation coupe 1	125
Fig. VIII-13: Moment de flexion coupe 1	126
Fig. VIII-14: Effort axiale coupe 1	126
Fig. VIII-15: Cisaillement coupe 1	127
Fig. VIII-16: Schéma de charge coupe 2	127

Listes des figures

Fig. VIII-17: Déformation coupe 2	128
Fig. VIII-18: Moment de flexion coupe 2	128
Fig. VIII-19: Cisaillement coupe 2	129
Fig. VIII-20: Effort axiale coupe 2	129
Fig. VIII-21: Schéma de charge coupe 3	130
Fig. VIII-22: Déformation coupe 3	130
Fig. VIII-23: Moment de flexion coupe 3	131
Fig. VIII-24: Cisaillement coupe 3	131
Fig. VIII-25: Effort axial coupe 3	132

Liste des tableaux

Tab. IV-1 : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (Station ANRH)	16
Tab. IV-2 : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (Station Erraguène)	16
Tab. IV-3 : Températures moyennes mensuelles AEROPORT (1993 – 2006)	19
Tab. IV-4 : Evaporation moyennes mensuelles et saisonnières (Jijel-AEROPORT 1993-2006)	20
Tab. IV-5 : Durée d'insolation mensuelle et annuelle (Jijel-AEROPORT 1993-2006)	21
Tab. IV-6 : Valeur moyennes mensuelles des précipitations et des températures Station Jijel-AEROPORT (1993-2006)	23
Tab. IV-7 : Calcul d'évapotranspiration potentielle selon thornthwaite	23
Tab. IV-8 : Bilan hydrologique selon thornthwaite station Jijel AEROPORT (1993-2006)	
Tableau VII-1 : Classification A.F.T.E.S. selon le nombre de familles de discontinuités	46
Tableau VII-2 : Classification A.F.T.E.S. selon l'orientation des discontinuités	46
Tableau VII-3 : Classification A.F.T.E.S. selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille	47
Tableau VII-4 : Classification A.F.T.E.S. selon l'état du massif rocheux	47
Tableau VII-5 : Classification A.F.T.E.S. selon la charge hydraulique	48
Tableau VII-6 : Classification A.F.T.E.S. selon la perméabilité	48
Tableau VII-7 : Classification A.F.T.E.S. selon la résistance à la compression simple	48
Tableau VII-8 : <i>Classification A.F.T.E.S en fonction de σ_c</i>	49
Tableau VII-9 : Classification A.F.T.E.S. selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport $\frac{Rc}{\sigma_0}$	49
Tableau VII-10 : Classification A.F.T.E.S. selon le module de déformabilité	50
Tab VII-11 : classification du rocher en fonction du R.Q.D (D'après D.Deere)	50
Tableau VII-12 : Rock Mass Rating System (Bianiawski, 1989)	53
Tableau VII-12-C : Classe de rocher suivant la classification de Z. Bianiawski après application de la note d'ajustement	54
Tableau VII-13 : Recommandation d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z. Bianiawski (Tunnels de 5 à 12 m de portée, excavée à l'explosif)	55

Notations et symboles

R_c : Résistance à la compression uniaxiale de la roche

σ_0 : Contrainte principale majeure dans le plan de l'ouvrage considéré

RQD : Rock quality désignation

Q : Indice de qualité

J_n : représente le nombre de familles de joints

J_r : représente la rugosité des joints

J_a : représente le degré d'altération des joints

J_w : représente des conditions hydrogéologiques

SRF : «stress réduction factor» est le facteur de réduction des contraintes

RMR: Rock mass rating

GSI: Geological strength index

σ_0 : Contrainte initiale

λ : Coefficient de déconfinement

P_h : Pression horizontale

E_m : Module de déformabilité(Gpa)

H: profondeur de l'ouvrage.

α : coefficient de réduction

P: charge sur la calotte.

P : pression sur la calotte.

H: Hauteur du recouvrement.

d: largeur de l'excavation.

θ : angle de rupture ($\theta = 45^\circ + \phi / 2$)

P_v : Pression verticale

P_h : pression horizontale

b : Largeur de l'excavation.

m : Hauteur de l'excavation

γ : poids volumique

Introduction :

Dans un environnement géologique et géotechnique parfois médiocre, à proximité immédiate d'un bâti souvent ancien et sensible, le concepteur doit non seulement s'assurer de la stabilité propre de l'ouvrage, mais également évaluer l'incidence des choix de tracé et des techniques de réalisation sur l'existant.

L'utilisation croissante du sous-sol, notamment en site rocheux, pour le développement d'infrastructures (ligne de métro, voies rapides souterraines, réseaux d'assainissement ...) a conduit à la construction des tunnels dans des conditions difficiles et notamment en présence des roches de faibles caractéristiques mécaniques.

Ceci a été rendu possible par les nombreux développements technologiques survenus dans ce domaine au cours des dernières années. Mais ces développements technologiques doivent être accompagnés par le développement d'outils de calcul suffisamment fiables, permettant de classer notre massif rocheux et calculer d'une façon aussi satisfaisante que possible les pressions à supporter par les soutènements provisoires et définitifs.

La simulation numérique du creusement des tunnels est un problème complexe, ou elle nécessite un outil numérique bien adapté et des méthodes plus performantes des mouvements induits par des caractéristiques mécaniques ou lorsque la couverture au dessus de la clé du tunnel est très faible.

Ce mémoire vise à clarifier les ouvrages souterrains et mettre le point sur quelques calculs des pressions sur le soutènement d'une anomalie de méthodes donnant des résultats dispersés.

Notre approche sera basée sur la mise en œuvre numérique d'une modélisation par SAP 2000 en éléments finis. Donc, avant la réalisation de tout projet ayant une importance relative, une étude géotechnique s'impose par elle-même en vue de garantir la sécurité des habitants et des biens sur le long terme.

Le souci d'assurer une sécurité optimale pour le projet de construction du tunnel de Dar El Oued, nous a poussé à réaliser l'étude qui suit :

Suite à une introduction, notre travail sera divisé en trois parties distinctes qui toucheront différents aspects :

Première partie :

- Etude générale de géologie de la région
- Traits géologiques régionaux et locaux
- Hydroclimatologie de la région
- Hydrogéologie de la région

Deuxième partie :

- Etude bibliographique : géotechniques et mécanique des roches
- Différents méthodes de creusement du tunnel de Dar El Oued
- Méthodes d'estimation de la pression sur massif
- Présentation de la méthode numérique SAP2000

Troisième partie :

- Résultats obtenus par la méthode AFTES et BINIAWSKI
- Calculs des pressions verticales et horizontales sur le tunnel
- Mesures de convergences et d'auscultations
- Résultats obtenus par traitement informatique

Enfin, une conclusion consacrée aux recommandations et choix des solutions pour répondre aux problèmes posés.

Première Partie

I-1- Aperçu Géographique:

Le tunnel de Dar-El-Oued, faisant l'objet de notre étude est situé sur la RN n°43 à environ 40 km à l'ouest de Jijel. Le massif carbonaté de Dar-El-Oued est bordé au Nord par la mer méditerranée et à l'Est par l'oued de Dar-El-Oued. (Fig. I-1)

Notre zone d'étude se trouve entre deux reliefs montagneux, le Djebel Hamra et le Djebel El Karn, ces derniers forment une crique peu profonde dans laquelle se jette oued Dar-El-Oued alimentant la petite plage en matériaux.

Le Djebel Hamra se particularise par la présence d'un Karst vide dénommé Grotte merveilleuse.

Sur le plan orographique, la région se caractérise par des reliefs très élevés et des falaises très abruptes et très escarpées et dentelées. Les altitudes varient de (846 m) Dj. Brek jusqu'à 2004 m (Dj. Babor).

Sur le plan hydrologique, les précipitations varient entre 871,1 et 1304,42 mm.

Le réseau hydrographique est assez dense. Les principaux cours d'eau de la région sont représentés par oued Taza, oued Dar-El-Oued et oued Agrioun.

Le couvert végétal de la région est très développé. Il est représenté essentiellement de chêne liège et de broussaille.

I-2- Historique des Travaux:

De part son contexte géologique et géographique favorable, la région des Babors, a fait l'objet de nombreuses expéditions scientifiques depuis les premiers temps de l'ère coloniale.

La première étude a été réalisée par E. Fichet en 1890-1901 et qui a été consacrée à l'étude de la géologie générale, la tectonique des massifs anciens et des chaînes littorales de l'Algérie.

Cette étude a été suivie par Ehrman, (1924) et qui ont porté sur l'étude stratigraphique et tectonique de la Kabylie des babors et les régions voisines. De même, il a réalisé une carte géologique au 50.000ème en 1925.

Les travaux géologiques ont été poursuivis par Durand Delga (1956 – 1962 - 1969) et Kieken (1962). Ces auteurs ont effectué une étude structurale et stratigraphique assez détaillée des différentes formations géologiques de la région.

La tectonique des extrémités de la chaîne des babors a fait l'objet des travaux de A. Caire, A. Coutelle et D. Obert en 1968.

Enfin M. Leikine (1965 – 1971) a consacré ses travaux pour la partie occidentale des babors et a développé les grands axes géologiques de la région ainsi que les principaux traits

de la tectonique post nappes. Cet aspect a été repris, dix ans après, par D. Obert (1981), qui a étudié d'une façon détaillé" les différentes unités structurales tout en mettant l'accent sur les divers aspects tectoniques et métamorphiques qui ont affectés la région.

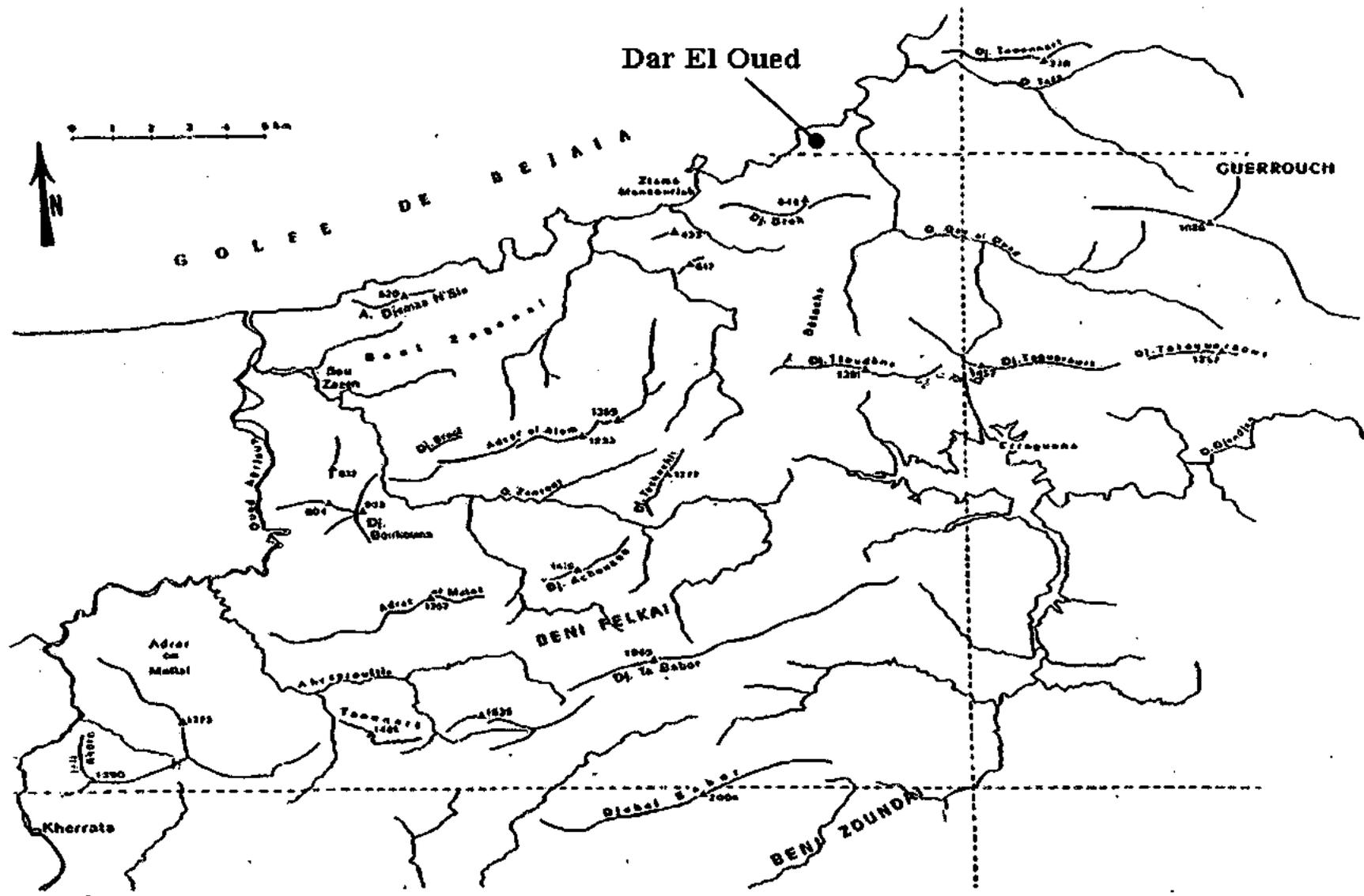


Fig. I-1: Situation géographique du site étudié (D'après D.Obert, 1981)

II-1- Introduction:

Le site étudié, fait partie intégrante du domaine tellien, il se localise dans la partie Nord – orientale de l'Algérie. Cette dernière appartient à la branche sud de la chaîne alpine qui s'étend sur environ 2000 km entre le détroit de Gibraltar à l'ouest, et la Sicile et la Calabre à l'Est. En Algérie, la branche sud de la chaîne alpine est généralement subdivisée en deux grands domaines (Fig. II-1).

- Le domaine interne: situé au Nord, il comporte les formations cristallophylliennes du socle Kabyle et sa couverture sédimentaire. Cet ensemble est largement charrié vers le sud.

- Le domaine externe: situé au Sud, il comporte les formations des flyschs et les formations telliennes. Ces formations telliennes reposent partiellement sur l'autochtone Saharien (Bouillin, 1977).

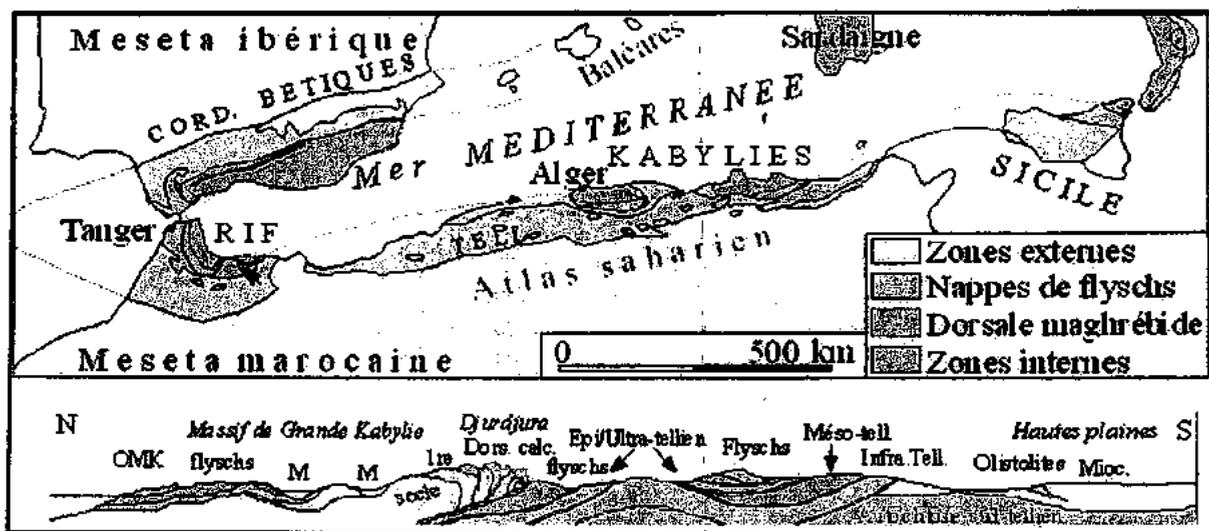


Fig. II-1: Structure de la chaîne alpine de la méditerranée occidentale (Durand Delga, 1969)

II-2- Le domaine interne:

Il comporte le socle Kabyle et sa couverture Sédimentaire.

II-2-1- Le Socle Kabyle:

Il est représenté par des formations cristallophylliennes formant trois pointements amygdalaires au Nord de l'Algérie. Ces pointements sont le massif de Chenoua à l'ouest d'Alger, le massif de la grande Kabylie au centre et le massif de la petite Kabylie à l'est.

II-2-2- La couverture Sédimentaire du Socle Kabyle:

II-2-2-1- La dorsale Kabyle ou chaîne Calcaire:

Elle représente la couverture sédimentaire de la bordure méridionale du Socle Kabyle, cette chaîne calcaire marque la limite entre le Socle Kabyle au Nord et les Zones telliennes au sud. Elle est d'âge Jurassique à Eocène.

Les séries formant la dorsale Kabyle permettent de la subdiviser en trois termes: interne, médiane et externe (Raoult, 1969-1974).

II-2-2-2- L'oligo - Miocène Kabyle:

L'O.M.K constitue la couverture sédimentaire transgressive et discordante du Socle kabyle. Il est formé de grés micacés admettant des conglomérats à leur base et des Sélexites à leur sommet, d'âge Oligocène supérieur à Aquitanien. (Raoult 1974 - 1975, Bouillin, 1977).

II-2-3- Les olistostromes:

Se sont des formations tectono-sédimentaires à débris de flyschs, intercalés dans des passées de grés micacés. L'âge de ces formations est supposé Aquitanien à Burdigalien inférieur probable (Bouillin et Raoult, 1971, Bouillin et al 1973 et Bouillin 1977).

II-3- Le domaine externe:

Il comporte les formations de type flyschs et les formations telliennes.

II-3-1- Les flyschs:

En Algérie, les formations de type flysch occupent une position allochtone. Elles sont subdivisées en 3 types principaux: flysch maurétanien, flysch massylien et flysch numidien.

II-3-2- Les formations telliennes:

II-3-2-1- La nappe de Djemila:

Elle présente une continuité d'affleurement sur près de 120 km d'ouest en Est et sur 50km du nord au Sud. Elle constitue la plus grande structure tectonique de la région. Elle borde la chaîne des Babors dans leur partie sud dont la limite méridionale est masquée par les formations récentes des hautes plaines.

Sa partie Septentrionale est chevauchée par les Babors centraux, les unités de Draa El arba et Beni Abdallah à l'ouest et celle d'erraguène à l'Est. Elle est structurée par les effets de la néotectonique qui déterminent les dômes Sétifiens de Djebel Guergour, Djebel Anini et Djebel Lassel.

II-3-2-2- La nappe bibanique:

C'est une structure qui présente une grande extension géographique. Elle est considérée comme étant la plus grande unité allochtone identifiée dans tous le Maghreb.

La nappe bibanique est superposée à l'élément de l'écaille de Beni ourtilane (nappe de Djemila) par un contact souligné par du trias. Elle est recouverte, dans certains endroits, par l'unité de Beni Abdallah et par l'unité de type Draa El Arba (Vila et Leikine, 1976, Vila, 1980)

II-3-2-3- Les unités à matériel éocène:

Ces unités sont bien exprimées dans la partie sud du front des Babors. Elles sont considérées comme une diversification de séries de provenance plus septentrionale que la nappe de Djemila. Elles se différencient de leur substratum par leur position structurale et par la réduction de leur colonne stratigraphique dont la base ne descend pas au-delà du Maestrichtien, mais dont le sommet atteint le Lutéfien (Obert, 1981).

II-3-2-4- Les unités septentrionales:

Elles constituent un ensemble allochtone qui s'étend dans la direction nord – ouest, sud – Est et présentent une évolution stratigraphique continue des séries jurassiques et crétacées. Elles sont représentées par les unités suivantes: (Fig. II-2)

II-3-2-4-1- Unité des Babors:

Elle a été morcelée en sous-unités: Kherrata, Dj. Babor et Adrar ou Mellal. Ces sous-unités présentent des caractères stratigraphiques communs et une évolution métamorphique identique.

La série stratigraphique est constituée de terrains allant du trias au paléocène. Parmi ces sous-unités, la plus homogène structuralement est la sous-unité de Kherrata, en raison de l'uniformité relative de sa lithologie à dominance marneuse. Plis droits, déversés ou écaillés vers le sud, particulièrement à l'approche du contact septentrional, seul l'écaillage E-W du Bou Touil perturbe ces structures. Les parties orientales et centrales apportent des klippes de l'éocène allochtone.

Au contraire, les plus orientales, à Taourirt Ali ou Dzira, sont dilacérées par les événements tectoniques postérieurs à leur mise en place. Le plus septentrional de ces lambeaux disparaît, en partie sous le Numidien. Toute l'unité disparaît, au N, sous l'unité d'Erraguène (Obert, 1981).

II-3-2-4-2- Unité de Draa El Arba - Erraguène:

Cette unité, comporte les sous-unités: l'Ahzerouftis, Beni - Felkai - Tababor, Dj. Boukouna au Dj. Pachachit. Cette unité constituée de terrains allant du Trias au Paléocène, apparaît comme une série appartenant à un milieu mieux individualisée.

Sa partie occidentale forme un vaste synclinorium dont l'abaissement axial vers l'W est souligné par l'apparition du crétacé supérieur au Nord du Dj. Takoucht (Leikine, 1971), tandis que, la partie centrale se présente comme une suite d'anticlinoriums et de synclinoriums (Obert, 1981).

II-3-3- Les Avants pays parautochtones et autochtones:

Ils sont constitués par des séries sédimentaires épaisses d'âge mésozoïque. Les avant-pays para-autochtones et autochtones constituent des moles rigides qui ont plus ou moins résisté aux compressions alpines (Kieken, 1962).

III-1- Introduction:

Géographiquement l'unité de Brek-Gouraya présente du Sud vers le Nord une longue échine calcaire, qui s'allonge de l'Adrar El Alem au Dj. Tazeguezaout. Cette échine calcaire est coupée en son milieu par un bassin occidental celui des Beni Zegoual et un bassin oriental drainé par l'Oued Dar El Oued et séparé par une ligne de crête joignant l'échine méridionale aux chaînes côtières.

L'unité de Brek est la plus septentrionale des Babors orientaux et elle est aussi la plus complexe. Cette unité comporte quatre ensembles structuraux bien distincts (Obert, 1981) :

- Les Beni Zegoual à l'W, regroupant les sous-unités de l'Adrar El Alem, des Beni - Zegoual proprement dit et du chaînon côtier de l'Adrar Djemaa N'Sia ;
- La chaîne des Dj. Tloudène et Hadid au SE ;
- Le massif du Dj. Brek, prolongé vers le Nord par la région de Tizrarane et Dar El Oued ;
- Enfin le Dj. Taoumart, bordé au Nord par le massif éruptif de Cavallo (El Aouana) et disparaissant à l'E sous la nappe du flysch de Guerrouche.

III-2- Principales caractéristiques de l'Unité de Brek:

Cette unité correspond en partie à la zone sous-Kabyle décrite par Durand Delga (1952) et à l'intérieur de celle-ci à la sous-zone des massifs jurassiques comprenant la partie orientale des Babors (Tloudène, Hadid, Tazeguezaout). (Obert, 1981).

Une partie de cette unité est baptisée "Zone de Ziama" A. Caire, A. Coutelle et D. Obert (1968). Ces derniers supposent l'existence d'un contact anormal entre le sénonien et le Dj. Brek.

Cependant, Leikine (1971), regroupe les Dj. Arbalou et Gouraya en un même ensemble (même zone).

Par la suite cet ensemble et l'unité du Brek ont été regroupées dans une même unité "l'unité de Brek-Gouraya" (M. Leikine, D. Obert et J.P. Bellier, 1975) dont le caractère essentiel est la présence d'un Sénonien conglomératique (P. Blanc et D. Obert, 1975)

III-3- Stratigraphie:

Les différents ensembles stratigraphiques de cette unité (Fig. III-1) peuvent être résumés comme suit:

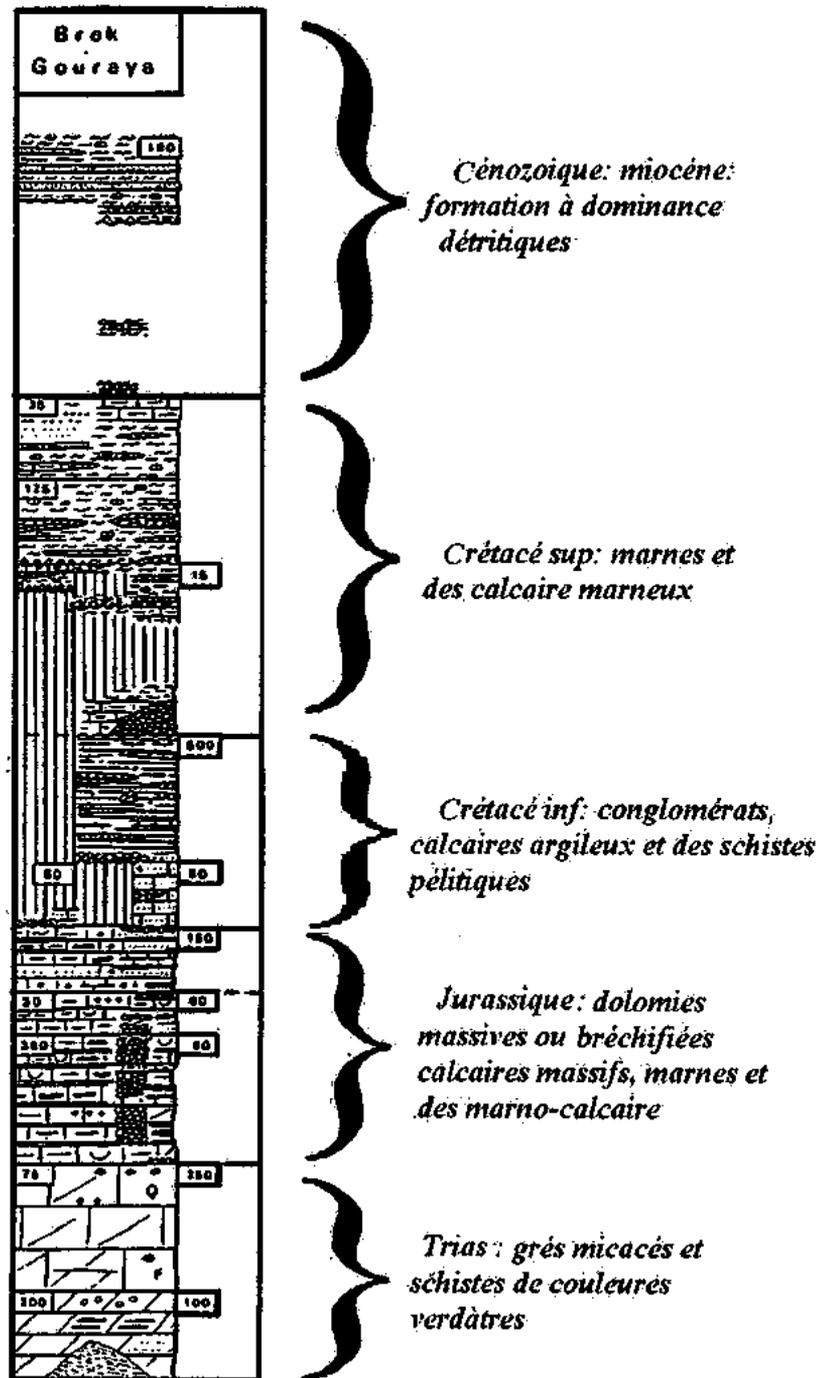


Fig.III-1: Colonne stratigraphique de l'unité: Brek-Gouraya (valla, 1980)

III-3-1- Le trias:

Les formations du trias au Dj. Brek sont représentées essentiellement par des grés micacés et des schistes de couleurs verdâtres (Obert, 1981).

III-3-2- Le jurassique:**III-3-2-1- Le lias:**

Il est représenté par des dolomies sombres, massives ou Bréchifiées, des calcaires massifs du Lias inférieur et moyen et des calcaires gris à silex du Lias supérieur.

Au Dj. Gouraya, les niveaux de base sont plus marneux et au Dj. Brek, ils sont conglomératiques.

III-3-2-2- Le Dogger:

Il est représenté par des marnes et marno-calcaire, des niveaux détritiques au Dj. Brek et des calcaires oolitiques au Dj. Tloundène.

III-3-2-3- Le Malm:

Il est représenté par des dolomies sombres, massives ou Bréchifiées, des calcaires massifs du Lias inférieur et moyen et des calcaires gris à silex du Lias supérieur. Calcaires oolitiques, calcaires argileux et des schistes rouges, ainsi que des conglomérats à l'E du Dj. Brek.

III-3-3- Le Crétacé:

Les formations du Crétacé inférieur sont caractérisées par des conglomérats de calcaires argileux et des schistes pélitiques gris.

Le Crétacé supérieur comprend des marnes et des calcaires marneux de couleur grise à vert au Sud du Dj. Brek.

III-3-4- Le Cénozoïque:

Les formations paléocènes et éocène sont très réduites et rares. Elles montrent une similitude de faciès avec les formations paléocènes du Dj. Taounmart.

Le Miocène est représenté par des formations à dominance détritiques.

III-4- Tectonique:

Les principaux aspects structuraux de l'unité de " Brek- Gouraya " d'après les travaux d'Obert (1981) sont comme suit:

III-4-1- Les plis:

L'ensemble de l'unité peut schématiquement, être divisé en deux zones comportant des plis à déversements opposés donnant l'impression de plis conjugués.

La bordure méridionale, qui domine l'unité d'Erraguène est déformée en plis déversés vers le Sud (de l'Adrar Al Alem au Dj. Tloudène). La bordure septentrionale, au contraire, montre des plis déversés au couchés vers le Nord (Djemaa N'Sia, N du Dj. Hadid), parfois déracinés (Dj. Mrada, Dj. Haimran).

La partie intermédiaire de cette zone est déformée en plis droits et partiellement coiffée de sa couverture crétacée.

III-4-2- Les charriages:

Les décollements à l'origine des charriages tronquent les structures plissées. Ceci est bien visible à l'Est de l'unité "Brek - Gouraya" où, de la zone méridionale ne subsiste que la partie intermédiaire (plis droits) et de la zone septentrionale qu'une partie de sa bordure Sud et Nord.

L'ensemble des failles inverses paraît subordonné au charriage. Quant aux failles à jeu vertical, excepté la faille du Taounmart, elles montrent un rejet faible et pourraient n'être que le résultat de l'adaptation de la couverture rigide aux déformations de la semelle Marno-gypseuse.

III-4-3- Magmatisme et métamorphisme:

L'abondance d'éléments d'origine magmatique est une des caractéristiques de l'unité du Brek. Il est possible de regrouper ces éléments en plusieurs générations:

- Un groupe d'âge mal déterminé, triasique ou jurassique (?) rassemble des laves et des dolérites, des roches à olivines, spilites et gabbros.
- Un groupe de roche d'âge inférieur: diorite quartzique de Bouzazen.
- Un groupe cénozoïque représenté essentiellement par le massif d'El Aouana (Burdigalien).

Le métamorphisme est réparti de façon très disparate dans cette unité, tandis que la schistosité de flux associée à ce dernier est en générale Est - Ouest.

IV-1- Introduction:

L'étude hydroclimatique est primordiale dans toute étude géologique, non seulement parce qu'elle permet une estimation quantitative de ressources en eau disponibles mais aussi donne des informations sur le régime hydrologique des aquifères.

C'est la raison pour laquelle, il est indispensable de comprendre les phénomènes climatiques de la zone en question, essentiellement les précipitations et la température qui nous permettent de calculer certains paramètres nécessaires, conduisant à l'estimation du bilan hydrique et sa relation avec le système hydrologique.

IV-2- Aperçu climatique:

Le climat en Algérie montre une variation du Nord au Sud notamment en ce qui concerne les précipitations. Cette variance est fonction des influences méditerranéennes et sahariennes et des chaînes montagneuses de l'Atlas Tellien et Saharien.

En ce qui concerne la région étudiée, le climat est de type méditerranéen. Il est caractérisé par une période douce et humide relativement tempérée, suivi d'une période chaude et sèche.

IV-3- Analyse des paramètres climatiques:

L'absence d'une station pluviométrique au niveau de notre site, nous oblige à utiliser les données hydroclimatiques des stations les plus proches.

IV-3-1- La pluviométrie:**IV-3-1-1- La pluviométrie moyenne annuelle:**

La carte pluviométrique de l'A.N.R.H montre globalement une répartition géographique des précipitations croissantes du Nord vers le Sud et d'Est en Ouest.

Les tableaux ci-dessous montrent les données pluviométriques des deux stations avec une moyenne annuelle dépassant 800mm/an selon les données de l'A.N.R.H (station Jijel) et les 1300mm/an (station d'Erraguène).

**IV-3-1-2- La pluviométrie moyenne mensuelles (P.M.M)
et saisonnières (P.M.S):**

D'après les données des tableaux IV-1, IV-2, nous constatons que le mois de Décembre se présente comme le mois le plus pluvieux ; et le mois de Juillet comme le mois le plus sec.

Mois période	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Total
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J ⁿ	J ^t	A ^t	
1980 - 2006	44,78	74,69	135,64	191,18	134,12	97,40	64,72	67,75	38,96	8,59	1,84	11,43	871,1
	255,11			422,7			171,43			21,86			
	29,28 %			48,52 %			19,68 %			2,51 %			

Tab. IV-1 : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (Station ANRH)

Mois période	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Total
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J ⁿ	J ^t	A ^t	
1980 - 2006	48,73	103,43	170,80	281,06	221,59	136,75	133,26	113,16	59,34	16,74	4,60	14,96	1304,42
	322,96			639,4			305,76			36,3			
	24,76 %			49,02 %			23,44 %			2,78 %			

Tab. IV-2 : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (Station Erraguène)

En général, l'évolution des précipitations dans le temps est croissante d'Aout à Décembre (Fig. IV-1).

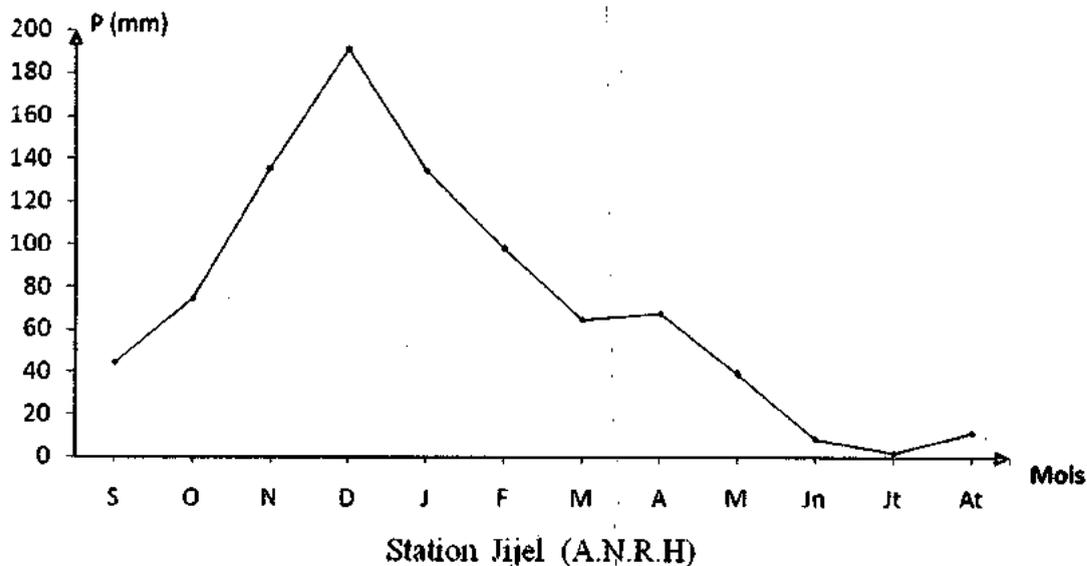


Fig. IV-1-a

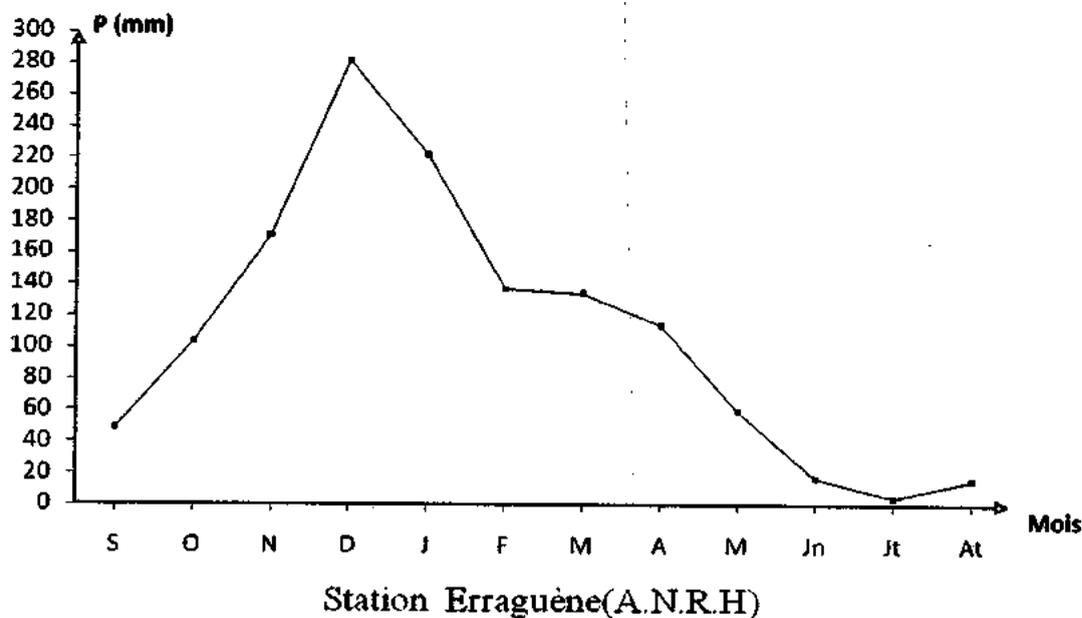


Fig. IV-1-b

Fig. IV-1: Distribution de la pluviométrie moyennes mensuelles

Ainsi que presque la moitié de la lame reçue par le bassin versant se manifeste en hiver (Fig. IV-2)

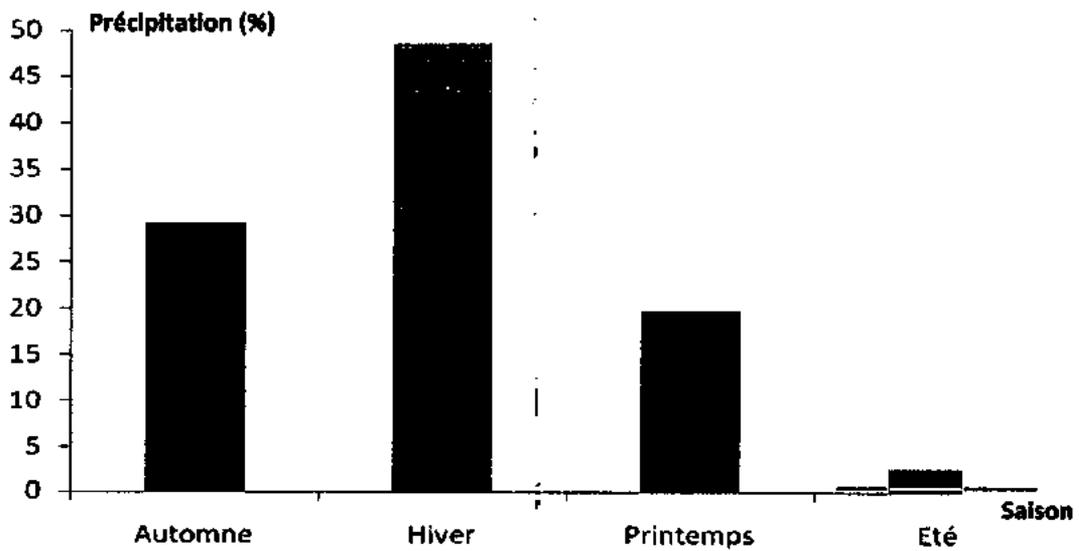


Fig. IV-2-a

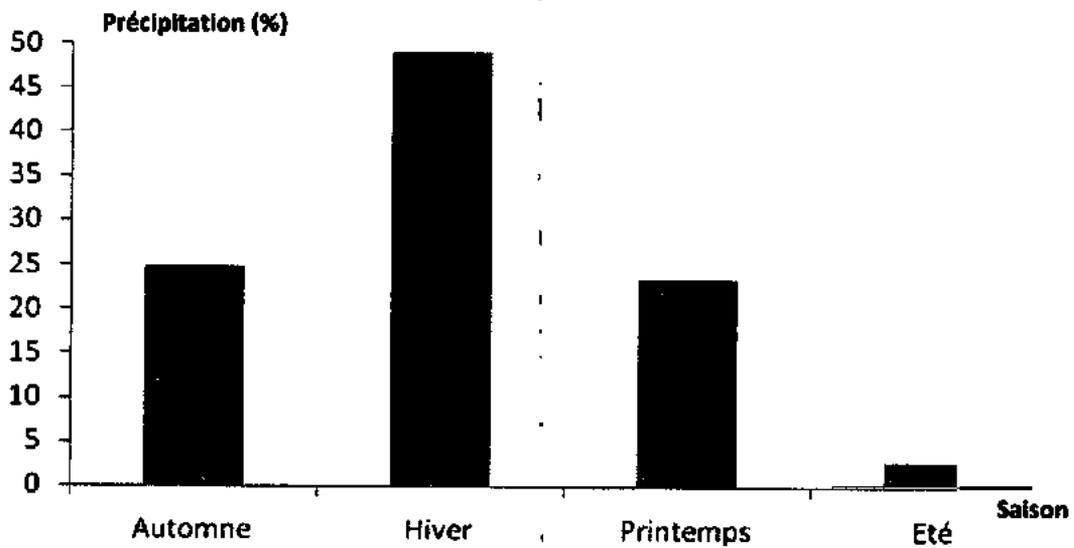


Fig. IV-2-b

Fig. IV-2: Répartition de la pluviométrie moyennes saisonnières (1980-2006)

IV-3-2- La température:

La température est un facteur qui contrôle le bilan hydrologique et permet l'estimation de l'évapotranspiration.

Le tableau ci-dessous représente les températures moyennes mensuelles et saisonnières.

Paramètres		Température en (°c)			
Stations		Jijel AEROPORT (1993 - 2006)			
Saison	Mois	Mx	Mn	$\frac{Mx + Mn}{2}$	Moyennes saisonnières
Automne	S	28,51	18,11	23,31	19,66
	O	25,63	15,04	20,33	
	N	20,25	10,45	15,35	
Hivers	D	17,756	7,79	12,77	11,90
	J	16,2	6,76	11,48	
	F	16,5	6,44	11,47	
Printemps	M	18,6	8,04	13,32	15,59
	A	20,29	9,6	14,94	
	M	23,77	13,27	18,52	
Eté	J ⁿ	27,47	16,68	22,07	24,23
	J ^t	30,31	19,08	24,69	
	A ^t	31,46	20,44	25,95	
Année				17,84	

Tab. IV-3 : Températures moyennes mensuelles AEROPORT (1993 – 2006)

Mx : désigne la température moyenne mensuelle des maximum.

Mn : désigne la température moyenne mensuelle des minimum.

(Mx+Mn)/2 : désigne la température moyenne mensuelle.

Selon le tableau, la température moyenne est de 24,23°C en Été et de 11,90°C en Hiver (Fig. IV-3).

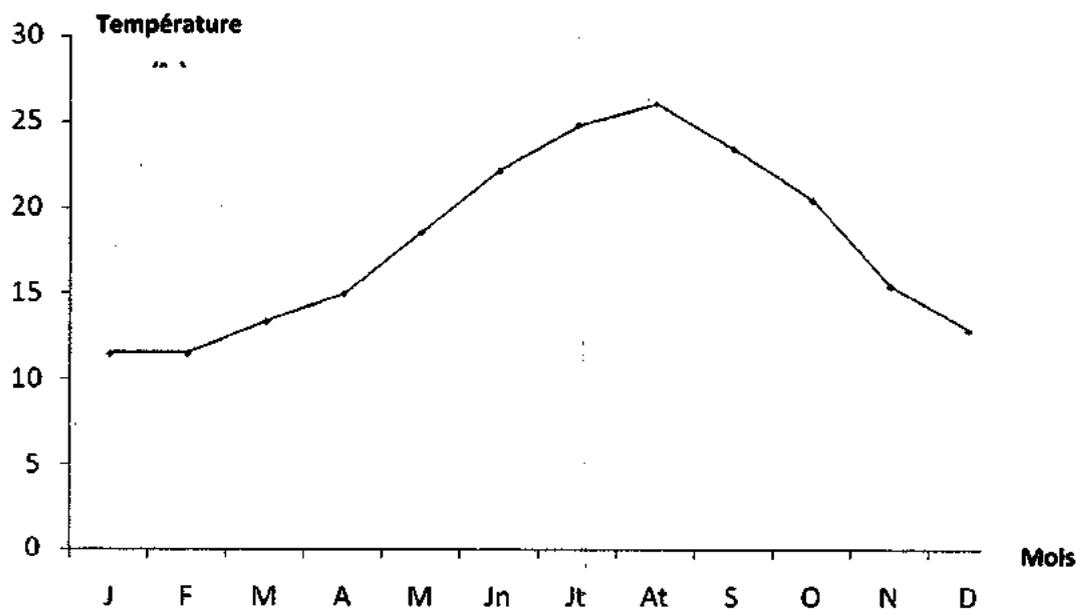


Fig. IV-3: Variation moyenne de la température mensuelle (1993-2006)

Les températures moyennes atteignent leur maximum au mois d’Août avec 31,46°C et leur minimum au mois de Janvier 16,2°C.

Les températures annuelles sont de l’ordre de 47,84°C.

IV-3-3- L’évaporation:

La température est un facteur qui contrôle le bilan hydrologique et permet l’estimation de l’évapotranspiration.

Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Été			Année
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J ⁿ	J ^t	A ^t	
Evaporation (mm)	89	73,78	59,28	49,36	55,5	49,21	60,07	61,43	66,86	89,29	101,57	101,86	71,43
	74,02			51,36			62,79			97,57			

Tab. IV-4 : Evaporation moyennes mensuelles et saisonnières

(Jijel-AEROPORT 1993-2006)

L’évaporation atteint un maximum au mois d’Août (101,86 mm) et un minimum au mois de Février (49,21 mm), ainsi qu’une moyenne annuelle de l’ordre de (71,43 mm).

IV-3-4- La durée d'insolation:

C'est la durée du rayonnement solaire, elle est exprimée en heure..

Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J ⁿ	J ^t	A ^t	
Durée d'insolation (heure)	237,43	212,14	152,21	137,93	144,85	174,28	223,28	238,14	268	306,43	340	296,71	227,61
	200,59			152,35			243,14			314,38			

Tab. IV-5 : Durée d'insolation mensuelle et annuelle (Jijel-AEROPORT 1993-2006)

Le tableau montre que la durée d'insolation atteint la valeur maximale saisonnière en Eté (314,38 heures), alors qu'en Hiver, il atteint la valeur minimale (152,35 heures).

IV-3-5- Le graphe ombro - thermique:

Les températures sont reportées à l'échelle double des précipitations selon la définition de GAUSSEN et BAGNOULS.

Cela permet de déterminer la période sèche durant laquelle la moyenne mensuelle des précipitations du mois inférieure ou égale au double de la T° ($p \leq 2T$)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J ⁿ	J ^t	A ^t	Total
P(mm) 1993-2006	80,36	74,71	147,43	190,28	149,5	119,07	57,77	80	46	16,5	3,93	16,95	982,5
T(°c) 1993-2006	23,31	20,33	15,35	12,77	11,48	11,47	13,32	14,94	18,52	22,07	24,69	25,95	17,84

Tab. IV-6 : Valeur moyennes mensuelles des précipitations et des températures Station Jijel-AEROPORT (1993-2006)

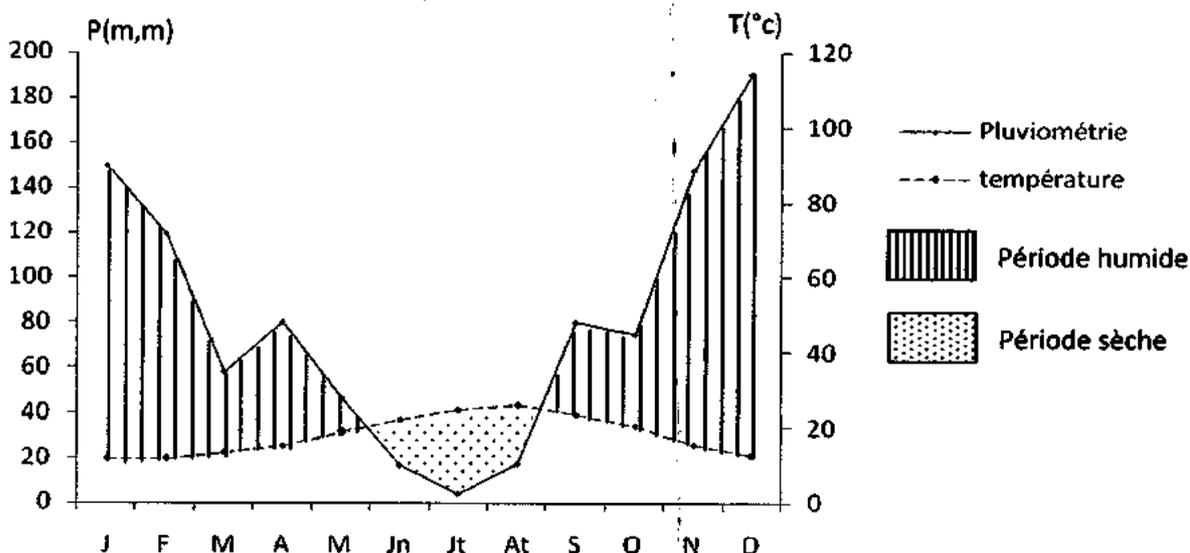


Fig. IV-4: Graphique Ombro-thermique (1993-2006)

D'après le graphe (Fig. III-4), on constate que la courbe des pluviométries se situe au dessus de la courbe thermique de Septembre à fin Mai ; tandis que du début de Juin jusqu'à la fin d'Août la courbe thermique se trouve au dessus de la pluviométrie.

Nous déduisons donc que notre région subit annuellement une période de sécheresse s'étalant entre la fin de Mai et la mi-Septembre.

IV-4- Bilan hydrique:

L'établissement d'un bilan hydrologique est indispensable pour l'évaluation des réserves d'eau transmise ou emmagasinée dans une région. Il est représenté par la formule suivante :

$$P = ETR + R + I + Wa \dots\dots\dots (1)$$

Avec : P : Précipitation moyenne annuelle en mm.

ETR : Evapotranspiration réelle en mm.

R : Ruissellement en mm.

I : Infiltration en mm.

Wa : Variation de la réserve (négligeable).

IV-4-1- Calcul de l'évapotranspiration potentielle:

Selon thornthwaite, l'évapotranspiration correspond à l'évaporation à partir d'une surface d'un gazon court poussant activement et recouvrant totalement le sol de hauteur uniforme et bien pourvu d'eau.

La formule utilisée pour le calcul de E.T.p selon thornthwaite est la suivante :

$$ETp = 16[10T/I]^a \dots\dots\dots(2)$$

Avec : $i = (T/5)^{1,514}$

$a = 0,016 \cdot I + 0,5$

$$ETp_{corr} = 16[10T/I]^a \cdot K \dots\dots\dots(3)$$

Où : ETp : évapotranspiration potentielle (en mm)

ETp_{corr} : évapotranspiration potentielle corrigée (en mm)

I : Indice annuel de chaleur.

i : Indice thermique mensuel.

T : Température moyenne mensuelle (en °c).

K : Facteur de correction mensuel.

a : Exposant climatique.

Les résultats de l'E.T.p mensuelle sont reportés dans le tableau suivant

Station Jijel AEROPORT (1993 - 2006)

I = 84,96 a = 1,86

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J ⁿ	J ^t	A ^t	Année
P(mm)	80,36	74,71	147,43	190,28	149,5	119,07	57,77	80	46	16,5	3,93	16,95	982,5
t° (c)	23,31	20,33	15,35	12,77	11,48	11,47	13,32	14,94	18,52	22,07	24,69	25,95	17,84
i (heure)	10,28	8,36	5,46	4,13	3,52	3,51	4,41	5,24	7,26	9,47	11,22	12,10	84,96
ETp (mm)	104,57	81,08	48,08	34,14	28,01	27,96	36,93	45,72	68,17	94,46	116,38	127,67	813,17
K	1,03	0,97	0,86	0,84	0,87	0,85	1,03	1,1	1,21	1,22	1,24	1,16	/
ETp _{corr} (mm)	107,71	78,65	41,35	28,68	24,37	23,77	38,04	50,29	82,48	115,24	144,31	148,10	882,99

Tab. IV-7 : Calcul d'évapotranspiration potentielle selon thornthwaite

IV-4-2- Calcul de l'évapotranspiration réelle:

Le principe de calcul est basé sur les cas suivants :

- Si $p > E.T.R$: $ETR = ETp$
- Si $p < E.T.R$: $ETR = \sum p_i + RFU$; celle-ci est supposée mobilisée comme suit :
 - a) Si RFU antérieur est assez forte pour combler l'insuffisance de précipitation (p) ;

$$ETR = ETp$$

- b) Si RFU antérieur est insuffisante pour satisfaire l'évapotranspiration potentielle, l'ETR reste inférieur à celle-ci est égale à la somme des précipitations du mois et des RFU.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J ⁿ	J ^t	A ^t	Année
P(mm)	80,36	74,71	147,43	190,28	149,5	119,07	57,77	80	46	16,5	3,93	16,95	982,5
ETp _{corr} (mm)	107,71	78,65	41,35	28,68	24,37	23,77	38,04	50,29	82,48	115,24	144,31	148,10	882,99
Excédent p-ETp (mm)	-27,35	-3,94	106,08	161,08	125,13	95,3	19,73	29,71	-36,48	-98,74	-140,38	-131,15	-
Réserve facilement utile RFU (mm)	0	0	100	100	100	100	100	100	636,52	0	0	0	-
Evapotranspiration réelle ETR (mm)	80,36	74,71	41,35	28,68	24,37	23,77	38,04	50,29	82,48	80,02	3,93	16,95	544,95
DA (mm) Difficit agricole	27,35	3,94	0	0	0	0	0	0	0	35,22	140,38	131,15	338,04
Ex (mm)	0	0	6,08	161,6	125,13	95,3	19,73	29,71	0	0	0	0	437,55

Tab. IV-8 : Bilan hydrologique selon thornthwaite station Jijel AEROPORT (1993-2006)

IV-4-3- Interprétation du bilan hydrologique selon Thornthwaite:

La figure Fig. IV-5 représente les résultats du tableau (IV-8), elle permet de faire les observations suivantes :

- Les hauteurs de précipitation atteignent leur maximum en mois de Décembre là où l'ETp atteint son minimum.
- L'allure de la courbe qui représente ETp donne une meilleure symétrie que celle des précipitations, ceci est expliqué par l'homogénéité de ETp durant l'année, par contre, les précipitations irrégulières d'un mois à un autre ou d'une année à l'autre.
- Le déficit agricole s'étend sur la période sèche de l'année, où nous remarquons un épuisement des réserves.
- La recharge en eau commence à partir de la fin de Septembre jusqu'à la mi-October.
- Les écoulements deviennent importants à partir du mois d'October.

IV-4-4- Calcul du Ruissellement (R):

Selon thornthwaite

$$R = \frac{p^3}{3(ETp)^2} \dots\dots\dots(4)$$

Avec : p = 982,5 mm = 0,982 m

ETp_{corr} = 882,99 mm = 0,882 m

R = 405,48 mm

Soit : R = 41,27 % des précipitations.

IV-4-5- Calcul de l'infiltration moyenne (I):

$$P = ETR + R + I + Wa \dots\dots\dots(5)$$

Avec : ETR = 544,95 mm

R = 405,48 mm

p = 982,5 mm

I = 32,07 mm

considérons Wa = 0

Soit : I = 3,26 % des précipitations.

IV-5-Conclusion:

L'étude hydroclimatique permet de conclure que le climat de la région étudiée est tempéré. Le climat subissant à l'influence méditerranéenne se caractérise par des précipitations moyennes annuelles de 871,1 mm et des températures moyennes annuelles de 17,84°C.

Chapitre IV Hydroclimatologie et hydrogéologie de la région

Les résultats du bilan hydrologique montrent que 32,07 mm participent à l'influence, soit 3,26 % des précipitations et 405,48 mm participent au ruissellement soit 41,27 % des précipitations liquides. De ce fait, l'infiltration apparaît faible par rapport au ruissellement.

IV-6-Hydrogéologie:

Les études menées par le LNHC (unité de Rouïba) sur la région de Jijel permettent d'identifier un ensemble hydrogéologique sédimentaire.

IV-6-1-L'ensemble sédimentaire:

IV-6-1-1-Nappe alluviale:

Elle est associée aux dépôts grés - argileux ainsi qu'aux alluvionnements des oueds représentés par des graviers et des limons sableux. La puissance de ces dépôts ne dépasse pas une dizaine de mètres. Au NE le Quaternaire repose sur les argiles de l'Oligocène qui représentent le substratum de la nappe. La nappe est captée par quelques points d'eau et des sources aménagées en fontaines.

IV-6-1-2-Nappe de grès fissurés et marnes alternant avec les argiles (Miocène inférieur):

Elle repose en discordance sur les grés de l'assise supérieure de l'Oligocène et bordes les roches éruptives au Nord et au Sud.

IV-6-1-3-Nappe aquifère des grés de l'Oligocène:

Faiblement développés dans les parties Est et Sud de la région. La puissance de l'assise est de 200m. Les eaux circulent dans les grés de l'assise supérieure alors que l'assise inférieure d'une puissance de 200m, représentée par des argiles, constitue la couche imperméable inférieure.

IV-6-1-4-Nappe de grés fissurés et marnes alternant avec les argiles (crétacé supérieur):

Elle affleure au Sud du massif de Cavallo. La puissance est d'environ 650m. Les eaux libres sont associées aux roches magasins que constituent les grés.

Les couches imperméables inférieures et supérieures sont représentées par des bancs d'argilites compactes.

V-1- Lithologie:

La masse carbonatée de Dj. Hamra, traversée par le tunnel de Dar El – Oued, qui appartient à l'unité Brek-Gouraya est formée essentiellement par des calcaires dolomitiques d'âge Jurassique.

Cette masse de calcaires dolomitiques montre le long du tracé du Tunnel plusieurs aspects:

- **Du $pk_0 + 134,567$ jusqu'au $pk_0 + 144,745$:**

Brèche dolomitique dans une matrice argileuse à grains fins, très fracturée avec des fractures remplies d'oxyde de Fer (avec pk_0 : point kilométrique).

- **Du $pk_0 + 144,745$ jusqu'au $pk_0 + 194,159$:**

Dolomies grises à grains grossiers très altérée et oxydée.

- **Du $pk_0 + 194,159$ jusqu'au $pk_0 + 678,019$:**

Des dolomies noires ferrugineuses avec des passées de dolomies grises à grains fins à grossiers, très fracturées. La stratification originelle est difficilement observable. Elle n'est repérable que par des lits très minces d'argiles noires feuilletées. Ces bancs carbonatés ont une épaisseur apparente d'ordre métrique (02 à 03 mètre).

Cet intervalle devenu altéré du $pk_0+678,019$ jusqu'à la sortie du Tunnel ($pk_0+749,450$) avec environ 71,431 m de distance.

L'ensemble de la masse carbonatée est affecté par une intense fracturation entraînant sa bréchification les fractures sont remplies de calcite et d'oxyde de Fer (Fig.V-1)

V-2- Aspect Tectonique:**V-2-1- Tectonique cassante:**

La zone étudiée est affectée par de grands accidents tectoniques d'ampleur régionale.

Citons les deux accidents à l'entrée Ouest du Tunnel, la faille majeure de Dar El – Oued N 90° (E - W) et l'autre faille de direction N 180.

Dans la zone d'étude on peut relever une série de failles de directions variées, les mesures effectuées le long du tracé du Tunnel sont comme suit:

N 140 E et un pendage 60° à 85° NW ou SE

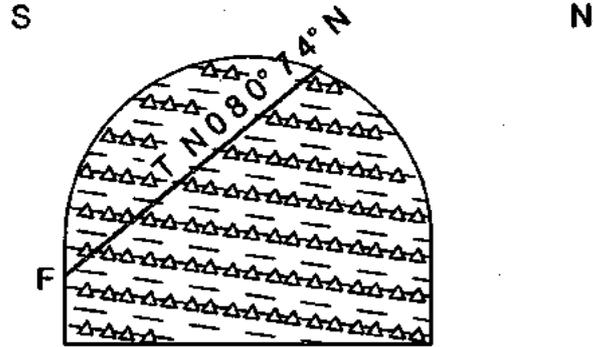
N 180 E et un pendage 60° à 85° vers le N ou vers le S

N 80 E avec pendage 70° à 78° vers le N ou vers le S

N 60 E avec pendage 70° à 78° vers le N W ou vers le SE

V-2-1- Tectonique souple:

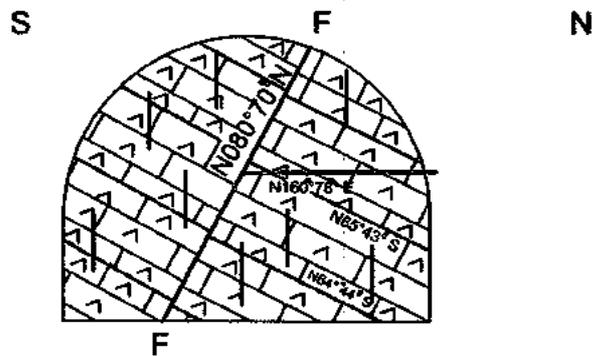
Nous relevons l'anticlinal de Dar El – Oued d'orientation NW – SE.



 Breches dolomitiques à gangue argileuse

 F : Faille

Du pk 0+140.233	CN 6
Le 15Juin 2006	

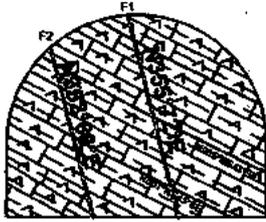


 Dolomie noires à grises très fracturées

 F : Faille

 limites stratigraphiques

Du pk 0+561.440	CN 280
Le 23FEVRIER 2007	



■ Dolomie brunes ferrugineux très altérée

▣ F : Faute

▤ limites stratigraphiques

Du pk 0+743.750	CN 404
Le 26avril 2007	

Fig.V-1COUPES TRANSVERSALES

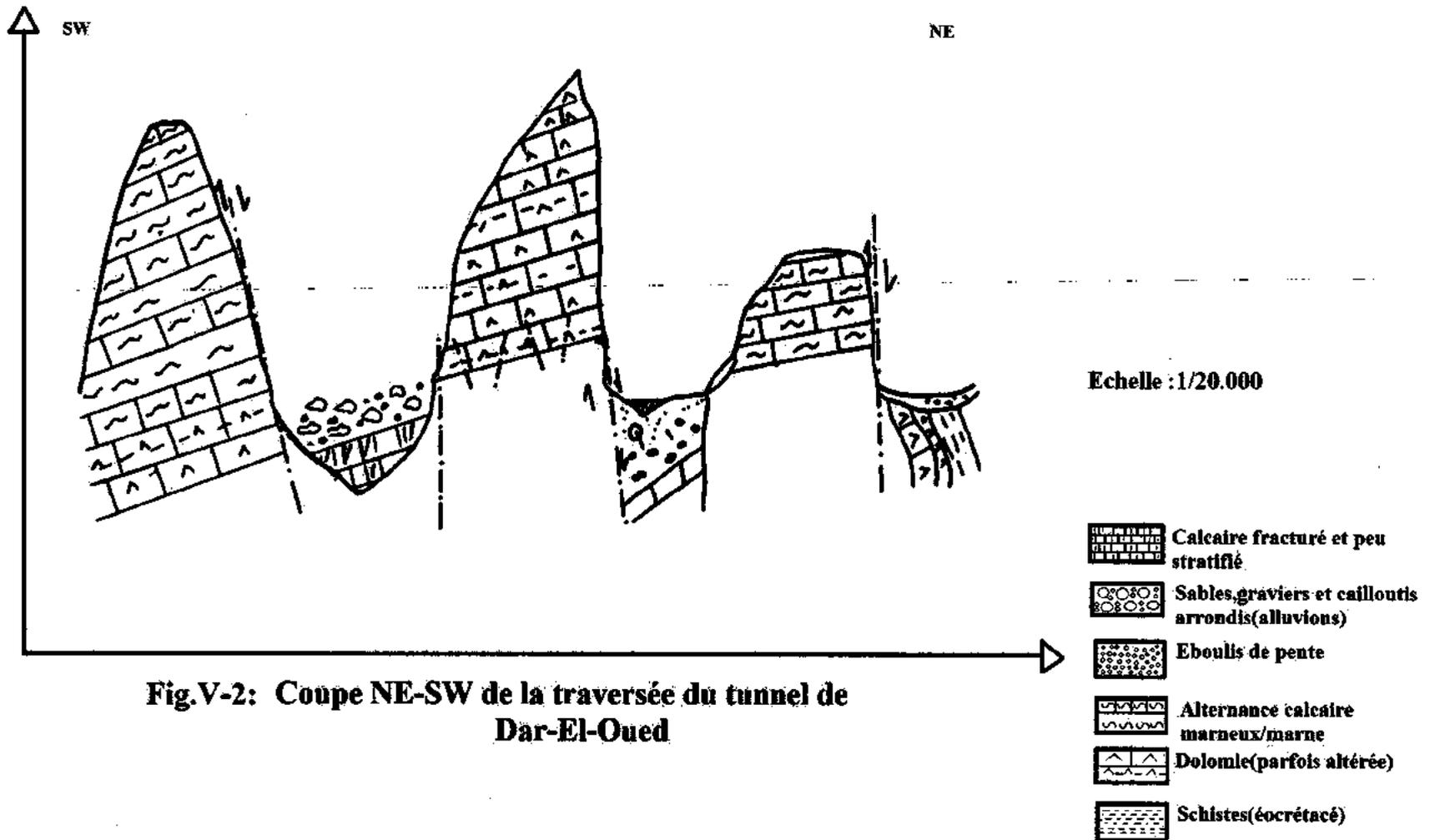


Fig.V-2: Coupe NE-SW de la traversée du tunnel de Dar-El-Oued

V-2-2-1- Les dolomies littorales:

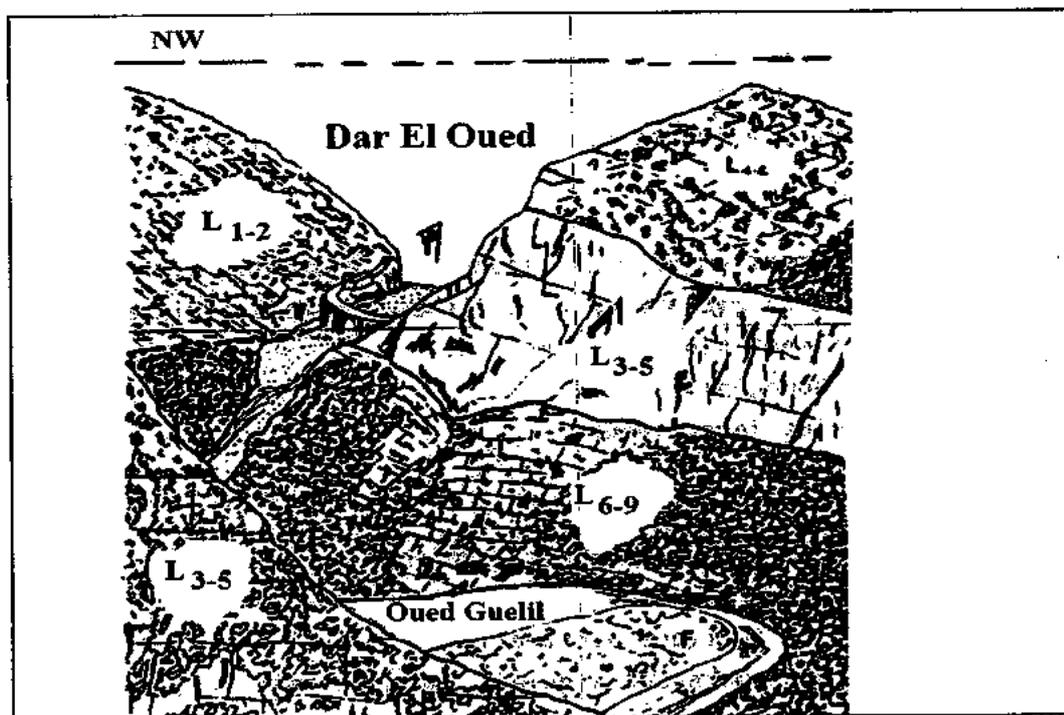
Entre le synclinal de Tizarane et l'embouchure de l'O. Guelil, les dolomies du lias inférieur affleurent largement (Fig. V-3), leur pendage vers le N ou le NE, les fait reposer en série inverse sur le lias moyen de Tizarane. Les faciès en sont variés et il s'y intercale des niveaux calcaires.

Aux dolomies succèdent, vers le S, des calcaires gris jaune, massif, correspond à la base du lias moyen.

V-2-2-2- Le pli déversé vers le Nord de Dar El - Oued:

Au-delà de O. Guelil dont le cours emprunte le tracé d'une faille majeure verticale, NW – SE, la série liasique apparaît également renversée, mais cette fois vers le N (Fig. IV-4).

Immédiatement à l'E du pont enjambant l'Oued, affleurent des calcaires gris jaune, massifs, très fracturés. Leurs relations géométriques avec le lias avoisinant sont masquées par des brèches de pente, elles-mêmes fracturées par des cassures verticales orientées à N 170 vers l'E.



- L 3-5 : calcaires massifs du lias moyen.
- L 6-9 : calcaires en banc décimétriques
- L 3-5 : calcaires massifs du lias moyens.
- L 1-2 : dolomie aux formes arrondies.

Fig. V- 4: La série inverse de l'O. Guelil (Obert, 1981)

V-2-2-3- Le lias supérieur de Dar El - Oued:

Au-delà de la masse de brèche de pente, la route traverse les niveaux supérieurs du lias. Les couches sont très redressés et de direction moyenne NW – SE. Elles sont déformées par des plis métriques ou décamétriques de même orientation (N 130).

Les calcaires du Lias supérieur y présentent quelques particularités: pauvreté en silex. (Fig. V-5).

A la série jurassique, incomplète, font suite vers l'Est des pélites de couleur jaune pâle, localement carbonatées et appartenant au Crétacé inférieur du synclinal d'Ain Djenane.

L'anticlinal de dar El – Oued présente donc une structure complexe.

D'orientation NW – SE, il est déformé par des plis transversaux irrégulièrement déversés. C'est grâce de ces plis SW – NE qu'affleurent les dolomies littorales.

Il est, de plus, découpé par un faisceau par une série de failles verticales de direction NW – SE et dont la plus importante est celle de l'embouchure de l'O. Guelil.

V-3- Caractéristiques pétrographiques :

L'examen microscopique des échantillons prélevés le long du tracé du suivant 3 section montre que :

La roche est un calcaire complètement dolomitisé, très fracturé et bréchifié.

L'intense dolomitisation ne laisse apparaître que des fantômes de bioclaste dans une matrice micritique .les fractures sont remplies d'oxyde de fer et /ou de calcite.

A ces fractures s'ajoutent de nombreux joints stylolitiques, traduisant ainsi une tectonique de compression. (Fig. V-6).

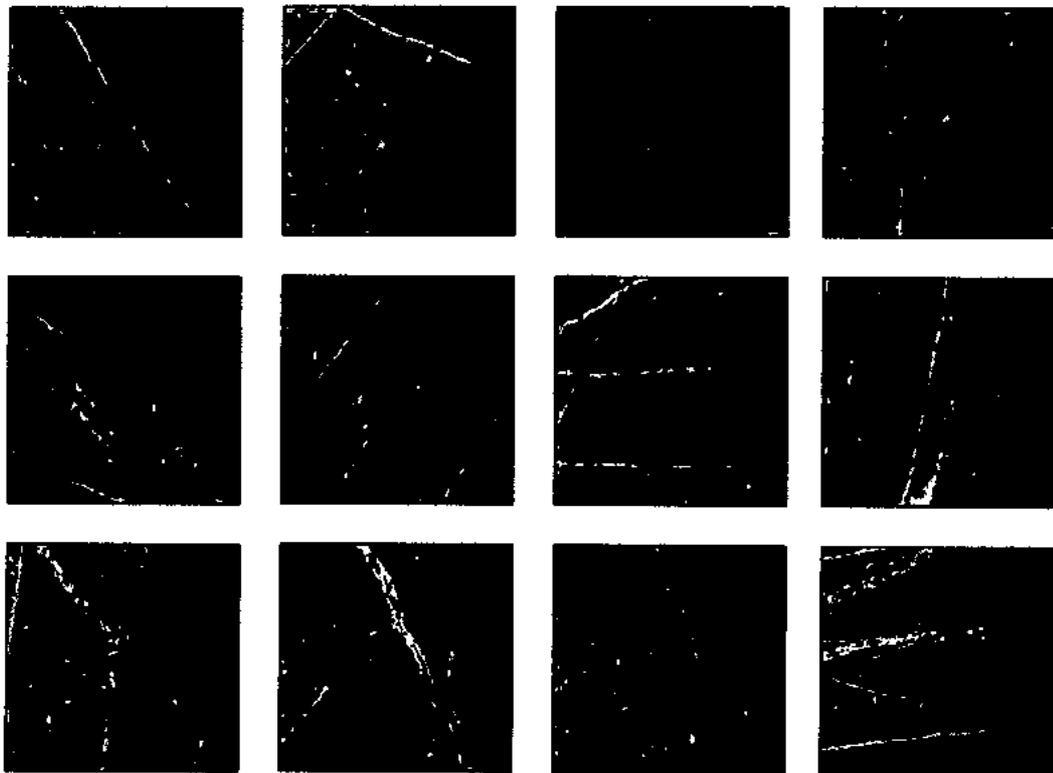


Fig. V- 6: Vue en lames minces des calcaires dolomitiques traversées par le tunnel de Dar-el-Oued

V-4- Phénomène de dolomitisation :

Le phénomène de dolomitisation est un processus de transformation du calcaire en dolomie ; remplacement de la calcite (CaCO_3) par la dolomite ($\text{Ca Mg}(\text{CO}_3)_2$), aboutissant à la formation d'une roche calcaire dolomitisée ou d'une dolomie.

La dolomie secondaire se forme par remplacement du calcaire (substitution du Ca par le Mg).Ce remplacement est induit par la percolation des calcaires par des solutions

hydrothermales saturées en Mg circulant le long de fractures ou par une interaction de solutions saturées en Mg au cours de la diagenèse.

V-5-Phénomène de karstification :

Les karsts sont le résultat des phénomènes de dissolution et d'entraînement rencontrés dans les massifs calcaires : élargissement des diaclases et des joints, création de cavités ramifiées pouvant être nombreuses et importantes, mais dont la répartition spatiale n'est jamais entièrement connue. La qualité du terrain au voisinage du terrain n'est pas modifiée par le processus.

Elles sont le résultat de la précipitation de carbonate de calcium (ou calcite) sur le parement à partir d'eaux en charge ayant transité dans les terrains dont la pression est ramenée à la pression atmosphérique.

Aucun phénomène de karstification n'a été rencontrés tout au long du percement du tunnel, un seul karst de taille plus importante à été rencontré au PK0+170.680 et PK0+172.950(Fig. V-7), ce karst s'est progressivement vidé par lui-même, et s'est développé à l'intersection de plusieurs fractures.

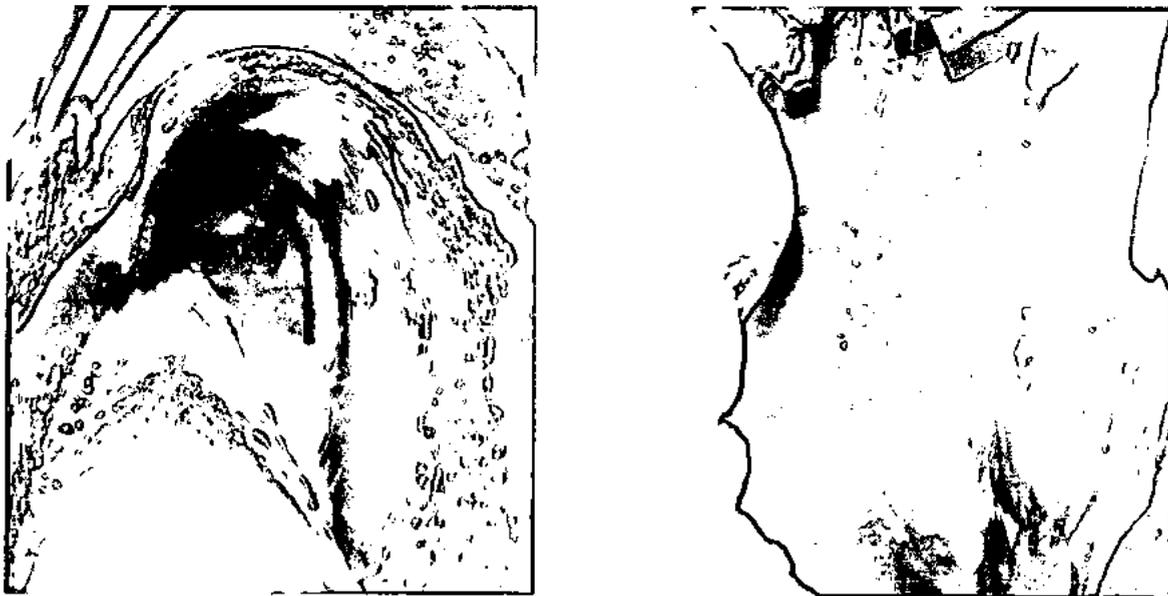


Fig. V-7: Karst au tunnel de Dar El Oued

V-6-2-Classification des secousses ressenties dans la région :

Aujourd'hui tout le monde sait que l'échelle de Richter est une échelle ouverte et que les séismes peuvent atteindre une magnitude de 9 et peut être même plus .La classification de l'époque selon Gutenberg et Richter concernait quatre classes de séismes qui sont :

Classe c : Magnitude allant de 6,0 à 6,9.

Classe d : Magnitude allant de 5,3 à 5,9.

Classe e : Magnitude allant de 4,0 à 5,2.

Classe f : Magnitude inférieur à 4,0.

Les Babors sont périodiquement secoués par ces quatre classes.

La zone Jijel-Bougie est encadrée :

- Au Nord, par la mer méditerranée,
- Au Sud, par les chaines nord et sud numidiques,
- A l'ouest, par les Babors.

V-6-3-Analyse sismo-tectonique :

Dans son ensemble, la carte du CRAAG présente quatre (4) grandes familles de failles qui sont :

1- Famille des failles de direction NE-SW :

La région de Jijel, au nord comme au sud présente cet alignement de failles.

L'alignement Nord, part de Jijel, traverse Kherrata et va jusqu'à l'ouest de Bougaa.

Ce dernier comptabilise 03 foyers.

2- Familles des failles de direction NW-SE :

Le Nord -Ouest de la carte est par excellence, la région où l'on remarque un réseau très développé de failles .Cette direction privilégiée est située du côté Sud-Ouest aux environs de bougaa et de Ain Roua.

Ailleurs, dans la carte, cette même famille de failles existe, elle est moins dense et présente des failles de moindre importance que celles des environs de Jijel et de Bougaa .

3-Famille des failles de direction E-W :

Un axe passant par le Nord de Ziama Mansouriah(mer) et s'étalant jusqu'au Sud de Jijel semble s'aligner sur l'axe très net Est-Ouest qui passe par Kherrata et où les foyers longent le tracé des fronts de charriages de la région.

Au Sud de Kherrata, l'axe Bougaa, Ain Roua présente ce même alignement (Est-Ouest) ;la carte ne mentionne aucun foyer.

4-Famille des failles N-S :

La zone des Bibans (Ain Roua et Amoucha) est la seule à présenter discrètement cet alignement. Kherrata et Ziama Mansouriah situées au nord sont dans le prolongement immédiat de ce réseau de failles

Deuxième Partie

VI-1- Introduction :

Parmi les sciences de la terre, la géotechnique étudie la subsurface ou l'action directe de l'homme est possible, pour en permettre l'aménagement ou l'exploitation. Elle s'intéresse plus particulièrement aux techniques du génie civil, du bâtiment, des carrières, des eaux souterraines peu profonds, de la prévention des risques naturels... son domaine n'est donc pas fixé et s'agrandit en fonction des besoins humains et des progrès scientifique.

Le sens du mot géotechnique varie selon les pays et les époques, il désigne l'ensemble indissociable de ce que l'on appelle en France la géologie de l'ingénieur, la géodynamique, la géophysique, la Mécanique des sols, la Mécanique des roches, l'hydrogéologie l'hydraulique souterraine.

La géotechnique est une science appliquée ou une techno-science, c'est donc à la fois une science, somme de ce que l'on sait ou plutôt de ce que l'on essaie de comprendre et que l'on croit savoir, et aussi une technique, somme de ce que l'on peut faire à un moment donné l'appellation de technologie au sens que l'on donne maintenant à ce mot, lui conviendrait parfaitement, il serait néanmoins abusif d'en faire une nouvelle technologie car si c'est bien une science nouvelle, c'est une technique aussi vieille que l'humanité.

L'histoire de la géotechnique est un bon exemple de l'évolution générale des sciences appliquées, c'est en effet une technique aussi vieille que l'humanité et connue de toutes les civilisations. Comme bien d'autres, elle a commencé à devenir rationnelle vers la fin du XVIII^e siècle, quand les phénomènes naturels complexes n'étaient connus qu'empiriquement.

La géotechnique étudie les caractéristiques des terrains (sol et roches) en vue de leur utilisation comme matériau ou support de construction. C'est une discipline que l'on peut intégrer dans le génie civil au sens large.

Un site géotechnique est une portion infinie de l'écorce terrestre sur laquelle un ouvrage est construit ou va l'être. La construction de n'importe quel ouvrage: pont, tunnels..., est originale car son site est unique, du point de vue géotechnique, tout ouvrage est donc un prototype. La construction induit des phénomènes qui modifient l'état naturel du site, ce qui peut altérer la stabilité de l'ouvrage jusqu'à le détruire.

Les ouvrages qui concernent la géotechnique sont ceux qui, pour une part plus ou moins grande, impliquent le matériau terrestre, soit comme produit (mines, carrières, forages...), soit comme support (fondations) soit pour en prendre la place (tranchées, galeries), les modalités de construction de ces ouvrages sont donc extrêmement nombreuses et diverses.

Chapitre VI

Rappel sur la géotechnique

Puisque on s'intéresse aux tunnels, les origines de leur construction se perdent dans les temps préhistoriques, ou l'homme se creusait des abris et des couloirs souterrains à l'image des cavernes naturelles, pour se protéger des intempéries et de ses multiples ennemis.

C'est à partir de cette initiative qu'il se lança dans la construction de ce type d'ouvrages, qui, dès le début, demandait un effort soutenu et présentait des dangers évidents. Malgré tout ces inconvénients, l'homme s'y intéressait, car ces constructions ont toujours été créées pour des buts divers tels que : intentions belliqueuses (attaques ou défense), production, transport et communication.

L'intérêt des constructions souterraines n'a point diminué de nos jours, elles sont devenues essentiellement utilisées dans un but défensif, d'où l'importance militaire des abris antiaériens. Ainsi que ceux des usines, des centrales, des fabriques et des dépôts construits en souterrain dans le but de les protéger des attaques aériennes.

VI-2- Destination et classification des tunnels :

Le rôle principale des tunnels consiste à rendre possible des communications ou des transports par le franchissement d'un obstacle. On distingue plusieurs classes de tunnels selon la nature de l'obstacle à franchir ou selon qu'il s'agit d'une voie de communication ou d'une voie de transport : [SZÉCHY, 1970]

- ⇒ Tunnels destinés à la circulation.
- ⇒ Tunnels servant au transport.
- ⇒ Tunnels servant au stockage.

VI-2-1 Tunnels destinés à la circulation :

VI-2-1-1- Classification en fonction de la position ou du tracé :

➤ **Tunnels de col ou tunnels de partage des eaux** : sont construits à des altitudes maximales [aux sommets des montagnes et des vallées], en général, on ne les trouve que sur des lignes ou voies secondaires, où les dépenses plus élevées de l'exploitation sont loin de pouvoir équilibrer des frais de construction plus importants.

Par contre, l'augmentation des frais d'exploitation d'une ligne de chemin de fer ou d'une route importante due à la perte d'altitude et à la surlongueur du tracé risque, dans la plupart des cas, à rendre plus économique la construction d'un tunnel à une altitude modérée qu'on appellera "tunnel de base".

➤ **Tunnels en lacets** : à un moment donné, il se peut en effet que, d'une part, la largeur de la vallée diminue à tel point qu'il n'est plus possible, avec le rayon minimal, de faire passer la voie d'une rive à l'autre, et que d'autre part, on se trouve dans l'impossibilité de suivre plus loin la forte pente naturelle de la vallée, on trouvera alors la longueur

nécessaire pour vaincre la pente, en introduisant la voie à l'intérieur de la montagne, pour en ressortir à une côté supérieur après avoir suivi un tracé de forme hélicoïdale. Il peut même arriver que l'on soit conduit à y insérer plusieurs lacets ou boucles d'où le nom "tunnel en lacets".

➤ **Tunnels traversant les épaulements des montages** : permettant de franchir les accidents de surface locaux. La nécessité de tels ouvrages peut apparaître sur n'importe quel genre de voie de communication (chemin de fer, route...) dans le cas où, en raison des arêtes du terrain, le tracé de la voie devient impossible en maintenant les rayons minimaux.

On construira aussi ce genre du tunnel pour éviter de trop gros profils en déblai, ou bien lorsque la coupure ainsi provoquée dans des couches géologiques à fortes pentes entraînerait le risque de glissement de terrain.

➤ **Tunnel de côte** : qui ont pour but d'assurer la sécurité et la protection des voies de communications routières ferroviaires, implantée sur les pentes très raides des vallées.

VI-2-1-2- Classification selon la destination :

➤ **Tunnels ferroviaires** : sont les plus importants, ils franchissent généralement les obstacles formés par les montages, mais on trouve souvent ces tunnels passant sous des cours d'eau ou sous des villes.

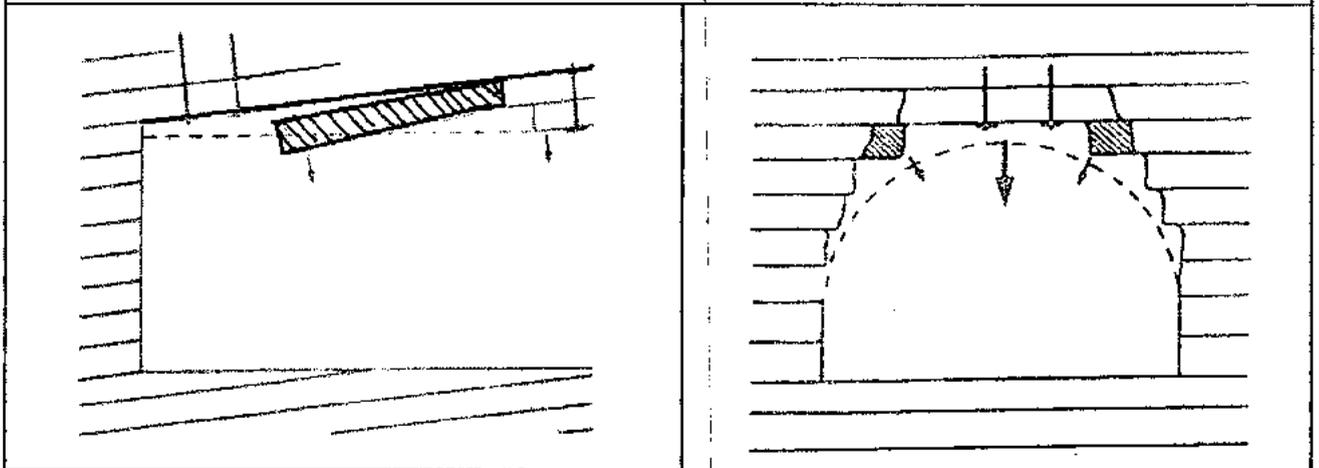
➤ **Tunnels des chemins de fer métropolitains**: malgré leur appartenance à la catégorie des tunnels ferroviaires, ils forment une catégorie d'ouvrage à part, leur profil et leur situation, la méthode de construction ainsi que leur situation, les méthodes de constructions utilisées ainsi que leur destination les distinguent des autres tunnels ferroviaires.

➤ **Tunnels routiers** : on distingue :

❖ Les tunnels d'autoroutes et les tunnels des routes principales : Ils ont des caractéristiques semblables à celles des tunnels ferroviaires, leurs sections sont les plus basses, la proportion de la hauteur par rapport à la largeur imposée par les deux voies de circulation étant différente de celle nécessaire par les gabarits de chemins de fer.

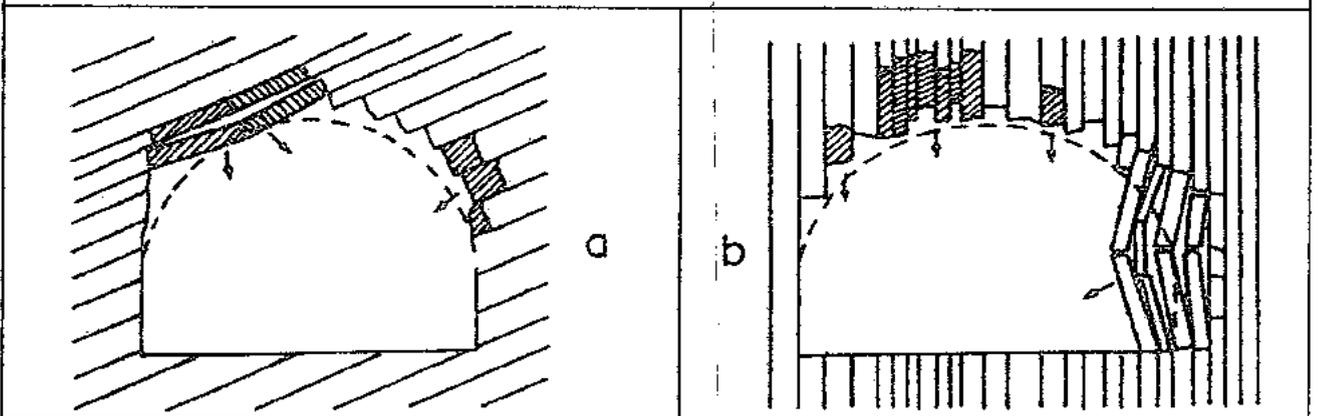
❖ Les tunnels de liaison construits à l'intérieur des grandes villes, conduisant les voies de communication sous les collines ou montagnes peu importantes, différent du groupe précédent avant tout par leur dimensions, du fait des raccordement aux larges rues et boulevards des villes.

1- Pendage subhorizontal : hors-profils et risques d'effondrement de la voûte (boutonnage)



2- Galerie en direction : a) Pendage oblique - b) Pendage vertical

- hors-profils importants.
- flexion des couches minées tangentes à la paroi (boulonnage)
- risque d'effondrement de panneaux importants dans le cas de pendage vertical



3- Galerie en travers-banc: d'autant moins de hors-profils que le pendage est plus proche de la verticale.

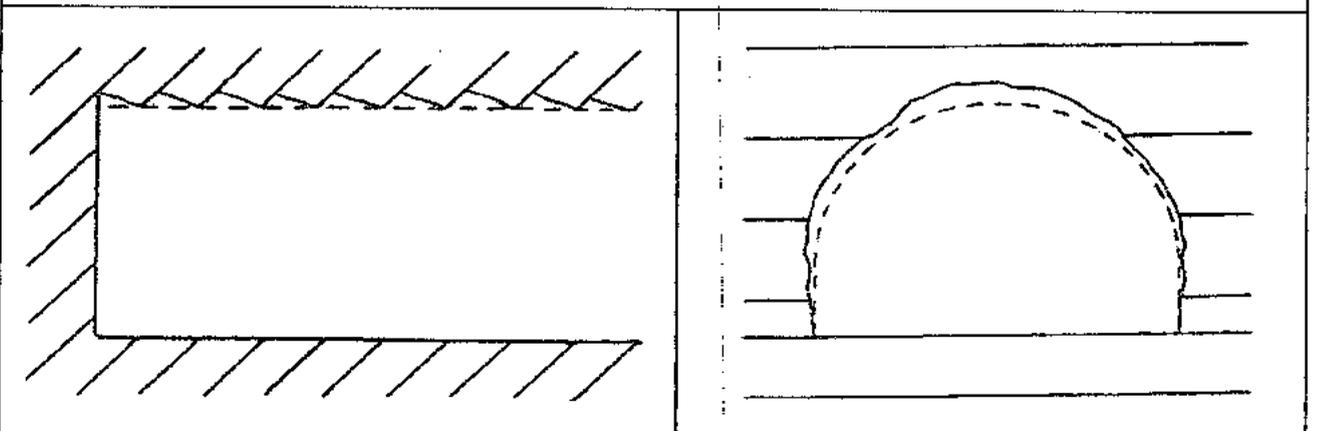


Fig. VI-1: Influence de l'orientation de la stratification sur la stabilité des parois de la galerie (d'après le CETU)

VII-1- Introduction:

On appellera « mécanique des roches », mécanique appliquée aux roches pour résoudre les problèmes de l'ingénieur, à toutes les échelles de longueur et de temps pertinentes. En mécanique des roches, ce n'est pas la mécanique qui est originale, elle est toujours la même, ce sont au contraire les roches, beaucoup plus variées que les autres matériaux utilisés par l'ingénieur (Métaux, Béton, bois,...)

Elle correspond en partie à ce qui est appelé en anglais Rock Engineering, mais le volume assigné à l'ouvrage ne permet pas d'évoquer les normes, les codes et les recettes utilisés par les professionnels. De nombreux codes de calculs ont été développés, notamment au cours de la dernière décennie, certains codes de calcul propose une simulation tridimensionnelle et d'autre bidimensionnelle.

Donc la modélisation des massifs rocheux est à fois un moyen d'analyse des phénomènes observés, difficilement accessibles et un outil d'étude dans le cadre de projet de travaux de protection.

Ce chapitre présente les différentes méthodes de description et de classification des roches et les modes de creusement souterrains.

VI-2- Classification des ouvrages souterrains

Plusieurs méthodes de description et de classification des roches ont été développées, notamment ces dernières années et on a choisi d'en présenter les suivantes :

VII-2-1- Association française des travaux en souterrain (A.F.T.E.S)

Le groupe de travail N°7 de l'AFTES (soutènement et revêtement) établi un texte de recommandation portant sur "le choix d'un type de soutènement en galerie" (CETU, 1998) à partir de la description du massif rocheux en se basant sur :

- les discontinuités (Tab VII-1) (Tab VII-2) (Tab VII-3)
- l'altérabilité (Tab VII-4)
- Les conditions hydrologiques (Tab VII-5) (Tab VII-6)
- la résistance de la roche (Tab VII-7) (Tab VII-8)
- les contraintes naturelles (Tab VII-9)
- la déformabilité du massif (Tab VII-10)

Classe		Description
N1		Pas de discontinuité ou quelques discontinuités diffusées.
N2	a	Une famille principale.
	b	Une famille principale et des discontinuités diffusées.
N3	a	Deux familles principales.
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffusées.
N4	a	Trois (et plus) familles principales.
	b	Trois (et plus) famille principale et des discontinuités diffusés.
N5		Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation ni constance dans la répartition.

Tableau VII-1: Classification A.F.T.E.S. selon le nombre de familles de discontinuités

Orientation des discontinuités			Conditions du creusement	
Classe	Angle entre pendage et axe d'avancement du creusement, λ°	Pendage β°		
OR 1	quelconque	0 à 20°	En blanc subhorizontaux	
OR 2	a	0 à 30°	En travers blanc	(a) avec le pendage
	b			(b) contre le pendage
OR 3	30 à 65°	20 à 90°	Conditions intermédiaires	
OR 4	a	20 à 60°	En direction	(a) pendage moyen
	b	60 à 90°		(b) pendage fort

Tableau VII-2: Classification A.F.T.E.S. selon l'orientation des discontinuités

Espacement	Epaisseur	(s) ou (e) en cm	Espacement des discontinuités d'une famille	Epaisseur des bancs
S 1	E 1	> 200 cm	Discontinuités très espacées	Bancs très épais
S 2	E 2	60 à 200 cm	Discontinuités espacées	Bancs épais
S 3	E 3	20 à 60 cm	Discontinuités espacées	Bancs moyennement épais
S 4	E 4	6 à 20 cm	Discontinuités rapprochées	Bancs minces
S 5	E 5	< 6 cm	Discontinuités très rapprochées	Bancs très minces

Tableau VII-3: Classification A.F.T.E.S. selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille

Classe	Description	Terminologie
AM1	Pas de signes visibles d'altération ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces des discontinuités principales.	Sain
AM2	Les surfaces des discontinuités principales sont altérées mais la roche n'est que très légèrement altérée.	Légèrement altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas friable.	Moyennement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, et la roche est en grande partie friable.	Très altéré
AM5	La roche est entièrement décomposée et très friable. Cependant, la texture et la structure de la roche sont conservées.	Complètement altéré

Tableau VII-4: Classification A.F.T.E.S. selon l'état du massif rocheux

Note 1 - Dans le cas de roches altérées contenant un fort pourcentage de minéraux argileux, le matériau peut présenter de la plasticité plutôt que de la friabilité.

Note 2 - Lorsque cela est possible, on précisera s'il s'agit d'une altération essentiellement météorique ou d'une altération d'origine profonde, hydrothermale.

Classe	Charge hydraulique H en m au-dessus du radier de l'ouvrage souterrain	Terme descriptif
H 1	< 10 M	faible
H 2	De 10 à 100 m	Moyenne
H3	> 100 m	forte

Tableau VII-5: Classification A.F.T.E.S. selon la charge hydraulique

Classe	Perméabilité K en m/s	Terme descriptif
K 1	< 10 ⁻⁸ m/s	Très faible à faible
K 2	10 ⁻⁸ à 10 ⁻⁶ m/s	Faible à moyenne
K 3	10 ⁻⁶ à 10 ⁻⁴ m/s	Moyenne à forte
K 4	> 10 ⁻⁴ m/s	Forte à très forte

Tableau VII-6: Classification A.F.T.E.S. selon la perméabilité

Classe	Résistance Rc en MPa	Description
R 1	> 200	Résistance très élevée
R 2	200 à 60	Résistance élevée
R 3	60 à 20	Résistance moyenne
R 4	20 à 6	Résistance faible
R 5	< 6	Résistance très faible

Tableau VII-7: Classification A.F.T.E.S. selon la résistance à la compression simple

Catégorie	Désignation	Exemples	σ_c (MPa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très hautes résistances	200 à 120
R2b		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolitis, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistant	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux gypses ou craies altérés	6 à 0,5
R5b		Alluvions graveleuses sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R6a	Sols plastique ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux limons fins	X
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	X

Tableau VII-8 : Classification A.F.T.E.S en fonction de σ_c

Classe	Rapport R_c/σ_0	Description de l'état des contraintes naturelles
CN 1	> 4	Faible
CN 2	4 à 2	Moyenne
CN 3	< 2	Fort

Tableau VII-9: Classification A.F.T.E.S. selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport $\frac{R_c}{\sigma_0}$

R_c étant la résistance à la compression uniaxiale de la roche
 σ_0 la contrainte principale majeure dans le plan de l'ouvrage considéré

Classe	Module $E_{(t)}$ en MPa	Description
DM 1	> 30 000	Très faible déformabilité
DM 2	30 000 à 10 000	Faible déformabilité
DM 3	10 000 à 3 000	Moyenne déformabilité
DM 4	3 000 à 1 000	Forte déformabilité
DM 5	< 1 000	Très Forte déformabilité

Tableau VII-10: Classification A.F.T.E.S. selon le module de déformabilité

VII-2-2- Indice de qualité des roches (Deere, 1967)

L'indice de qualité des roches RQD a été développé par Deere et al (1967), il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté (Bouvard, 1992)

Le RQD est défini comme le pourcentage de longueur totale des morceaux supérieurs à 10cm, sur la longueur de la passe de carottage.

$$RQD = \frac{100 \times \text{longueur totale des morceaux } > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}} \dots\dots\dots(6)$$

On utilise la valeur du R.Q.D, pour classer le rocher suivant sa qualité (Tab VII-11)

R.Q.D	Désignation
0-25	Très médiocre
25-50	Médiocre
50-75	Moyen
75-90	Bon
90-100	excellent

Tab VII-11 : classification du rocher en fonction du R.Q.D

VI-2-3- Indice de qualité du tunnel (Barton, 1974)

L'indice de qualité du tunnel, ou Q, a été introduit par Barton, Lien et Lunde en 1974. sur la base d'analyse d'un grand nombre de cas d'excavation souterraines, (Hoek's, 2007)

Les valeurs numériques de l'indice Q varient sur une base logarithmique de 0,001 à 1000. Il est définie par :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \dots\dots\dots(7)$$

Où RQD : est le «rock quality désignation » désigne la qualité de la roche.

J_n : représente le nombre de familles de joints.

J_r : représente la rugosité des joints.

J_a : représente le degré d'altération des joints.

J_w : représente des conditions hydrogéologiques.

SRF : «stress réduction factor» est le facteur de réduction des contraintes.

Le "Q" peut alors être considéré comme une fonction de trois paramètres :

- $\frac{RQD}{J_n}$: La taille des blocs.
- $\frac{J_r}{J_a}$: La résistance au cisaillement des blocs entre eux.
- $\frac{J_w}{SRF}$: Les contraintes forces actives.

Chacun de ces paramètres peut être estimés à partir des Tableaux.

VII-2-4- pourcentage de la masse rocheuses (Bieniawski, 1976)

Bieniawski a publié en 1976 les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée Géoméchanics classification or RMR système. Les versions 1976 et 1989 sont les plus utilisées.

Z.Bieniawski (89) utilise cinq paramètres pour classer les roches :

- 1- la résistance à la compression simple.
- 2- le R.Q.D pour caractériser la qualité du rocher.
- 3- l'espacement des discontinuités.
- 4- la nature des discontinuités.
- 5- les conditions hydrauliques.

Chaque paramètre (Bouvard, 1992) reçoit une note pour aboutir (Tab VII-12-A) par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher. Cette appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de fracturation (Tab VII-12-B).

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, et ajustement pour tenir compte de l'orientation de la fracturation, on utilise le Tableau (VII-12-C) pour connaître :

- la classe du rocher (de très bon à très médiocre).
- le temps pendant le quel une excavation est stable sans soutènement. (Fig. VII-3).

La note globale obtenue permettant de connaître la classe de rocher «rock mass ratio» ou «R.M.R.»

Pour chaque classe du rocher, Z.bieniawski propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place (Tab VII-13).

A – classification des paramètres et note									
Paramètres			Coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	>10 MPa	4 – 10 MPa	2 – 4 MPa	1 – 2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>250 MPa	100–250 MPa	50–100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D		90%-100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des discontinuités		> 2 m	0,6 – 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Note		20	15	10	8	5		
4	Nature des discontinuités		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou joint ouvert 1 à 5 mm Joints continus	Remplissage mou > 5 mm Joints ouverts > 5mm Joint continus		
	Note		30	25	20	10	0		
5	Conditions hydraulique	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau	< 10	10 - 25	25 – 125	>125		
		Pression d'eau contrainte	0	< 0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,5	>0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec	Suintements	Suintements	Pressions d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		15	10	7	4	0		
B – Note d'ajustement pour l'orientation des discontinuités									
Orientation des discontinuités			Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable		
Note d'ajustement			0	-2	-5	-10	-12		

Tableau VII-12 Rock Mass Rating System (Bieniawski, 1989)

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5 m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10 mn pour 0,5 m de portée

Tableau VII-12-C: Classe de rocher suivant la classification de Z. Bieniawski après application de la note d'ajustement

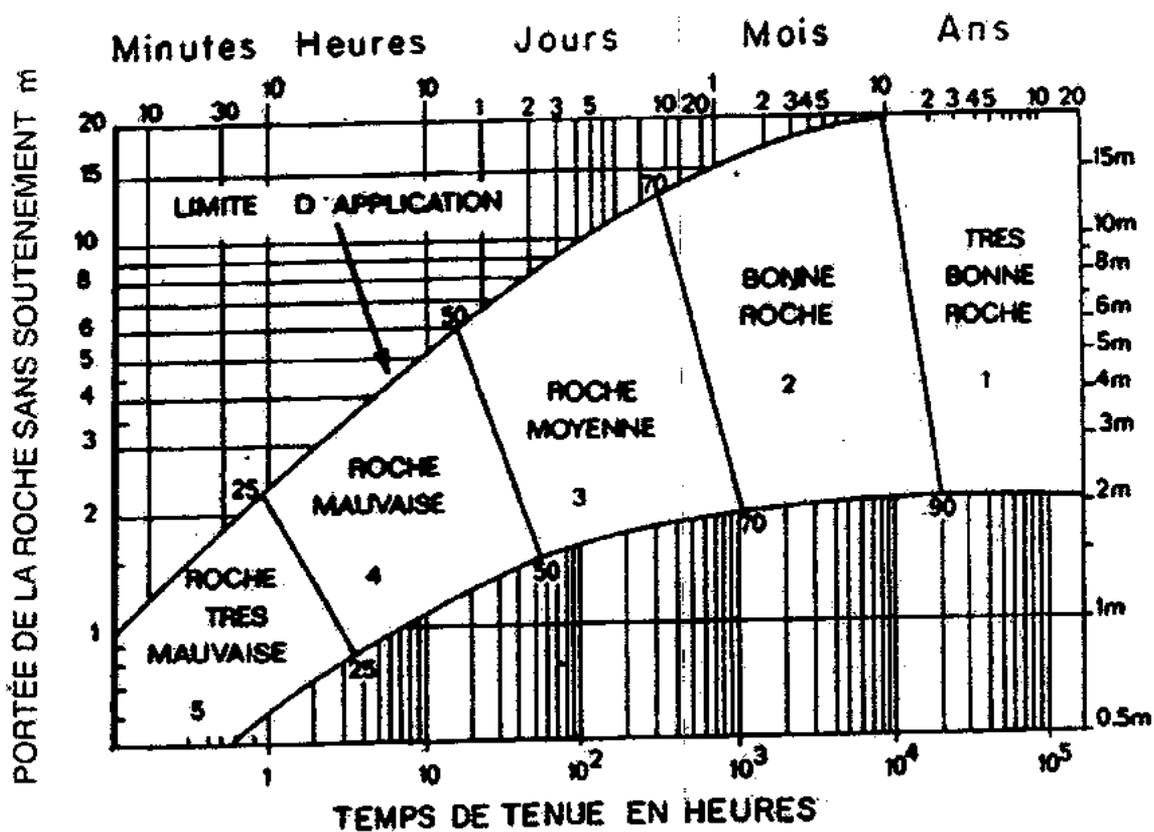


Fig. VII-3 : Classification de Z. Bieniawski tenue de l'excavation suivant la classe de rocher

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	Espacement	Complément d'ancrage	voûte	piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	GÉNÉRALEMENT PAS NÉCESSAIRE						
2	1,5 - 2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1,0- 1,5 m	Treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons nécessaire	Cintres légers	1,5- 2,0 m
4	0,5- 1,0 m	Treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens +50 mm de béton projeté	0,7- 1,5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

(1) diamètre des boulons : 25 mm, longueur : 1/2 diamètre du tunnel, scellement réparti à la résine.

Tableau VII-13: Recommandation d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z. Bieniawski (Tunnels de 5 à 12 m de portée, excavée à l'explosif)

VI-2-5- Critère de rupture de Hoek et Brown

Le critère de rupture de massifs rocheux établi par E.Hoek et E.T.Brown à une forme parabolique (Bouvard, 1992).Il dépend notamment de deux paramètres m et s dont la valeur est fonction de l'état de fracturation du rocher (Fig. VI-4).

VI-2-5- Critère de rupture de Hoek et Brown

Le critère de rupture de massifs rocheux établi par E.Hoek et E.T.Brown à une forme parabolique (Bouvard, 1992).Il dépend notamment de deux paramètres m et s dont la valeur est fonction de l'état de fracturation du rocher (Fig. VI-4).

En 1988, E.Hoek et E.T .Brown ont établi une corrélation empirique entre les paramètres m et s et la valeur de coefficient RMR calculé avec la méthode de Z.Bieniawski.

L'équation de base définissant ce critère de rupture est la suivante :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2} \dots\dots\dots(8)$$

Où : σ_1 : contrainte effective principale majeure à la rupture.

σ_3 : contrainte effective principale mineure à la rupture.

m et s : deux paramètres caractérisant le massif rocheux.

σ_c : résistance max en compression d'un échantillon de roche saine.

Et
$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \dots\dots\dots(9)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right) \dots\dots\dots(10)$$

Ou : m_i : valeur de m pour la roche intacte.

m_i est mentionné sur le tableau si dessous

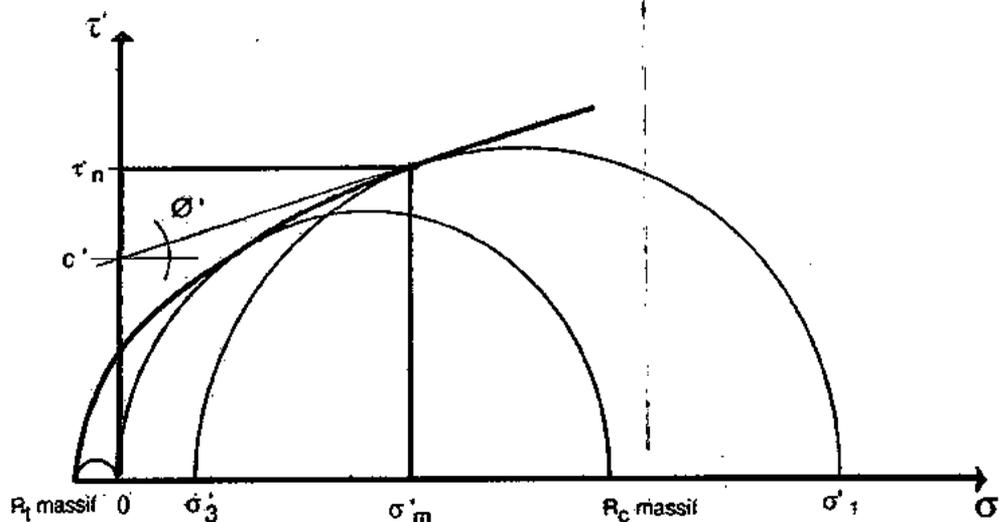


Fig. VII-4 : Critère de rupture de Hoek - Brown

Nature de la matrice rocheuse	Valeur de m_i
Roche carbonatée cristallisée (calcaire, dolomite, marbre)	7
Roche sédimentaire argileuse ou à grains très fins (marne, schiste, siltstone)	10
Roche grenue (grès, quartzite)	15
Roche ignée à grains très fins (andésite, rhyolite, dolérite)	17
Roche métamorphique et ignée à grains moyens ou gros (granit, gneiss, quartzo-diorite)	25

VII-2-6- Geological strength index (Hoek et Brown, 1995)

Le GSI (geological strength index) est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre [5 \rightarrow 85], et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

La figure (VI-5) (d'après, hoek, 1995) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur de GSI à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité.

Indice de la résistance géologique;
 L'indice de la résistance géologique en anglais geological strength index (GSI) est un nombre ----

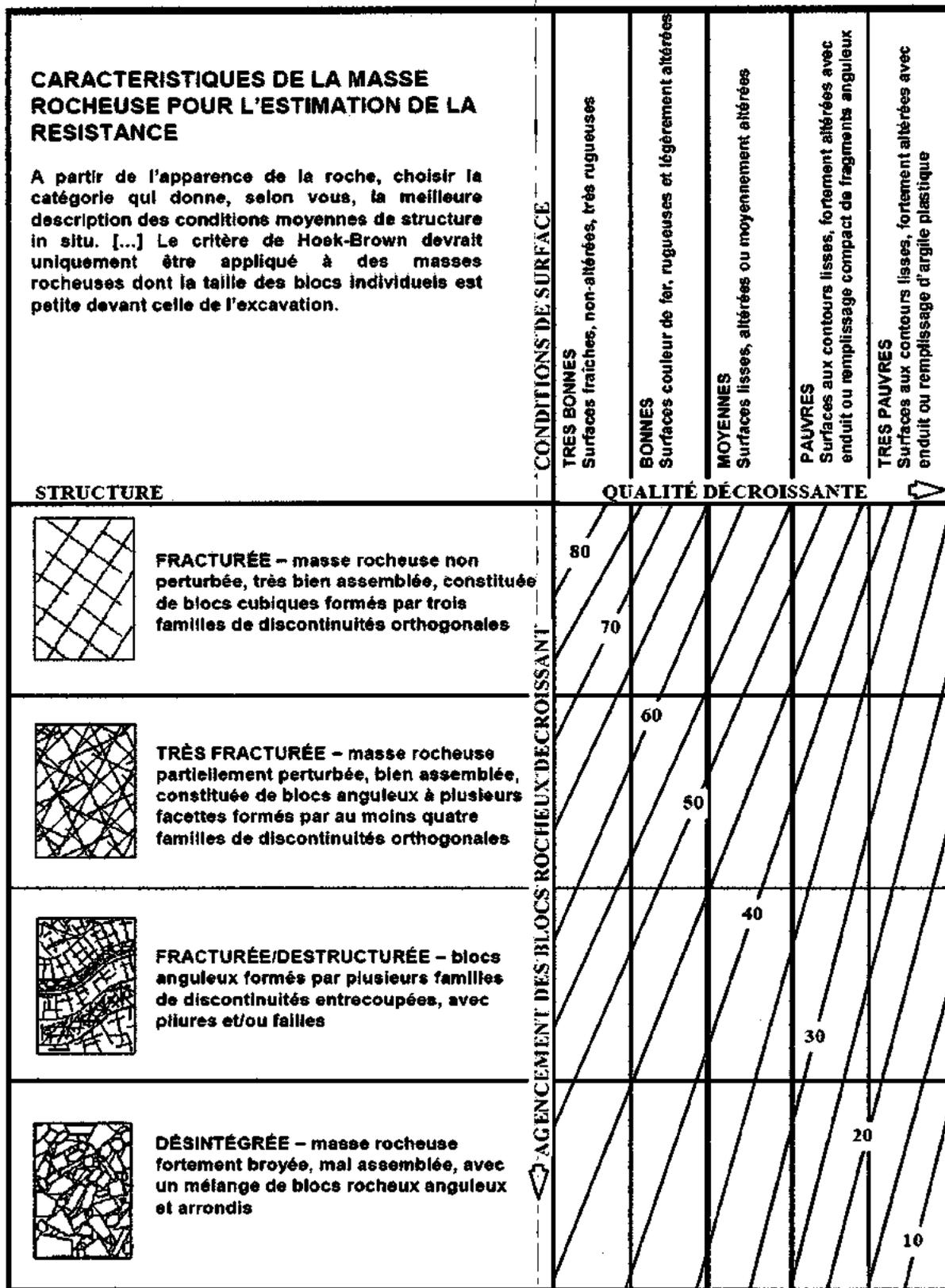
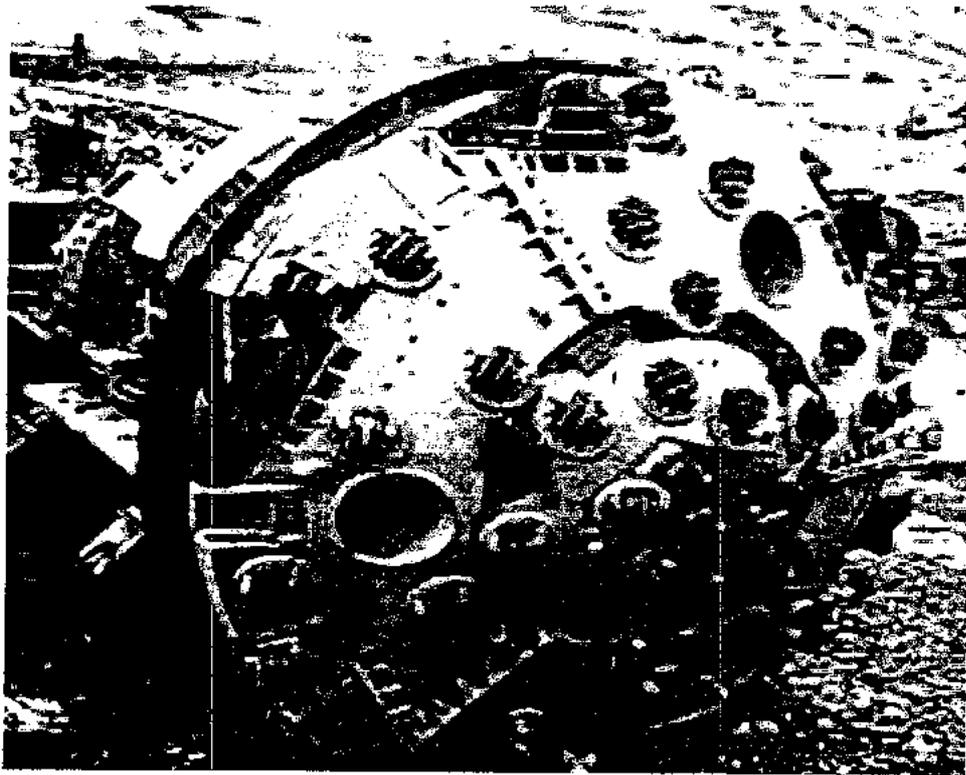


Fig. VII-5 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).

VII-3- Classification de creusement souterrain**VII-3-1- Creusement****VII-3-1-1- Machine à attaque globale (tunnelier)**

Actuellement, pour le creusement en terrains meubles et aquifères des tunnels de diamètre supérieur à 2m, le procédé le plus utilisé est la méthode de tunnelier, grâce à ce procédé il n'est pratiquement plus nécessaire d'avoir recours à des techniques de renforcement préalable des sols (injection, congélation, tubes poussés) (Fig. VII-6). Il assure l'abattage, le soutènement provisoire des parois latérales et du front de taille, le marouflage et la pose du revêtement définitif. En fait, un tunnelier est formé de deux parties, la partie avant qui est le bouclier et la partie arrière qu'on appelle le train suiveur. Ce dernier assure tout l'asservissement du bouclier.



*Fig. VII-6: Tunnelier WIRTH Ø 5m58
(Galerie de Belledonne - 1974)*

VII-3-1-2- machines à attaque ponctuelle :

Les machines de creusement qui n'attaquent qu'une partie de la section à la fois sont appelés "Machines à attaque ponctuelle". La tête est située à l'extrémité d'un bras mobile qui permet d'excaver progressivement toute la section.

Les machines à attaque ponctuelle (Fig. VII-7) bénéficient d'une sélectivité qui leur permet d'attaquer le front à l'endroit choisi et laissent libre accès au front. L'expérience montre que les machines à attaque ponctuelle sont généralement équipées de pics et doivent se limiter à l'excavation des roches de dureté moyenne, dont la résistance à la compression se situerait entre 50 et 80 MPA, suivant la puissance de la machine et l'état de fracturation de la roche. (Zennir, 1992).

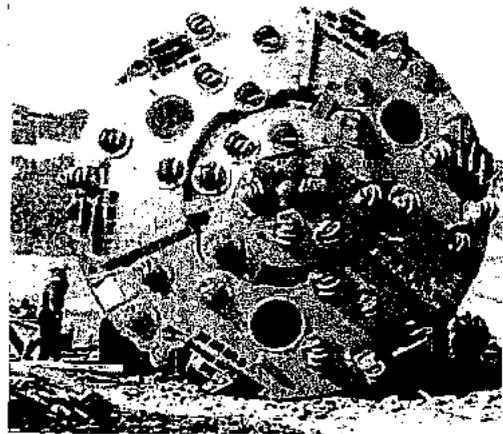
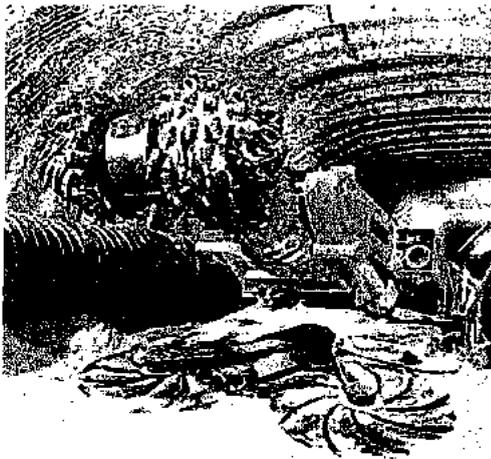


Fig.VII-7 : Machine à attaque ponctuelle.

VII-3 1-3- creusement à l'aide des explosifs :

L'abatage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour les quels un abatage manuel (marteaux piqueur) ou un terrassement mécanique (machine foreuse à pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. (Fig. VII-8)

L'abatage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- traçage et perforation du plan de tir.
- chargement des trous de mines et tir de la volée.
- ventilation et purge de l'excavation.
- évacuation des déblais du front de taille (marinage).

Le domaine préférentiel d'emploi des explosifs se situe dans les roches dures où il présente les meilleurs résultats d'efficacité.

La seule limite technologique est celle des roches fortement broyées présentant une instabilité des trous de mine. Une solution réside alors dans une réduction des longueurs de volée, voire l'utilisation temporaire de brise-roches ou de machines à attaque ponctuelle. (CETU,1998)

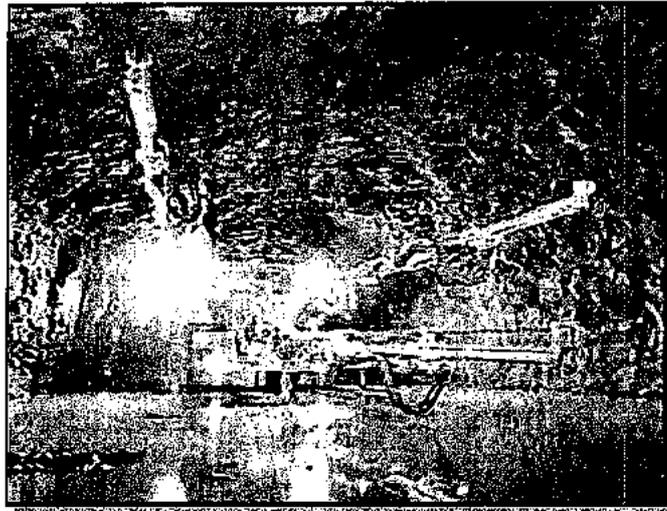


Fig. VII-8: Perforatrice au front de taille

VII-3-1-4- la nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M) :

La technique de construction par la méthode NATM (nouvelle méthode autrichienne) permet au terrain encaissant de s'adapter aux variations des contraintes induites par le creusement en réduisant les contraintes appliquées au soutènement, cette démarche utilise la faculté du massif à s'auto supporter, c'est-à-dire la participation du terrain à son propre soutènement.

Parmi les avantages de la nouvelle méthode autrichienne on peut citer :

- Sa souplesse, où elle s'adapte aux différents types de sol.
- Tassement faible (Negro et Eisenstein ,1981).
- Les équipements de construction utilisés sont de type standard.
- Le chargement rapide des nombres de phase utilisés (suivant la réponse du terrain).

Cette méthode trouve ses limites techniques lorsque :

- Les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous-pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais.
- Le terrain est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante.
- Le terrain est trop hétérogène.

VII-3-2- soutènement

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, on fait appel à un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif.

Le rôle du soutènement est de prendre des efforts dus à la libération des contraintes dans le massif, pendant les travaux et à moyen terme jusqu'à la mise en place de revêtement définitif, permettant ainsi la sécurité de personnel et la stabilité temporaire de l'excavation.

VII-3-2-1- différents types de soutènement

VII-3-2-1-1- soutènement par boulons d'ancrage

➤ **Boulon à ancrage ponctuel** : plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'Ancrage.

➤ **Boulon à ancrage continu** : peut être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent, (Fig. VII-9).

↪ On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement (CETU, 1998)

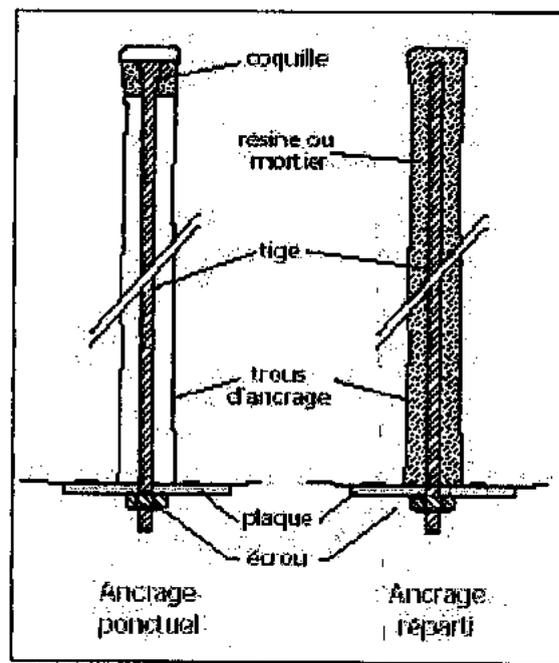


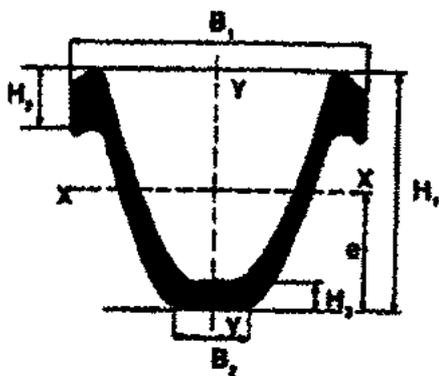
Fig. VII-9: Soutènement par boulons d'ancrages

VII-3-2-1-2- soutènement par cintres métalliques

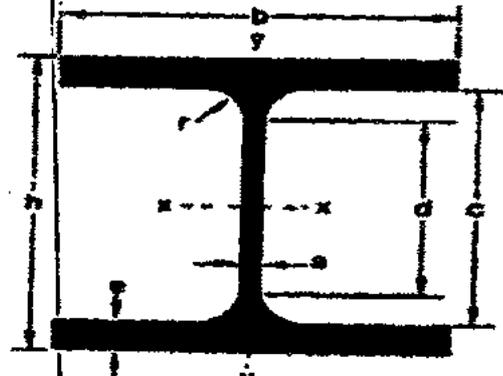
Ces cintres peuvent être des cintres lourds (H) ou réticulés pour les soutènements en grande section, ou des cintres plus légers (TH, UPN) en petite section.

➤ **Cintres réticulés** : présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté (Fig. VII-10) Leur emploi est déconseillé lorsque de fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puissent remplir sont rôle.

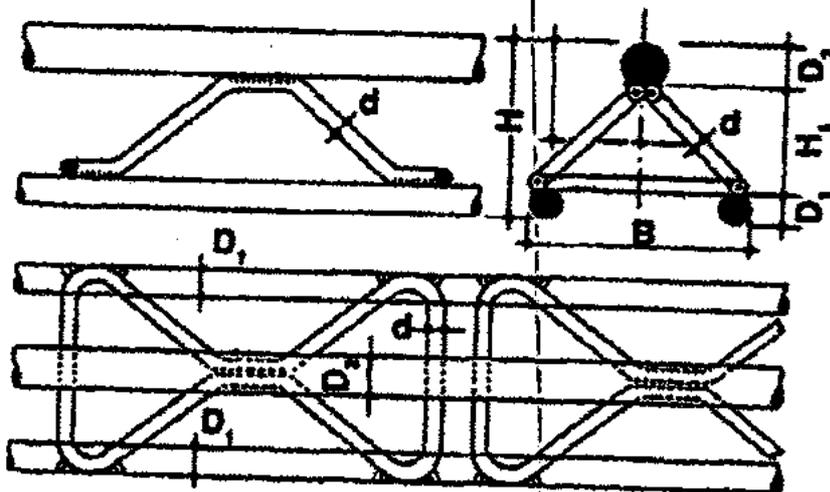
➤ **Cintres légers** présentent une capacité de portance relativement limitée. Leur faible poids rend leur maniement et leur mise en place plus facile qu'avec des cintres lourds. Depuis le développement du boulonnage et du béton projeté, ils ne sont plus employés.



Cintre coulissant (type Th)



HEB



Cintre réticulé

Fig. VII-10: Trois types de cintres

VII-3-2-1-3- soutènement en béton

- **Béton projeté** : souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés, TH). Il peut être renforcé, par des fibres métalliques, voire par un treillis.
- **Pré revêtement coffré** : utilise soit sur de très courtes longueurs, soit en complément d'un soutènement par cintres métalliques pour renforcer ceux-ci. Il peut être réalisé avec un coffrage traditionnel ou avec des couchis métalliques jouant ce rôle de coffrage.
- **Revêtement à l'avancement** : le revêtement définitif du tunnel joue un rôle de soutènement en complétant l'action du soutènement métallique.
- **Voussoirs métalliques ou béton préfabriqué** : ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement.

VII-3-3- Etanchement

L'étanchement est une opération visant à limiter à une valeur acceptable le débit d'eau pénétrant à l'intérieur de l'ouvrage souterrain.

L'étanchement d'un ouvrage souterrain peut être obtenu en adaptant l'une des attitudes suivantes vis-à-vis de l'eau contenue dans le terrain encaissant:

- Constituer sur son cheminement une barrière étanche (béton de revêtement éventuellement traité, injections, couches d'étanchéité).
- Réduire sa pression au moyen d'un dispositif de drainage et la canaliser (drainage, galerie de dérivation, ...)
- La laisser circuler sans intervenir dans son écoulement et s'en abriter (voûte parapluie, faux piédroits)

VII-3-3-1- Procédés d'étanchement**VII-3-3-1-1- Couche d'étanchéité**

Cette méthode d'étanchement consiste à mettre en œuvre au contact (intrados ou extrados) du revêtement un système d'étanchéité imperméable.

∞ Étanchéité extrados

Ce système d'étanchéité ne nécessite pas le traitement des joints ou discontinuités du revêtement, car le complexe utilisé (feuille synthétiques en général en p.v.c plastifié) est indépendant et souple. Il est appliqué sur le rocher ou le soutènement, généralement avec mise en œuvre d'une couche de béton projeté d'égalisation.

Elle présente plus de garanties pour la pérennité de l'ouvrage, car elle empêche toute circulation à travers la structure du revêtement.

œ Étanchéité intrados

Après réalisation du revêtement, un système d'étanchéité est mis en œuvre à l'intrados. Il y a lieu de vérifier que le film utilisé est apte à résister à la pression hydrostatique éventuelle, il présente les avantages:

- De n'avoir aucune interaction avec la réalisation du gros œuvre.
- De pouvoir limiter son application aux zones strictement nécessaires compte tenu de l'objectif d'étanchement recherché et des autres procédés éventuellement déjà mis en œuvre.

Par contre, il nécessite que tous les scellements ultérieurs soient spécialement traités pour rétablir la continuité de l'étanchéité.

Il nécessite le traitement de toutes les discontinuités actives et joints du revêtement.

VII-3-3-1-2- Drainage**œ Prédrainage**

Le prédrainage du terrain est une opération qui consiste après le creusement et avant l'exécution du revêtement, pour faciliter sa mise en place, à capter les venues d'eau ponctuelles importantes et à les recueillir dans un conduit longitudinal d'excavation.

œ Drains forés

Les drains forés peuvent être réalisés avant ou après exécution du revêtement. Le but de ces drains est de créer au large un cheminement préférentiel pour recueillir l'eau (CETU, 1998).

VII-3-4- Constitution des revêtements

L'exécution du revêtement définitif est une étape très importante dans les différentes étapes d'exécution des tunnels.

L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état du terrain en entraînant des mouvements de la masse du terrain vers l'intérieur et un nouvel état de contrainte; ces mouvements et ces nouvelles contraintes seront repris aussitôt par le soutènement provisoire (instantanément ou à court terme), mais, après un revêtement définitif (retardé ou à long terme)

VII-3-4-1 Types de revêtement

➤ **Béton armé:** les revêtements en béton coffré armé sont tout à fait exceptionnels; on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables (CETU, 1998)

L'exécution de béton armé en voûte est toujours délicate, à plus forte raison en présence d'une feuille d'étanchéité. Les anneaux armés complets sont réservés au franchissement d'accidents ou de zones singulières (gonflement, trop faible couverture, ...)

➤ **Béton projeté:** le revêtement définitif des tunnels neufs en béton projeté ne constitue une solution susceptible d'être retenue que dans des cas particuliers où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité ou à son confort d'utilisation. Pour les tunnels routiers, il ne peut donc s'agir que d'ouvrages assez peu circulés, réalisés dans un rocher de bonne qualité.

➤ **Voûtes actives:** un procédé, connu sous le nom de procédé Jacobson, est particulièrement adapté pour la réalisation de grandes ouvertures; il consiste à réaliser une voûte constituée d'éléments d'arcs juxtaposés, eux même formés de voussoirs préfabriqués, mis en place par un portique de pose et mis en compression par l'intermédiaire d'une clef de voûte munie de vérins. Cette voûte peut être mise en place au plus près du front de taille.

VII-4- Conclusion :

Les différents types de soutènements permettent de traiter les problèmes posés par toutes les catégories de terrain, éventuellement après un traitement de consolidation ou d'étanchéité. Le choix du soutènement n'est pas seulement lié aux exigences du terrain, mais aussi au souci de protection du personnel.

Le principal problème posé par l'emploi de ces soutènements traditionnels est celui du choix du type et de la quantité de soutènement à utiliser en fonction des terrains rencontrés.

La mise en place d'un soutènement important au front de taille entraîne l'arrêt des autres phases du cycle de creusement. Il a donc une influence directe sur l'avancement du chantier.

VIII-1- Justification du projet :

Le projet du tunnel, objet de cette étude, s'inscrit dans les plus vastes travaux d'adaptation fonctionnelle de la route côtière qui relie Jijel à Bejaia. Il est né de l'exigence d'éviter le tronçon de l'actuelle route côtière dont la section est sensiblement réduite à proximité de la fameuse Grotte Merveilleuse, en créant ainsi un pont qui est pratiquement à voie unique.

L'ajustement de la Grotte Merveilleuse, ainsi que tout le versant à pic sur la mer, à lui seul de grande valeur paysagiste. ↵

↵ D'où la décision de créer un nouveau Tunnel, en amont du tracé actuel, qui perce le Djebel Hamra du Côté mer, en évitant ainsi la Grotte Merveilleuse et le tronçon de côte qui lui correspond.

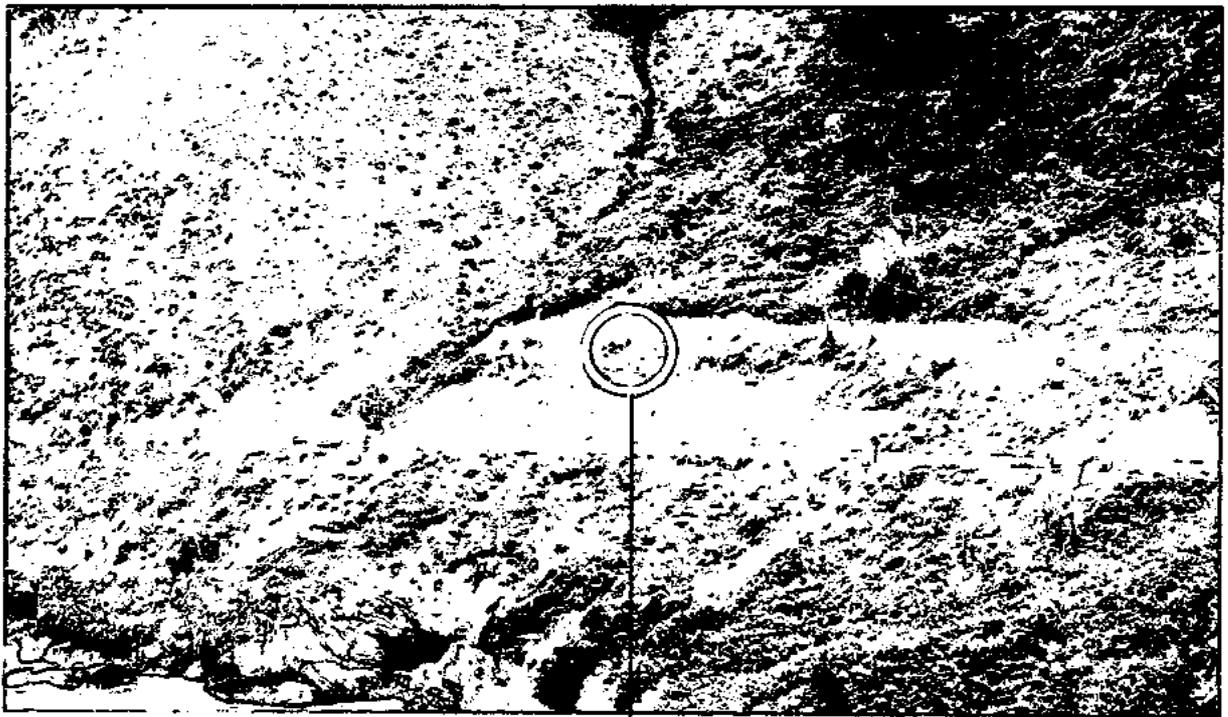
Cette décision démontre la sensibilité envers les problèmes de circulation. De même l'encombrement de la surface de sol des villes rend nécessaire la construction en souterrain des nouvelles vois de circulation.

VIII-2- Description du projet :

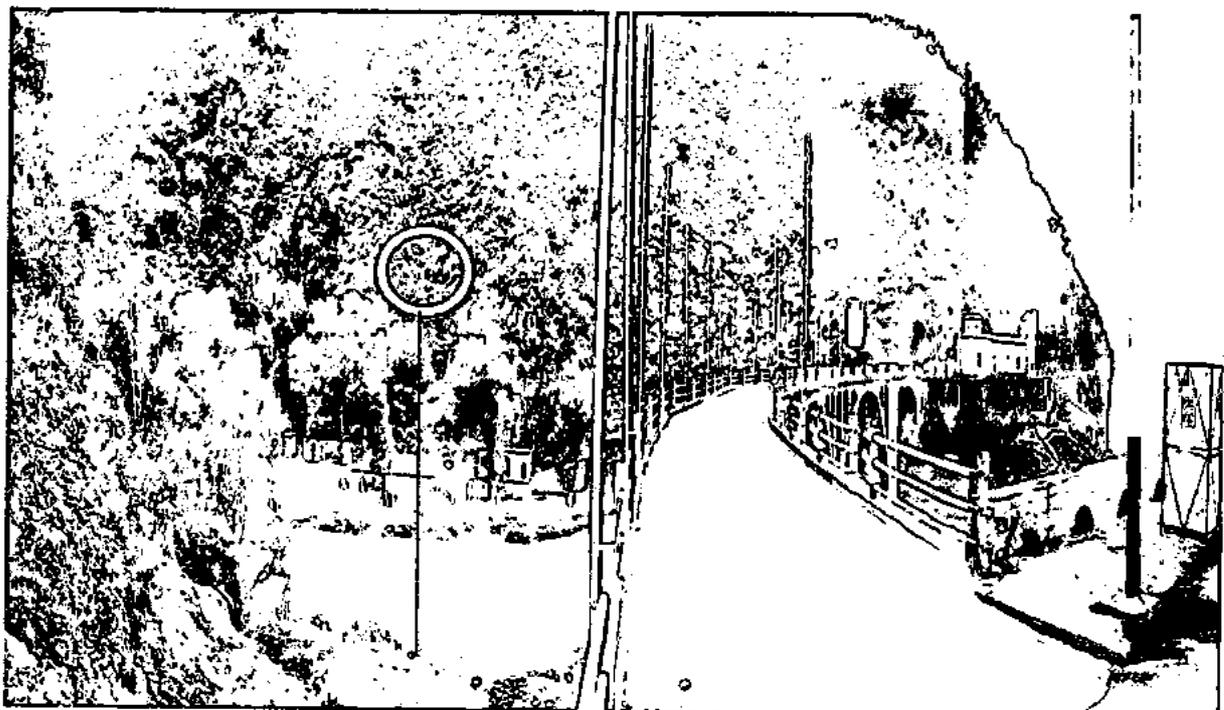
Dans le cadre de l'aménagement de la RN43, il est prévu de réaliser un tunnel au niveau de Oued Dar El-Oued du $pk_0+ 134,567$ au $pk_0+ 749,450$ pour une longueur de 614,883 m creusé dans les calcaires dolomitiques d'Âge Jurassique.



Fig.VIII-1: Entrée du tunnel cote Ouest



Entrée du Tunnel cote Ouest



Entrée du Tunnel cote Est

Fig.VIII-2: Emplacement du tunnel cote Est et Ouest

Les caractéristiques géométriques de ce dernier se présentent comme suit :

- Hauteur : 9 m.
- Ouverture : 10 m.
- Epaisseur du radier : 0,70 m.
- Epaisseur de la voute : 0,50 m.

Ce Tunnel est à deux voies de 3,50 m et des accotements de 1,40 m, avec un gabarit minimum en hauteur de 5 m.

Une étanchéité sera réalisée sur toute la route jusqu'à la limite des Banquettes ou il sera exécuté un drainage, les eaux d'infiltrations sous le radier seront évacuées par des buses en \varnothing 600.

A l'entrée Est, il est prévu de réaliser un faux Tunnel sur 5ml dont le but de protéger l'axe de chute de pierres. Par ailleurs l'embouchure Ouest sera protégé par une berlinoise en micro pieux avec des tirant d'ancrages, S'agissant du Talus au dessus du tunnel, il est prévu de stabiliser ce dernier par des boulons d'ancrage avec la réalisation d'un Béton projeté armé de treillis soudé sur toute la surface.

VIII-3- Tracé du Tunnel :

Pour pouvoir tracer et construire un Tunnel, il faut connaître avec précision les coordonnées et les altitudes des points de départ et d'arrivée.

On fait appel au système de polygonation où on fixe quelque station, le long du tracé et à l'aide d'un Tachéomètres, on mesure l'angle, la distance et la dénivelée.

Les distances sont mesurées indirectement : *en fait* on mesure le temps que met un signal lumineux par exemple pour atteindre un point donné et revenir au point de départ. Comme on peut déterminer la vitesse de la lumière, il est facile d'en déduire la distance. La lumière du rayon laser se situe fréquemment dans le domaine des infrarouges. La réflexion du rayon laser sur le point de mire s'effectue soit directement sur la surface de l'objet mesuré, soit grâce à un prisme que l'on vise. Le calcul des valeurs mesurées (direction et distance) se fait électroniquement ; les données sont automatiquement enregistrées.

VIII-4-Principaux éléments de l'ouvrage

VIII-4-1- Voûte :

A partir d'un puits d'attaque, on procède à l'exécution d'une galerie d'avancement établie à la partie centrale supérieure de la future voûte .Ces opérations d'élargissement sont appelées abattages .Elles sont effectuées à des distances de 2m à 3m les unes des autres .Ensuite, on procède au soutènement et au blindage de la voûte.

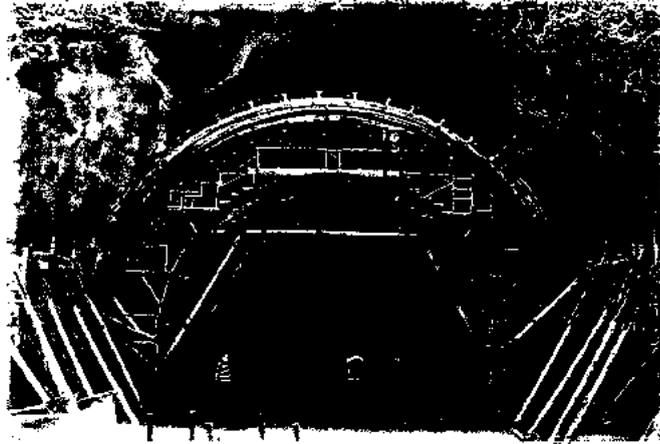


Fig. VIII-3 : Montage du coffrage de la voûte

VIII-4-2-Piédroits :

Une fois tous les anneaux de la voûte ^{ACH}achevés, les parties inférieures peuvent être exécutées .Une cunette de stross (une sorte de tranchée axiale longitudinale) est creusée, approximativement, jusqu'au niveau du radier .Elle permet la réalisation des piédroits.

A partir de cette cunettes, des saignées (plots) de 3m à 5m de largeur sont terrassées perpendiculairement à l'axe sous la voûte .Pendant cette opération, les parties de la voute, appuyées soit sur les terrains non encore excavés, ou sur les plots de piédroits déjà construite, soutiennent par rigidité longitudinale la portion surplombant la zone terrassée.

VIII-4-3-Radier :

Dés que deux (02) plots de piédroits se faisant face sont achevés, le terrain, situé entre eux est enlevé pour permettre l'exécution du radier.



Fig.VIII-4:Vue générale du tunnel creusé avec banquettes bétonnées

VIII-5- Phasage des travaux :

VIII-5-1- Le creusement :

Le creusement d'un Tunnel consiste en trois phases principales :

L'abatage, le Marinage et le Confortement provisoire de la galerie et du front.

Les travaux de creusement qui ont démarré le 11 Juin 2006 se poursuivent jusqu'au 04 Mai 2007. Un linéaire de 749,450 m ont été creusés, la méthode de creusement du rocher du « Tunnel de Dar-El-Oued » est différente selon la nature des matériaux rencontrés. Elle se fait par moyen mécaniques et par minage.

- Excavation par Moyens Mécaniques :

- Du (pk0 + 134,567 → pk0 + 170,680) et selon la nature du terrain qui est une brèche dolomitique Altérée ;

- Du (pk0 + 743,250 → pk0 + 749,450) qui est une Dolomie Altérée. Le déroctage s'effectue avec une pelle mécanique munie d'une brise-roche. Le volume maximal possible à excaver en une passe dépend de la nature du terrain, les derniers 5 ml s'effectuent à l'aide d'un marteau piqueur. Il faut garantir une surface d'excavation stable par elle-même durant le temps nécessaire à la mise en œuvre du soutènement provisoire.

Le produit de Marinage est chargé par une chargeuse sur pneumatiques sur des camions.



Fig. VIII-5: Creusement à l'aide du brise roche

- Excavation par Minage :

Le premier tir a été effectué le 22 Juillet 2006, cette opération devrait durer jusqu'au 25 avril 2007.

La dureté de la roche indique clairement la nécessité d'avoir recours à l'explosif, puisque on est en présence d'une roche dolomitique, ce qui écarte l'hypothèse d'utilisation du brise-roche, car il est peu efficace et son emploi augmenterait remarquablement les délais d'exécution.

Le forage des trous de mines se fait au moyen de vrais robots mécanisés appelés "Jumbos de Forage" qui réalise plusieurs trous simultanément suivant un schéma préprogrammé, 52 à 100 trous d'un diamètre de 38 à 57 mm atteignant une profondeur de 3,2 mètre.

On a utilisé un poids moyen d'explosif de 1,2 – 1,3 kg/m³ pour un total de 212 à 300 kg.

Pour abattre une volée d'environ 3 m, il faut allumer quelque 212 – 300 kg d'explosif. Celui-ci se présente sous forme d'émulsion, encartouchée dans des étuis, disposés à raison de 4 à 5 pièces trou de mine. L'ensemble des cartouches équipées de détonateurs de haute intensité électrique est relié par un circuit, le mode de mise à feu est du type séquentiel.

En effet, les vibrations produites par les tirs de mine se propagent dans le sol et peuvent, lorsqu'elles sont trop intenses, excéder localement la résistance des structures et conduire à l'apparition de fissures.

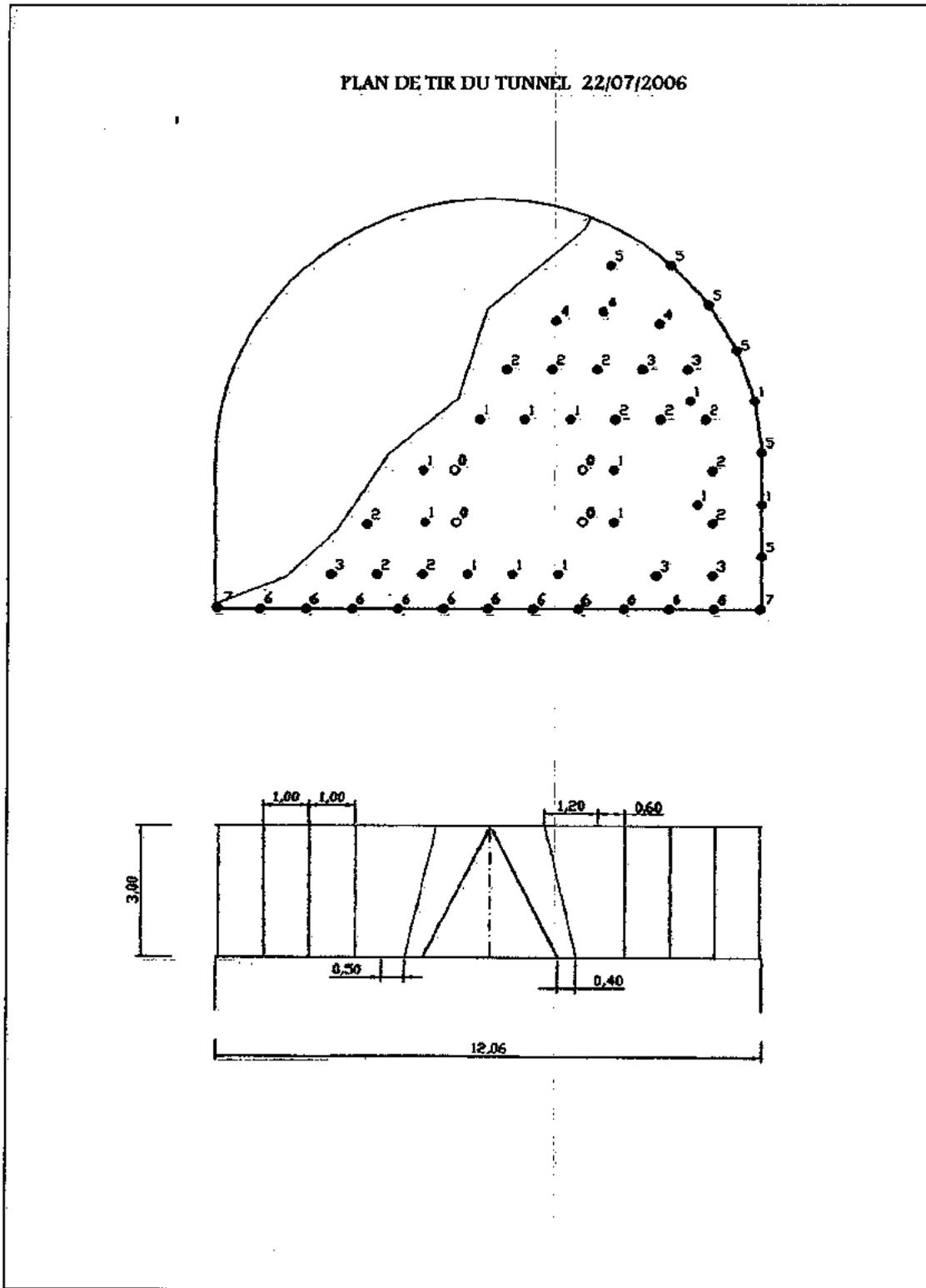


Fig.VIII-6 : Exemple d'un plan de tir

CALCUL DES QUANTITES D'EXPLOSIF PAR m³ D'EXCAVATION

Renseignements généraux

ouvrage Tunnel routier avec surface d'excavation de 98,00 m²
 nature du terrain calcaire fracturé
 Explosif Gelanite, cartouches Ø 50 x 350 mm
 Géométrie d'excavation: Avancement en pleine section avec diamètre de perforation Ø 57 mm

DIMENSIONNEMENT DES VOLEES

Mines selon plan annexé

REALISATION DU TIR

Volée: mt. 3.00
 surface tunnel m² 98
 Volume de matériau excavé m³ 294.00
 longueur des trous 3.20
 Rinora Type à V avec trous de L= 3,40
 Schéma de perforation selon plan annexé
 Entre axe des trous de pourtour i=0,70
 Entre axe des trous de production i=1,00
 Diamètre des trous Ø 57mm

NOMBRE DES TROUS	retard	n° trou.	Gelanite Ø 50		Gelanite Ø 26		longueur cartouche	Kg/u cartouche	Kg/trous explosif	Tot.
			L. charge	mm - n° cart.	mm - n° cart.					
temps	5	6		0.70		2.00		0.35	0.86	1.720
		6	11	1.05		3.00		0.35	0.86	2.580
		4	3	0.70		2.00		0.35	0.86	1.720
		3	5	1.05		3.00		0.35	0.86	2.580
		2	11	1.75		5.00		0.35	0.86	4.300
		1	10	1.05		3.00		0.35	0.86	2.580
		0	4	1.40		4.00		0.35	0.86	3.440
		7	2	1.40		4.00		0.35	0.86	3.440
trous totaux			52							Tot. Explosif



Fig. VIII-7: Creusement à l'aide d'explosif

- Le Marinage :

Par marinage, on entend le chargement du rocher abattu en souterrain et son transport hors du tunnel.

VIII-5-2- Soutènement provisoire :

Si on enlève un appui à un objet, cet objet se renverse. Il en est de même de la construction d'un Tunnel, puisque les matériaux enlevés lors d'un abattage constituaient en quelque sorte l'appui de la montagne. Cet appui manquant, il faut donc le remplacer par quelque chose d'équivalent, si on ne veut pas que la galerie se referme.

Donc derrière chaque extraction on fait appel au soutènement provisoire (cintres, boulons, béton projeté) qui peuvent être modifiés selon les conditions rencontrées.

La mise en place du soutènement s'effectue comme suit :

⇒ Première couche de béton projeté (épaisseur de 5 à 10 cm). Il est appliqué directement après l'excavation, ceci pour empêcher les chutes éventuelles de pierres et une stabilisation primaire de l'excavation.

⇒ La mise en œuvre des cintres doubles de type IPE 180 et l'application d'une seconde couche en béton projeté de 18 cm pour couvrir totalement les cintres.



Fig. VIII-8:La mise en place des cintres

Après la mise en place du soutènement, l'excavation reprend. D'habitude un cycle de creusement / soutènement est réalisé par poste.

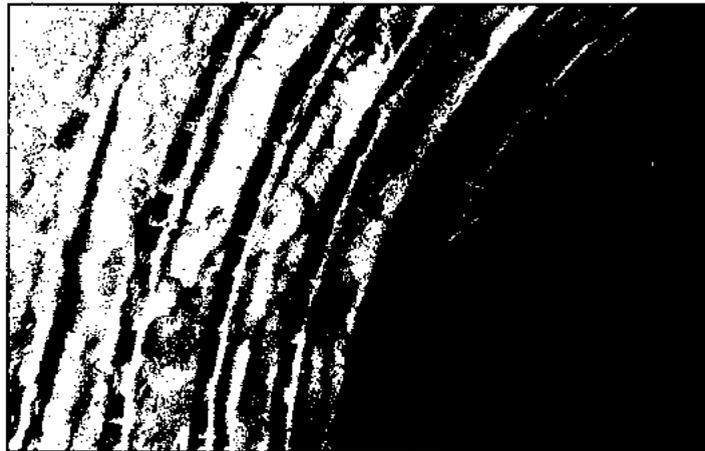


Fig. VIII-9:Exécution du béton projeté au niveau des cintres

Un autre élément important de soutènement sont les boulons, ces boulons mis en place par des boulonneuses.



Fig.VIII-10:Mise en place des boulons SWELEX au niveau de la voûte

VIII-5-3- Etanchement :

Notre tunnel est muni d'une étanchéité partielle en PVC (épaisseur 2 mm) qui s'applique à la surface d'extrados des piédroits et de la voûte, afin de protéger l'ouvrage définitif des eaux d'infiltration.

Ces derniers sont déviés par l'intermédiaire d'une couche drainante en géotextile à fil continu de polypropylène ayant un poids de 500 g/m², et de captage ponctuels vers un collecteur de drainage.

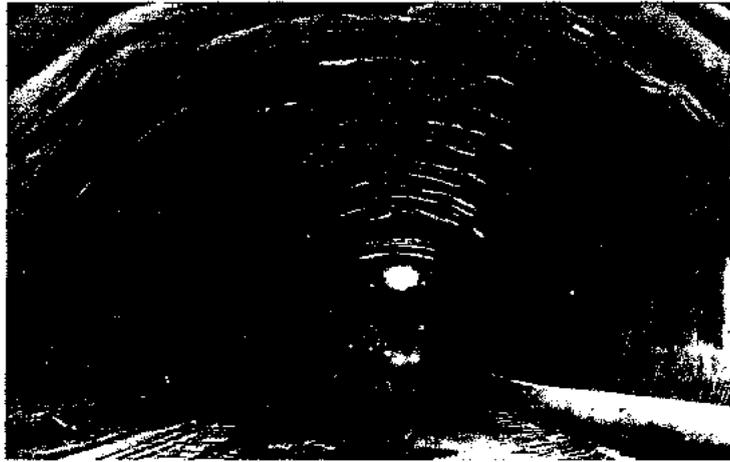


Fig.VIII-11: Mise en place de l'étanchéité au niveau de la voûte

Les membranes d'étanchéité sont fixées de telle sorte que leur adaptation au support sans tensions excessives soit garantie lors du bétonnage du revêtement.

A l'endroit de chaque arrêt de bétonnage du revêtement, l'étanchéité est renforcée par l'application d'une bande supplémentaire (matériau identique) d'au moins 50 cm de largeur, à souder sur tout le pourtour de la cavité.

Ces feuilles d'étanchéité posées sont contrôlées :

- Visuellement pour détecter d'éventuels dégâts d'origine mécanique.
- Manuellement (soudures simples et doubles) : la soudure est vérifiée par l'exercice d'une pression au moyen d'une pointe ou d'un tournevis, permettant de localiser les défauts éventuels de la soudure.

VIII-5-4- Revêtement : L'anneau intérieur en béton

Après l'installation du complexe d'étanchéité, on se dirige vers la mise en place du revêtement définitif. Il donne un aspect plus esthétique en béton vu à l'intrados, enchâsse une

partie de la tuyauterie et des câbles, les protégeant ainsi contre une incendie éventuel, et protègent aussi l'étanchéité.

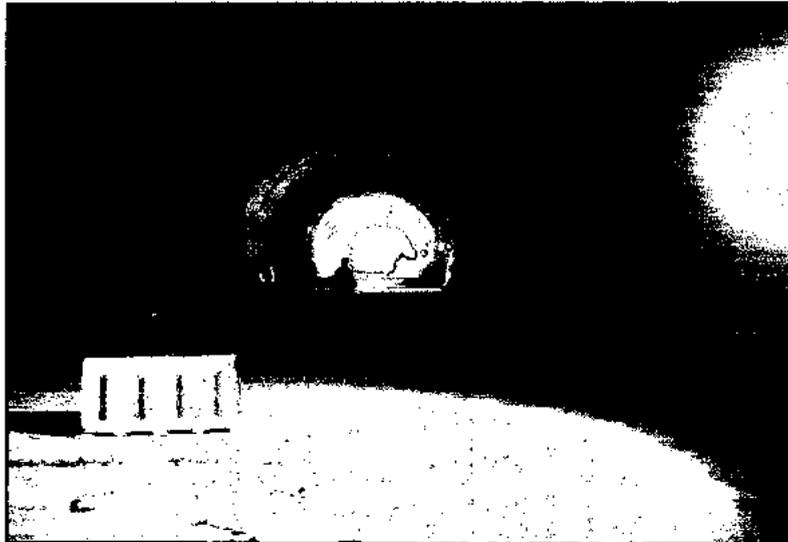


Fig.VIII-12:Vue générale du tunnel

Le béton coulé dans le coffrage a une épaisseur constante de 50 cm au niveau de la route, et de 70 cm au niveau du radier.

VIII-6-Prédiction de l'effet d'un tir :

Pour prédire sur un site donné les effets d'un tir en un point donné il convient alors de déterminer la relation mathématique entre la quantité d'explosif utilisée et la vitesse de vibration résultante au point considéré, ce qui permet d'adapter le plan de tir à l'environnement.

La seule façon appropriée de définir cette relation et de prévoir sur le site des tirs expérimentaux où l'on fait croître la charge et où l'on mesure la vitesse de vibration correspondante (Bouvard, 1992).

En avant projet et à défaut de tirs expérimentaux, il est toujours possible d'utiliser des relations empiriques. Les formules publiées sont diverses établies et donnent des résultats souvent bien différents. En effet, les relations établies ne font pas apparaître les facteurs pourtant importants que sont la nature du rocher et la géométrie du plan de tir. On peut néanmoins retenir en toute première approximation la formule proposé par P.Chapot(1981) pour les tirs en tunnels :

$$V=K(Q^{0.9}) / (D^{1.8})..... (11)$$

Avec : V : vitesse particulaire en Cm/s

D : distance entre le point de mesure et le point de tir en m

Q : quantité d'explosif en gr

Le paramètre K varie suivant le site et la nature de la roche .pour les tirs en tunnel, on peut retenir à titre indicatif les valeurs suivantes de K :

K=1.2 représente une valeur moyenne de ce paramètre.

K=2.4 représente une valeur maximum.

Le tableau suivant résume les résultats obtenus, on prenant une quantité d'explosif égale a 22.5Kg. On 'a pris par précaution des valeurs de la constante K qui sont même supérieures pour évaluer l'influence sur la vitesse de vibration!

Distance(m)	K=1.2	K=1.4	K=1.6	K=1.8	K=2	K=2.2	K=2.4	K=2.6	K=2.8	K=3
40	0.12	0.15	0.17	0.19	0.21	0.23	0.25	0.28	0.3	0.32
50	0.08	0.10	0.11	0.13	0.14	0.15	0.17	0.18	0.2	0.21
60	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15
70	0.04	0.05	0.06	0.07	0.078	0.08	0.09	0.10	0.12	0.11
80	0.037	0.043	0.049	0.05	0.062	0.068	0.07	0.08	0.09	0.086
90	0.030	0.035	0.040	0.048	0.05	0.055	0.06	0.065	0.075	0.07
100	0.024	0.029	0.033	0.037	0.04	0.045	0.049	0.05	0.06	0.058

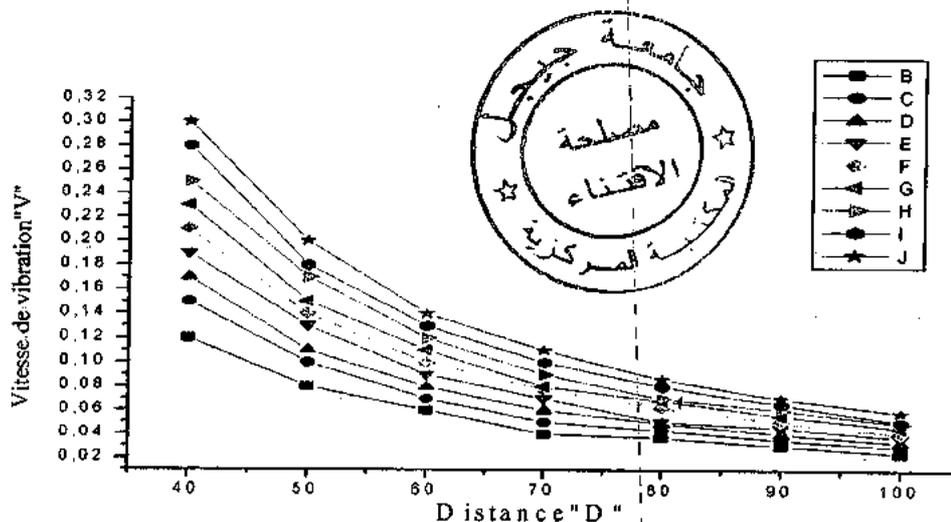


Fig.VIII-1 3:Influence de vitesse de vibration a partir de la distance du front de taille

En examinant les résultats obtenus, on déduit que pour les valeurs les plus probables de la constante 1.6-1.8 les vitesses atteignent 0.17-0.19m/s quand la distance du front de taille est égale à 40m et elles descendent à des valeurs proches de 0.04m/s pour la distance maximale prise en considération.

A partir d'un tir, une fraction de l'énergie cédée au terrain se propage sous forme vibratoire, tant dans les fluides (air, eau) que dans les solides. Cette vibration transitoire sollicite les structures sur son passage et y déclenche divers types de vibrations. Lorsque les efforts engendrés par ces vibrations excèdent localement la résistance des structures, il peut y avoir apparition de dommages.

On retiendra à ce sujet les propositions correspondantes de P.Chapot(1981) Qui nous semblent intéressantes :

- toutes les limite ont un caractère probabiliste ;
- les seuils inferieurs à 1cm/s, tel qu'ils ont pu être proposés dans certains projets de norme, ne semblent pas être à retenir, la probabilité d'apparition de dégâts étant alors très réduite ;
- la zone de 1 à 3 cm/s constitue une fourchette applicable aux immeubles courants habités et aux chantiers de travaux publics classiques. A partir de 3cm/s, la probabilité ressentent intensément les vibrations.

En examinant le tracé du tunnel, et selon notre sortie sur site, on a vérifié l'absence d'édifices privés ou publique situés au voisinage de l'ouvrage réaliser et qui peuvent être touchés par les vibrations engendrées par l'usage d'explosif dans le tunnel.une seule exception faite pour les grottes qui se trouve à une distance effective de la cavité du tunnel de 200m environ,qui dans ce cas on' a diminuer la vitesse de vibration.

Chapitre IX Présentation de la méthode Convergence-Confinement

IX-1- Introduction:

Le creusement d'un tunnel provoque une modification de l'état de contraintes dans le sol autour de la galerie. Ce changement d'état de contraintes est à l'origine des déplacements, qui affectent le terrain avoisinant et les structures préexistantes, particulièrement sensible et dense en milieu urbain, le passage d'un équilibre à un autre n'est pas instantané. Les étapes de creusement provoquent une succession d'équilibres intermédiaires, qui influencent l'état d'équilibre final.

Quelle que soit la technique de construction employée, il se produit toujours des déplacements de sol autour de la galerie, qui peuvent se propager dans le massif et atteindre la surface de rupture. Les déplacements dépendent des caractéristiques du sol, des conditions géométriques, de la technique de creusement et du savoir-faire de l'entreprise. C'est pourquoi il est important de localiser les déformations et les déplacements associés au creusement.

IX-2- Principes généraux de la méthode Convergence – Confinement :

La méthode de calcul dite "Convergence – Confinement" s'est développée parallèlement à l'utilisation des méthodes de soutènement qui assurent la participation effective du terrain à son poids propre stabilisé (béton projeté, boulonnage, cintres légers) depuis une vingtaine d'année environ.

Cette méthode est basée sur l'analyse des contraintes et des déformations autour d'une cavité en prenant en considération l'interaction terrain-soutènement, progression de creusement et de son aspect tridimensionnel. Elle postule que le but du soutènement ne consiste pas généralement à s'opposer à la déformation du terrain autour de la cavité ni même à la formation d'une zone pseudo-plastique dans laquelle les critères de ruptures sont dépassés, mais à limiter la déformation des parois et l'extension de la zone en déformation pseudo-plastique pour aboutir à un équilibre qui satisfasse si possible à la fois les conditions suivantes:

- Limitation de la convergence des parois à des valeurs acceptable en fonction des conditions d'exécution et de la destination de l'ouvrage.
- Limitation consécutive du phénomène de décomposition du terrain.
- Optimisation des caractéristiques et du coût de soutènement.

Ainsi dans la méthode de Convergence – Confinement, on substitue au problème tridimensionnel un problème de déformation plane dans lequel on applique à la surface d'intrados du tunnel une contrainte σ tel que: (PANET, 1995)

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0 \dots\dots\dots (12)$$

Chapitre IX Présentation de la méthode Convergence-Confinement

σ_0 : représente la contrainte initiale s'exerçant sur la surface d'intrados du tunnel.

λ : coefficient appelé de déconfinement est égale à 0 dans l'état initial et croit jusqu'à 1 lorsque le tunnel n'est pas soutenu

Ce déconfinement s'accompagne d'un déplacement " μ " des points situés à l'intrados; la

relation: $\rho_m(\sigma, \mu) = 0$ représente la loi de convergence du massif (Fig. IX-1). Le soutènement est une structure dont le comportement mécanique peut également être décrit par une relation entre la contrainte s'exerçant à l'intrados et le déplacement correspondant:

$$\rho_s(\sigma, \mu) = 0$$



Etat initial

$$\begin{aligned} \sigma(M) &= \sigma_0 \\ UM &= 0 \\ \lambda &= 0 \end{aligned}$$

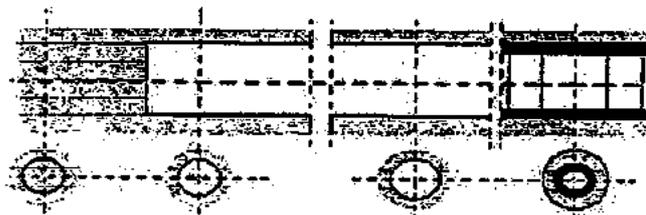
Etat intermédiaire

$$\begin{aligned} \sigma(M) &= (1-\lambda)\sigma_0 \\ UM &= U(\lambda) \\ 0 < \lambda < 1 \end{aligned}$$

Etat final

$$\begin{aligned} \sigma(M) &= 0 \\ UM &= U \\ \lambda &= 1 \end{aligned}$$

a



$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_0 \\ \lambda &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= (1-\lambda)\sigma_0 \\ 0 < \lambda < 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= 0 \\ \lambda &= 1 \end{aligned}$$

b

Fig. IX-1 : Principe de détermination de la loi de convergence du massif

(a) Coupe transversale ; (b) Coupe longitudinale

Mais le soutènement ne peut être mis en place qu'à une certaine distance " d " du front de taille, c'est à dire lorsqu'un déplacement $\mu(d)$ s'est déjà produit; la relation précédente peut donc s'écrire:

$$\rho_s[(\sigma, \mu - \mu(d))] = 0$$

Cette relation caractérise le mode de soutènement.

L'équilibre final qui résulte de l'interaction entre le massif et le soutènement, est donné par la solution du système constitué par les deux relations ci-dessus; dans les cas que l'on considère généralement, on peut admettre l'unicité de la solution.

Dans le cas simple, où toutes les conditions satisfont une symétrie de révolution autour de l'axe du tunnel, la contrainte σ et le déplacement μ peuvent être considéré comme des scalaires; on a alors une représentation graphique simple de la méthode: convergence confinement; l'équilibre final est donné par l'intersection de la courbe caractéristique du terrain ou courbe de convergence (b) et la courbe du soutènement ou courbe de confinement (a) (Fig. IX-2).

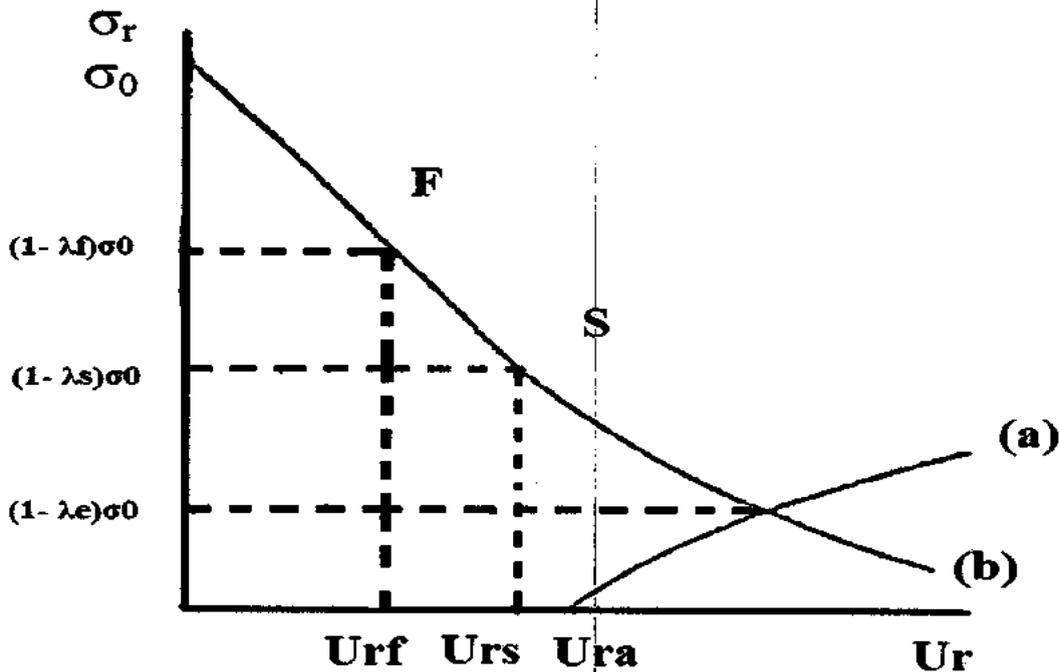


Fig. IX-2 : Courbe caractéristique de terrain et de soutènement

Cette méthode est mise en œuvre au début d'une manière analytique pour le cas idéal de creusement d'un tunnel circulaire dans un massif non pesant à comportement élastique linéaire (Panet et Guellec, 1979), puis plusieurs auteurs ont contribué à l'amélioration de cette méthode, tels que l'introduction du comportement du massif élastique parfaitement plastique, élasto-plastique à rupture brutale, l'introduction de la pesanteur et les cas des contraintes initiales anisotropes (Panet, 1986).

Chapitre IX Présentation de la méthode Convergence-Confinement
VII-3- Détermination du Taux de Déconfinement:

La détermination de la convergence en fonction de la distance au front de la taille permet de définir la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l'équilibre final. Négliger la part de convergence déjà acquise au moment de la pose de soutènement mais aussi à trahir le comportement du massif et son équilibre final.

Dans un milieu à comportement élastique, la convergence et la pression fictive de soutènement en fonction de la distance au front de taille se déduisent de la figure (IX-3) (d'après M. Panet, 1976). Ce graphique indique la valeur du taux de déconfinement λ en fonction de la distance au front de taille ou encore la pression de soutènement du front qui vaut:

$$p = (1 - \lambda)\sigma_0 \dots\dots\dots(13)$$

La courbe caractéristique du terrain permet de connaître la valeur correspondante du déplacement à la paroi μ .

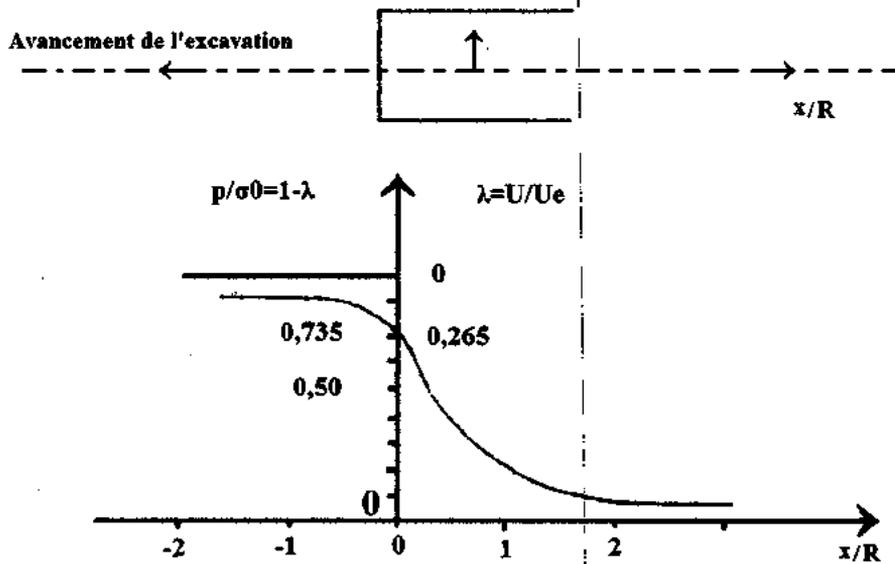


Fig. IX-3 : Variation de taux de déconfinement λ en fonction de la distance X du front (cas de comportement élastique)

D'après la figure, le taux de déconfinement est égale à 0,265. On retient souvent la valeur voisine de 0,3 ou de 1/3 lorsque le soutènement est mis en place à proximité du front de taille.

On retient également que la valeur de λ pour une section à un diamètre de front de taille vaut $\lambda = 90\%$.

Chapitre IX Présentation de la méthode Convergence-Confinement

En milieu Elastoplastique (Pañet et Guenot, 1982), une étude à fourni des courbes présentant les variations de la pression fictive de soutènement en fonction de x (Fig. IV-4). Le paramètre N_s , indiqué sur ces courbes est le coefficient de stabilité, défini par:

$$N_s = \sigma_0 / C_U \dots \dots \dots (14)$$

Avec: σ_0 : contrainte initiale.

C_U : cohésion non drainée du matériau.

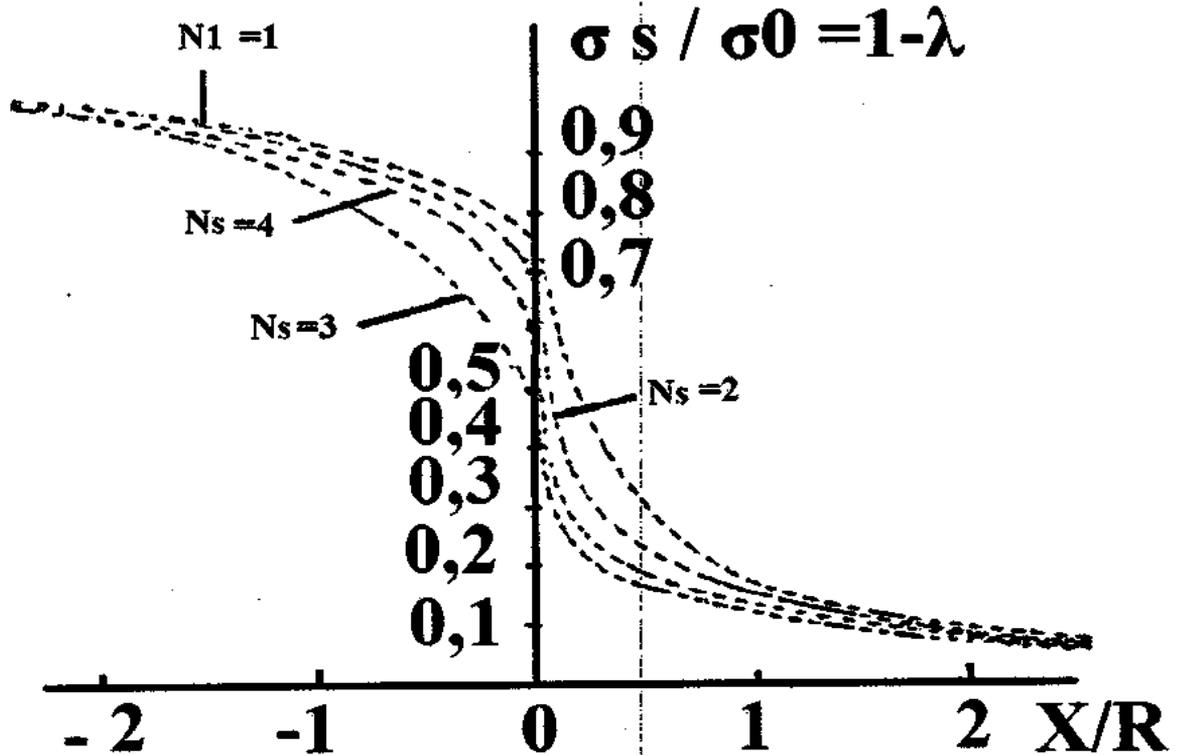


Fig. IX-4 : Variation de taux de déconfinement λ en fonction de la distance au front (comportement élastoplastique d'un milieu purement cohérent)

A chaque valeur du coefficient de stabilité correspond une courbe. Le taux de déconfinement au droit du front varie avec une proportion très importante suivant la valeur de N_s , de 0,25 lorsque $N_s = 1$ à 0,60 lorsque $N_s = 3$.

Si l'on se place à une distance x , en deçà du front égale au moins au rayon de la section, le fuseau des courbes de déconfinement est beaucoup plus resserré et le taux de déconfinement est inférieur à N_s .

Pour: $X / R = 1$ $0,81 < \lambda < 0,90$
 $X / R = 2$ $0,90 < \lambda < 0,95$

Chapitre X Evaluation des charges et des poussées agissant sur le Tunnel

X-1- Introduction:

L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état de contrainte de terrain. Ceci entraîne des mouvements de la masse de terrain vers l'excavation afin de rétablir l'équilibre. Cependant, tant que l'élément du rocher soumis à la charge se trouve emprisonné dans le milieu continu interdisant tout déplacement, l'augmentation des charges se traduira par une accumulation des contraintes. De cette façon, le rocher est capable de supporter des contraintes dont l'importance peut dépasser sensiblement la limite d'élasticité.

En vue de la consolidation de l'espace excavé, on doit éviter la pénétration du rocher dans l'air du souterrain en ayant recours à un système de soutènement, c'est précisément la pression de la montagne exercée sur ce soutènement que l'on appelle la pression de terrain.

Pour évaluer quantitativement la poussée sur la calotte (pression verticale) et la poussée latérale (pression horizontale), il existe de nombreuses formules empiriques qui sont différents selon les diverses hypothèses adoptées et les paramètres caractéristiques mis en évidence.

X-2- Détermination de la pression verticale:

IX-2-1- Théorie de Bierbäumer:

Bierbäumer admet que le profil est chargé par une masse de rocher délimitée par une parabole de hauteur

$$h = \alpha H \dots \dots \dots (15)$$

H: profondeur de l'ouvrage.

α : coefficient de réduction.

Elle est basée sur l'hypothèse selon laquelle, par suite de l'excavation du tunnel, la masse de rocher aura tendance à se déplacer vers la bas des surfaces de glissement inclinées à $(45^\circ + \phi/2)$.

Le flottement dû au glissement, agissant le long des surfaces de glissement verticales d'aire

$$2S = 2 F.E = 2 \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \cdot \frac{H^2 \gamma}{2} \dots \dots \dots (16)$$

Diminue l'effet du poids de la masse imaginée instable:

Selon Bierbäumer la pression s'exerçant sur une surface de largeur

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} (45^\circ - \phi/2), \dots \dots \dots (17)$$

située au niveau de la calotte aura comme grandeur: $P = \alpha . H . \gamma \dots \dots \dots (18)$

Chapitre X Evaluation des charges et des poussées agissant sur le Tunnel

avec: γ : poids volumique.

$$h = a H$$

b : largeur de l'excavation.

m : hauteur de l'excavation

Donc: $P = H \gamma [b + 2m \operatorname{tg} (45^\circ - \phi/2)] - H^2 \gamma \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \operatorname{tg} \phi$

Et

$$P = \frac{P}{[b + 2m \operatorname{tg} (45^\circ - \phi/2)]. 1m}$$

$$P = H \gamma \cdot \left[1 - \frac{\operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \cdot H}{b + 2m \cdot \operatorname{tg} (45^\circ - \phi/2)} \right] \dots\dots\dots(19)$$

Avec:

$$\alpha = 1 - \frac{\operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \cdot H}{b + 2m \cdot \operatorname{tg} (45^\circ - \phi/2)} \dots\dots\dots(20)$$

P : charge sur la calotte.

P : pression sur la calotte.

X-2-2- Théorie de ESZTÓ:

PETER ESZTÓ part de l'hypothèse selon laquelle l'excavation du terrain engendre la formation de plan de rupture s'étendant jusqu'à la surface du terrain.

$$P_v = \frac{d \cdot \operatorname{cotg} \theta \cdot \gamma}{\left(1 - \frac{d}{H \operatorname{tg} \theta}\right)^2} \left[1 - \frac{d}{H \cdot \operatorname{tg} \theta} - \frac{d}{H \operatorname{tg} \theta} \ln \frac{H \cdot \operatorname{tg} \theta}{d} \right] \dots\dots\dots(21)$$

Avec: γ : γ_{moy} .

H : Hauteur du recouvrement.

d : largeur de l'excavation.

θ : angle de rupture ($\theta = 45^\circ + \phi/2$)

P_v : Pression verticale

X-2-3- Théorie de TERZAGHI:

La formule de TERZAGHI, avec la notation de la figure, est la suivante:

Chapitre X Evaluation des charges et des poussées agissant sur le Tunnel

$$P_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2C}{B} \right)}{2 \operatorname{tg} \theta} \left[1 - e^{-\frac{2H \operatorname{tg} \theta}{B}} \right] \dots\dots\dots (22)$$

Où lorsque $\theta = 0$ $P_v = H[\gamma - 2C/B]$ (23)

La valeur de P_v étant très sensible à la valeur de la cohésion(c), il est recommandé dans ces formules de ne prendre en compte cette dernière qu'avec beaucoup de prudence.

Pour le dimensionnement de revêtement définitif ou même pour celui de soutènement provisoire lorsque les terrains sont saturés d'eau, il est recommandé de suivre les pratiques suivantes :

-Si $H \leq B$, prendre $P_v = \gamma H$;

-Si $B \leq H \leq 2,5B$, s'assurer que la charge réduite P_v , prise en compte n'est, en aucun cas inférieur à $\gamma.b$

-Si $H > 2,5B$ et si θ n'est nul ni faible, P_v tend vers une valeur limite supérieure :

$$P_v = \frac{\gamma B - 2C}{2 \operatorname{tg} \theta} \dots\dots\dots (24)$$

X-3- Détermination de la poussée latérale:

Les poussées latérales ne représentent que le quart ou le tiers de la pression à calotte. Cependant, les tensions primitives dans le rocher peuvent modifier cette proportion au point que, dans certains cas, la poussée latérale peut être trois fois supérieure à la pression à la calotte.

Selon TERZAGHI:

La poussée latérale peut être approximativement calculée comme suit:

$$P_h = 0,3 \gamma (0,5 m + h_p) \dots\dots\dots (25)$$

Où: h_p : la hauteur du noyau de détente.

Selon Rankine (terrains granuleux et dans les éboulis):

$$P_h = \gamma H \operatorname{tg}^2 (\pi / 2 - \theta / 2) \dots\dots\dots (26)$$

- Dans les roches de bonnes tenue et en admettant un calage latéral parfait, c'est-à-dire si:

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E} [P_h - \mu (P_v + P_h)] = 0 \dots\dots\dots (27)$$

On aura:

Chapitre X Evaluation des charges et des poussées agissant sur le Tunnel

$$P_h = \frac{\mu}{1 - \mu} P_v = \lambda \cdot P_v \quad \dots\dots\dots (28)$$

avec: μ : coef de poisson.

λ : coefficient de la poussée latérale.

Selon PROTODIAKONOV:

$$P_h = m \gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \left[\frac{2}{3 \operatorname{tg}\theta} [b + m \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2)] + \frac{m}{2} \right] \quad \dots\dots\dots (29)$$

X-4- Détermination de la poussée au niveau du radier:

X-4-1- Théorie de Tsimbarievitch:

TSIMBARIEVITCH s'est consacré à l'étude de la pression du rocher au radier. Se basant sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée, il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement.

La valeur de la poussée des terres (active) sera:

$$e_a = (p + x \gamma) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) - 2 C \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (30)$$

Et celle de la butée (passive) sera:

$$e_p = \gamma x \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) - 2 C \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2) \quad \dots\dots\dots (31)$$

Avec: x : la profondeur où $e_p = e_a$

$$x = \frac{p \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) - 2 C [\operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2) + \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2)]}{\gamma [\operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) - \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)]}$$

$$x = \frac{p \lambda_a - 2 C (\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma (\lambda_{ap} - \lambda_a)} \quad \dots\dots\dots (32)$$

Avec: $\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)$

$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$

La résultante $E = E_a - E_p$ peut être décomposée en deux composantes T, parallèle, et S, perpendiculaire à la série des plans de glissement:

$$T = E \cdot \cos(45^\circ - \phi/2)$$

Chapitre X Evaluation des charges et des poussées agissant sur le Tunnel

$$S = E \cdot \sin(45^\circ - \phi/2)$$

La force T aura tendance à déplacer le terrain, tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire

$$T = S \cdot \operatorname{tg} \phi \dots \dots \dots (33)$$

D'où l'effort agissant sur le radier:

$$T_0 = 2 E \frac{\sin^2(45^\circ - \phi/2)}{\cos \phi} \dots \dots \dots (34)$$

T_0 doit être équilibrée soit par une contre-voûte, soit par une surcharge q_0 répartie sur une longueur y : $y = x / \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2) \dots \dots \dots (35)$

XI- Introduction:

L'auscultation joue un rôle important dès l'élaboration du projet, elle permet, théoriquement de connaître à tout instant l'état de stabilité de l'excavation alertant le cas échéant sur la nécessité de procéder à la mise en œuvre de techniques ou les méthodes aptes à assurer la mise en sécurité du chantier, en plus appréhender le comportement réel du Massif autour de l'excavation, et ainsi vérifier constamment l'efficacité du soutènement en s'assurant de la tendance à l'équilibre et de contrôler la validité des modèles de dimensionnement et des paramètres qui y sont introduits.

Le suivi des résultats de l'auscultation en fonction de l'éloignement du front permet de juger de la bonne adéquation du soutènement mis en place aux exigences de déformation prévues dans le projet. Ce chapitre s'intéresse à la présentation des différents types de mesures d'Auscultations.

XI-2- Types de Mesures:**XI-2-1- Mesures de Convergence:**

Les mesures les plus fréquentes effectuées en tunnel sont les mesures de convergence entre plots scellées aux parois

On mesure, généralement à l'aide d'un fil invar maintenu à une tension constante par un dynamomètre, le rapprochement de deux points situés sur des parois opposées de l'ouvrage. Comme le déplacement d'un point de la paroi intègre la déformation de l'ensemble du massif les résultats ne sont ainsi pas trop dispersés. C'est pourquoi les mesures de convergence constituent le moyen de contrôle par excellence du bon comportement de l'ouvrage.

Selon l'importance du tunnel, la section de mesure comprend une ou trois bases de mesures (piédroits et voûte) ou plus (piédroits, reins, voûte ...)

Effectuées le plus tôt possible à partir du front de taille, les mesures de convergence donnent la déformée de la section et surtout son évolution dans le temps (Bouvard, 1992).

XI-2-2- Mesures de Déplacement Absolus:

Les déplacements absolus des parements de l'excavation pourraient être obtenus par des mesures Topographiques mais elles seraient longues à effectuer et à interpréter et surtout elles n'auraient pas la précision recherchée.

En souterrain, on leur préfère des mesures directes de variation de distance entre un point de la paroi de l'excavation et un point "supposé fixe", c'est-à-dire situé au fond d'un forage. Ces mesures sont appelées mesures de convergence absolue. Elles sont effectuées avec des extensomètres en forage.

Il est possible d'implanter sur ces appareils plusieurs points de mesure de façon à obtenir la loi de déplacement du massif en fonction de la profondeur.

Les extensomètres utilisés sont parfois des fils tendus ou des barres scellées au fond du forage. Une meilleure précision est obtenue par une tige unique munie de plusieurs capteurs électromagnétiques mesurant le déplacement des points à l'intérieur du massif matérialisés par des bagues métalliques scellées au terrain (Distofor). On peut ainsi ausculter jusqu'à 12 points sur 120 m.

Lorsque les extensomètres sont placés depuis l'intérieur de l'excavation, leur mode d'interprétation est similaire à celui des mesures de convergence.

Lorsqu'ils sont placés depuis la surface ils donnent le déplacement absolu à partir de l'état vierge du terrain et permettent en particulier de mesurer la part de convergence atteinte au passage du front de taille.

XI-2-3- Mesures de pression sur le revêtement:

Les pressions sur un revêtement peuvent être mesurées par des cellules de pressions totales placées entre le revêtement et le terrain. Il s'agit de vérins plats remplis d'un fluide dont la pression est transmise à un manomètre (Type GLOETZEL) ou à une corde vibrante (type TELEMAC). La mise en place est délicate car il faut assurer un contact parfait entre la cellule et les matériaux encaissants et l'appareil ne doit pas perturber la répartition de pression sur le revêtement. En outre, il s'agit d'une mesure locale qui est donc soumise à la nature discontinue du milieu.

Pour toutes ces raisons, les valeurs des pressions obtenues sont souvent dispersées, par contre l'intérêt réside dans le fait que l'on peut suivre l'évolution de chaque mesure en fonction du temps.

XI-2-4- Mesures de Contrainte dans le revêtement:

La mesure de la déformation d'ensemble du revêtement renseigne utilement sur son état de sollicitation.

Il est également possible de placer des extensomètres à l'intérieur du revêtement (extensomètres à corde vibrante type TELEMAC). Il s'agit là de mesures de déformation sur des bases courtes. Moyennant la connaissance du module de compressibilité du béton et au besoin des corrections de retrait (pour un revêtement neuf en béton) ou de température, il est possible d'en déduire la contrainte dans le revêtement, bien que la séparation des effets de sollicitation mécaniques, du retrait et de la température soit très délicate.

On peut aussi lorsque le nombre d'extensomètres est suffisant, s'en servir pour mesurer le raccourcissement total de l'anneau. Les extensomètres à corde vibrante sont très résistants

et supportent sans difficulté les sollicitations résultants de la mise en béton projeté. Ils peuvent être mis en place dans ce type de revêtement et non uniquement dans du béton coffré.

XII-1- Modélisation propre aux problèmes géotechniques:

La construction d'un ouvrage nécessite de nombreuses études préliminaires, au cours desquelles diverses méthodes de calcul sont utilisées pour donner une évaluation ou une prévision de l'état de roche ou du sol en place et du fonctionnement de l'ouvrage dans son environnement sous sollicitations.

En phase d'avant-projet, ces calculs sont souvent indicatifs et fondés sur l'expérience de l'ingénieur. Ils visent seulement à préciser la faisabilité du projet, à choisir les procédés de construction et par conséquent, à estimer la durée des travaux et leur coût.

En phase de projet, ces calculs doivent être bien sur plus quantitatifs et permettre une modélisation de l'ouvrage et de son environnement conforme aux normes. Ces calculs plus fins peuvent également permettre une optimisation du projet et une réduction des nuisances occasionnées par les travaux.

Ainsi, à toutes les étapes de l'étude d'un projet, l'ingénieur doit utiliser des méthodes et des techniques de calcul. Que ces opérations soient très sommaires ou plus complexes, l'ingénieur est confronté au problème de la modélisation de l'ouvrage qu'il étudie.

La modélisation devient alors une discipline à part entière mettant en relation les modèles de structures et les modèles de matière.

XII-2- Méthode des éléments finis:

La méthode des éléments finis est une méthode numérique largement appliquée dans le domaine de la mécanique et de la résistance des matériaux, elle est employée de façon quasi-systématique lorsque le projet est complexe et impose une bonne connaissance des déplacements du terrain et des efforts dans les structures; elle permet de valider les choix effectués ou de comparer entre elles des méthodes de creusement différentes. (CETU, 1998)

XII-2-1- Principes généraux de la méthode:

Les ouvrages souterrains constituent un domaine particulièrement favorable pour l'utilisation de la méthode des éléments finis. En effet, cette méthode générale permet de simuler les principales étapes de réalisation d'un tunnel dans un massif de sol ou de roche: initialisation des contraintes, calcul des redistributions résultant de l'excavation, mise en place des éléments représentant le soutènement.

Les résultats des calculs fournissent alors des estimations concernant les deux aspects essentiels suivants: les interactions entre le massif de sol et les structures, et les déplacements provoqués par le creusement.

La méthode éléments finis est ainsi utilisée avec les objectifs suivants:

- Analyser le comportement des sols (ou des roches) et des structures dans le cas de géométries complexes ou de méthodes de construction comportant un grand nombre de phases.
- Evaluer la faisabilité d'un projet et les conséquences des travaux sur l'environnement, aider au choix de la technique de construction, à l'optimisation de l'implantation et de la géométrie de l'ouvrage.
- Estimer les déplacements du massif en surface (cas des Tunnels à faible profondeur en site urbain), les déplacements autour des structures existantes ou en cours de construction (afin de respecter certains critères de déplacements maximaux) et la distribution des contraintes autour de la cavité (efforts et moments dans le revêtement).
- Comprendre, dans le cadre d'expertises, les phénomènes ayant provoqué des désordres. (Prat, 1995).

XII-2-1-1- Les éléments finis: nécessités des calculs dans le cas des Tunnel

Malgré certaines limites, la méthode des éléments finis est très utilisée pour la conception et le dimensionnement des ouvrages souterrains. Elle est même devenue, à l'heure actuelle, un outil quasiment indispensable pour ce type d'étude.

En particulier, la réalisation de modèles paramétrés est d'une grande utilité pour l'analyse des diverses variantes de l'ouvrage (géométrie, matériaux, type de soutènement). Néanmoins, en raison de la variabilité des paramètres, il est fortement conseillé de faire appel, lorsque cela est possible, à des approches complémentaires ou à d'autres méthodes de calcul.

La méthode des éléments finis a cependant permis de faire de grands progrès dans la connaissance du comportement des ouvrages souterrains dans le massif de sol et de roche.

XII-3- Méthode des éléments distincts:

La méthode des éléments distincts a été développée il y a plus de Vingt ans pour l'analyse des milieux discontinus en mécanique des roches (Prat, 1997)

Cette méthode (MARTIN, 2006) s'attache à représenter le comportement de milieux discrets, allant des milieux faiblement fracturés à fortement fracturés, presque continus. Les assemblages de blocs (qui peuvent être modélisés sous forme rigide ou déformable) interagissent au travers de joints, représentés par des contacts.

La méthode permet de prendre en compte les grands déplacements, les rotations et les instabilités à un stade avancé. Des contacts peuvent donc s'ouvrir puis disparaître, et d'autre

apparaître. Un algorithme de reconnaissance automatique des contacts doit être intégré et relancé à chaque incrément cinématique.

Elle est fondée (Prat, 1997) sur les hypothèses suivantes:

- Le mouvement des blocs est régi par les lois de la dynamique et par des lois d'interface au niveau des éléments joints. Les blocs peuvent être parfaitement rigides ou déformables.
- Les interactions entre les blocs sont localisées au niveau de leurs arêtes, de leurs faces et de leurs sommets.
- Les éléments de joints sont le plus souvent caractérisés par une cohésion, un angle de frottement, une raideur normale, une raideur tangentielle et une résistance à la traction.
- La méthode de résolution des équations est de type différences finies. L'algorithme est explicite et divisé en pas de temps suffisamment petits pour que les perturbations ne se propagent qu'entre un bloc et son voisinage immédiat. Pour les blocs rigides, la masse du bloc et les caractéristiques mécaniques des joints définissent une valeur implicite du pas de temps.
- Les discontinuités, ou joints, sont traitées comme des conditions aux limites. Les forces de contact et les déplacements aux interfaces des blocs sont définis par les équations de mouvement des blocs à partir des forces connues qui agissent sur ces blocs. Les déplacements, ou les déformations, résultent de la propagation à travers le système de blocs, des perturbations causées par les contraintes appliquées.

Contrairement à la méthode des éléments finis dans laquelle chaque structure est découpée en un grand nombre d'éléments, le milieu discontinu est représenté par des blocs qui sont découpés par le réseau des discontinuités.

L'unique logiciel permettant de mener à bout ces calculs est UDEC – 3DEC (société ITASCA). Il est à noter que cette méthode nécessite une très bonne reconnaissance de l'état de facturation du massif et un temps de calcul encore très élevé. La représentation 2D, certes plus rapide, reflète mal le comportement véritablement tridimensionnel de ce type de problème. C'est pourquoi les éléments distincts sont encore très peu utilisés pour dimensionner les Talus, et encore moins pour vérifier un soutènement de tunnels.

De nombreuses applications de la méthode des éléments distincts ont été réalisées, essentiellement dans le domaine de la mécanique des roches [Choi (1992), Cundall (1992), Rochoy, Durville (1996), ...]

En mécanique des roches, les applications concernent notamment l'étude de la stabilité des fondations, des ouvrages de soutènements, des versants naturels et des structures souterraines.

XII-4- Application à notre problème:**XII-4-1- Introduction:**

Dans un environnement géologique et géotechnique parfois médiocre, a proximité immédiate d'un bâti souvent ancien et sensible, le concepteur doit non seulement s'assurer de la stabilité propre de l'ouvrage, mais également évaluer l'incidence des choix du tracé et des techniques de réalisation sur l'existant.

Ainsi dans le cas de creusement d'un tunnel, on cherche à prévoir le comportement du sol creusé afin de s'assurer que les déformations induites en surface et en profondeur reste admissible pour les constructions et les réseaux divers (électricité, gaz, assainissement,...)

La simulation numérique du creusement des tunnels est un problème complexe et elle nécessite un outil numérique bien adapté, et des méthodes plus performantes et plus réalistes des mouvements induits par le creusement d'un tunnel.

Cette partie est consacrée à la présentation du code numérique SAP 2000 et les résultats de prévision numérique.

XII-4-2- Description du code numérique utilisé:**XI-4-2-1 : Généralités :**

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil.

Il permet en un même environnement, la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

XII-4-2-2-Construction de l'ouvrage :**XII-4-2-2-1-Sollicitation :**

La construction doit présenter des caractéristiques de solidité correspondant aux sollicitations auxquelles elle pourra être soumise lors de son exploitation. Les directives communes relatives au calcul des constructions respect des normes, telles que le poids des éléments non porteurs nécessaires pour répondre aux fonctions de l'ouvrage (cloisons, revêtement, conduits...) , les données maxima ou minima auxquelles la structure doit être assujettie en relation avec l'environnement et aux conditions climatiques (pressions

éventuelles exercées par l'eau ,la terre ,le vent ,la neige ,mais aussi l'influence de la température ou risques de tremblements de terre).

XII-4-2-2-2-Matériaux de construction :

Les ingénieurs doivent prévoir toutes les déformations que pourraient subir les ouvrages, et le terrain sur lesquelles ils sont édifiés.

Les matériaux employés doivent présenter une certaine élasticité, sinon ils se fissurent, ou se déforment ; dans certains cas, ils doivent également résister à des sollicitations répétitives, comme le vent ou la houle.

Au sein de structures en béton ,des déformations à long terme peuvent survenir ;elles sont dues au retrait (contraction du matériau provoquée par l'évaporation de l'eau présente dans la pâte de ciment) et au fluage(déformation due à la pression à laquelle la structure est soumise).Déjà FREYCINET avait observé ces phénomènes et, pour y remédier ,notamment lors de la construction de ponts ,il préconisait de laisser un vide à la clef de chaque voute ,qui serait rempli une fois le retrait réalisé ,c a d environ un après la fin des travaux .

XII-4-3-SAP 2000 :

Les programmes SAP (Structural Analyses Program), lancés il ya plus de 25 ans ont acquis la réputation du logiciel le plus utilisé dans le domaine de l'analyse des structures par éléments finis.

SAP 2000 représente la dernière sortie de la famille SAP, opérationnel sur un ordinateur personnel, il offre :

- les performances
- capacité de calcul
- vitesse de conception et d'exécution
- précision
- analyse statique et dynamique

SAP 2000 sous Windows, avec son « GUI », il permet de définir la structure, à analyser tout en générant le fichier de données.

XII-4-3-1-Les avantages du SAP 2000 :

- 1-SAP 2000 est maintenant intégré complètement sous Windows
- 2-Model, analyse, dessin et exposition de résultats peut être emportée dans la même fenêtre.
- 3-Le modèle peut être envisagé dans les multiples fenêtre (jusqu'à 4)
- 4-effet de loupe ; zoom possible
- 5-le modèle peut être envisagé en perspective

Chapitre XII

Bibliographie sur la modélisation

6-information détaillée au sujet de joints et membres dans le modèle est aussi disponible (par ex le moment fléchissant décrit par un diagramme, déplacements communs ou connectivité etc.

XII-4-3-2-Terminologie :

Joint : Nœuds

Restraints : Blocage des appuis

Masses : Masses (concentration des masses aux nœuds)

Contraints : Rigidité inter nodales

Frame : Elément barres

Shell : Eléments : coque ; plaque...

Loads : Déplacements

Potentiel : Pression ou température

XII-4-4-La modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

La modélisation s'est transformée en un phénomène physique ou mécanique à un phénomène mathématique. A chaque structure projetée, on associe un modèle mathématique permettant de schématiser le comportement des éléments constituants :

XII-4-4-1-Les éléments de modélisation :

Pour réaliser la modélisation dans le logiciel SAP 2000 ; il faut d'abord :

XII-4-4-1-1- Les éléments :

Joints ; Frame ; Shell ; solide ; contraintes. ; Masses ;etc.

Joints :

On a défini le mot « joints » comme coordonnées des nœuds ; les joints sont la modélisation directe des nœuds, les actions et les réactions ; sont obtenus suivant les directions x ; y ; z

Frame :

Les éléments barres (poutres, poteauxetc.) ; Ces éléments sont situés entre deux joints ; ou sont définis suivant les coordonnées locales et globales et les résultats obtenus (contraintes et réactions) suivant les coordonnées locales.

Shell :

Les éléments plans (coque ; voile ;....) ; ces éléments sont situer entre trois ou quatre joints ; ou sont définis suivant les coordonnées locales.

Solide :

Les éléments volume (semelles ; sol ;....) ; ces éléments sont situer entre huit joints ; ou sont définis suivant les coordonnées s et globales.

Asolid :

Les éléments planes sollicités en contraintes (les plaques en sol ;.... ;)

Restraints :

Le blocage au niveau des appuis

Constraints :

La déclaration des nœuds maitres et les nœuds esclaves

Massese :

La concentration des masses aux nœuds.

XII-4-4-1-2-L'analyse :

L'analyse statique :

L'analyse statique implique la résolution d'un système d'équations linéaires de type :

$$\{R\} = [K] \{U\}.....(36)$$

K : La rigidité

U : Les déplacements

R : Chargement

L'analyse dynamique :

L'analyse dynamique peut être menée selon les méthodes suivantes :

-Dynamique directe

-Les valeurs propres

L'analyse dynamique directe:

Un type classique est le chargement de la structure par des fores harmoniques de la forme

$$\{R\} = \{F\} \sin (wt).....(37)$$

L'équation d'équilibre pour ce type de structure à la forme :

$$[K] \{U\} + [M] \{\ddot{U}\} =\{R\}.....(38)$$

[M] : est la matrice des masse.

{Û} : l'accélération de la structure

Il est très intéressant de constater que la solution pour un chargement statique n'est rien d'autre que la solution de cette équation avec une fréquence nulle.

La fréquence est exprimée en cycle par seconde. Les déplacements donnés par le program me sont des maximums qui varient comme la fonction $\sin(\omega t)$. Il est à noter que l'amortissement de la structure doit être pris égal à zéro

Les valeurs propres :

La résolution d'un système libre non amorti revient à déterminer les valeurs et les formes propres de l'équation :

$$[K] \{\emptyset\} = [M] \{\emptyset\} [\Omega^2] \dots \dots \dots (39)$$

$\{\emptyset\}$: Vecteurs propres

$[\Omega^2]$: Valeurs propres

La méthode de superposition modale est utilisée pour l'analyse sismique.

Troisième Partie

Boulons d'ancrage : espacement: 0,5 – 1,0 m

: complément d'ancrage: treillis soudé + 30 – 50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits.

Béton projeté : voûte: 150 mm.

: piédroits: 100 mm

: complément de soutènement: treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement.

Ceintes métalliques : type: cintres moyens + 50 mm de béton projeté.

: espacement: 0,7 – 1,5 m

❖ **Pour section 2 et 3 : catégorie 3:**

Boulons d'ancrage : espacement: 1,0 – 1,5 m

: complément d'ancrage: treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire.

Béton projeté : voûte: 100 mm.

: piédroits: 50 mm

: complément de soutènement: treillis soudé et boulons si nécessaire.

Ceintes métalliques : type: cintres légers.

: espacement: 1,5 – 2,0 m

VIII-2-Application de l'AFTES sur le Tunnel de Dar El Oued : pour le choix du type de soutènement:

VIII-2-1- en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités :

- D'après le Tab (VII-1) : classification de l'AFTES selon le nombre de discontinuités

Section	Classe
Section 1	N ₃
Section 2	N ₂
Section 3	N ₃

- D'après le Tab (VII-2) : classification de l'AFTES selon l'orientation des discontinuités

Section	Classe
Section 1	OR ₁
Section 2	OR ₁
Section 3	OR ₁

- D'après le Tab (VII-3) : classification selon l'espacement des discontinuités

Section	Classe
Section 1	S ₄
Section 2	S ₂
Section 3	S ₃

Le long des formations rencontrées, l'orientation des discontinuités correspond à OR₁, alors que l'organisation et l'espacement des discontinuités est classée comme suit :

N₃ S₄ pour la section 1

N₂ S₂ pour la section 2

N₃ S₃ pour la section 3

VIII-2-2 en fonction de l'état d'altération du massif rocheux :

- suivant le Tab (VII-4) :

Section	Classe	Description
Section 1	AM ₄	Très altéré
Section 2	AM ₂	Légèrement altéré
Section 3	AM ₃	Moyennement altéré

Notre tunnel présente un degré d'altérabilité variable, très altéré (AM₄) pour la section 1, légèrement altéré (AM₂) pour la section 2 et moyennement altéré pour la section 3 (AM₃).

VIII-2-3- en fonction des conditions hydrauliques:

Selon le Tab (VII-5) (charge hydraulique H) et tab (II-6) (perméabilité K) nous sommes dans un milieu de faible charge hydraulique (H₁) et de perméabilité faible à moyenne :

Section	Classe		Description	
Section 1	H ₁	K ₃	Faible	Moyenne à forte
Section 2	H ₁	K ₂	Faible	Faible à moyenne
Section 3	H ₁	K ₃	Faible	Moyenne à forte

VIII-2-4- en fonction de la résistance à la compression simple :

D'après le Tab (VII-7) et Tab (VII-8), la résistance à la compression de la roche varie de très faible résistance à résistance élevée

Section	Rc (Mpa)	Classe
Section 1	5 < Rc > 25	R ₄
Section 2	50 < Rc > 100	R _{2b}
Section 3	2 < Rc > 4	R _{5a}

VIII-2-5- en fonction des contraintes naturelles Rc / σ₀ :

Dans notre cas, et suivant le Tab (VII-9), l'état de contraintes naturelles varie entre faible à moyen.

Section	σ (T/m ³)	H _{moy} (m)	σ ₀ (T/m ²)	σ ₀ (Mpa)	Rc / σ ₀	Classe
Section 1	2,1	11,77	24,72	0,25	20	CN ₁
Section 2	2,3	82,24	189,15	1,89	26,45	CN ₁
Section 3	2,2	43,57	95,85	0,96	2,08	CN ₂

VIII-2-6- en fonction de la déformabilité du Massif :

Le module de déformabilité (Em) se calcule comme suit :

$$Em \text{ (Gpa)} = 2 RMR - 100 \quad RMR > 50 \quad (\text{Beniawski, 1989})$$

$$Em \text{ (Gpa)} = 10^{(RMR - 10) / 40} \quad RMR < 50 \quad (\text{Serafim and pereira, 1989})$$

Chapitre VIII

Résultats et discussions

En se basant sur le Tab (VII-10), le module de déformabilité varie entre faible et très faible déformabilité.

Section	RMR	Em (Gpa)	Em (Mpa)	Classe	Description
Section 1	25<RMR<48	2,37	$23,7 \times 10^3$	DM ₂	Faible déformabilité
Section 2	55<RMR<70	10	10×10^4	DM ₁	Très faible déformabilité
Section 3	40<RMR<55	5,62	$56,2 \times 10^3$	DM ₁	Très faible déformabilité

• Pour chaque paramètre, l'AFTES propose le type de soutènement qui convient. [Voir annexe 1].

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous:

Pk	0+134,567 → 0+194,159			0+194,159 → 0+678,019			0+678,019 → 0+749,450		
Nature	Brèche dolomitisée altérée			Dolomie massive			Dolomie altérée		
Critère				Classe					
1- Discontinuités	OR ₁	N ₃	S ₄	OR ₁	N ₂	S ₂	OR ₁	N ₃	S ₃
2- Altérabilité	AM ₄			AM ₂			AM ₃		
3- Hydrologie	H ₁ K ₃			H ₁ K ₂			H ₁ K ₃		
4- Comportement mécanique	R ₄			R _{2b}			R _{5a}		
5- couverture	CN ₁			CN ₁			CN ₂		
Conclusion									
Type de traitement	<ul style="list-style-type: none"> • Béton projeté. • Béton à ancrage ponctuel ou réparti • Cintres lourds / légers 			<ul style="list-style-type: none"> • soit possible de ne pas mettre le soutènement. • Béton projeté. • Boulons à ancrage réparti/ponctuel. • Cintre légers/lourds 			<ul style="list-style-type: none"> • Béton projeté • Boulons à ancrage réparti/ponctuel • Cintre légers/lourds 		

VIII-3-Résultat des calculs propres au tunnel de Dar El -Oued:

VIII-3-1-Calcul des pressions verticales sur le Tunnel de Dar El - Oued

- Selon BIERBAUMER:

On a:
$$p = H \cdot \gamma \left[1 - \frac{\text{tg } \varnothing \text{ tg}^2(45^\circ - \varnothing/2) \cdot H}{b + 2m \text{ tg}(45^\circ - \varnothing/2)} \right]$$

Avec :

$$\alpha = 1 - \frac{\text{tg } \varnothing \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varnothing/2) \cdot H}{b + 2m \cdot \text{tg}(45^\circ - \varnothing/2)}$$

Section 1:

On a: $b = 12,06 \text{ m}$

$m = 9,55 \text{ m}$

$\gamma = 2,1 \text{ T/m}^3 \quad \varnothing = 40^\circ$

$B = b + 2m \text{ tg}(45^\circ - \varnothing/2)$

$= 12,06 + 2 \cdot 9,55 \text{ tg}(45^\circ - 40/2)$

$B = 21 \text{ m}$

Pour: $H = 6,90 \text{ m}: \quad \alpha = 1 - \frac{\text{tg } 40 \text{ tg}^2(45^\circ - 40/2)}{21} \cdot 6,90$

$\alpha = 0,94$

$P_v = H \gamma \cdot \alpha = 6,90 \cdot 2,1 \cdot 0,94$

$P_v = 13,62 \text{ T/m}^2$

Pour: $H = 11,50 \text{ m}: \quad \alpha = 1 - \frac{\text{tg } 40 \text{ tg}^2(45^\circ - 40/2)}{21} \cdot 11,50$

$\alpha = 0,90 \Rightarrow P_v = 0,90 \cdot 11,50 \cdot 2,1$

$P_v = 21,73 \text{ T/m}^2$

Pour: $H = 19,90 \text{ m}: \quad \alpha = 1 - \frac{\text{tg } 40 \text{ tg}^2(45^\circ - 40/2)}{21} \cdot 19,90 = 0,83$

$\Rightarrow P_v = 19,90 \cdot 2,1 \cdot 0,83$

$P_v = 34,68 \text{ T/m}^2$

H (m)		α	P_v (T/m ²)
6,90	$\gamma = 2,1 \text{ T/m}^3$	0,94	13,62
11,50	$\emptyset = 40^\circ$	0,90	21,73
19,90	$C = 5 \text{ T/m}^2$	0,83	34,68

Section 2:

On a:

$$\gamma = 2,3 \text{ T/m}^3$$

$$\emptyset = 40^\circ$$

$$C = 5 \text{ T/m}^2$$

$$B = 21 \text{ m}$$

H (m)		α	P_v (T/m ²)
29,10		0,75	50,20
38,20		0,67	58,87
47,30		0,59	64,19
56,50		0,51	66,27
65,60	$\gamma = 2,3 \text{ T/m}^3$	0,43	64,88
85,50	$\emptyset = 40^\circ$	0,26	51,13
105,90	$C = 5 \text{ T/m}^2$	0,08	19,48
110,20	$B = 21 \text{ m}$	0,04	10,14
114,10		0,01	2,62
113,20		0,02	5,21
85,60		0,26	51,19

Chapitre VIII

Résultats et discussions

Section 3:

Avec:

$$\gamma = 2,2 \text{ T/m}^3$$

$$\theta = 40^\circ$$

$$C = 5 \text{ T/m}^2$$

$$B = 21 \text{ m}$$

H (m)		α	$P_v \text{ (T/m}^2\text{)}$
63,25	$\gamma = 2,2 \text{ T/m}^3$	0,45	62,62
43,60	$\theta = 40^\circ$	0,62	59,47
23,85	$C = 5 \text{ T/m}^2$	0,79	41,45
	$B = 21 \text{ m}$		

- Selon TERZAGHI

- $H \leq b \Leftrightarrow H \leq 21 \text{ m}$

Avec : $\gamma = 2,1 \text{ T/m}^3$: pour : $H = 6,90 \text{ m} \Leftrightarrow P_v = 2,1 \cdot 6,9 = 14,49 \text{ T/m}^2$

$$P_v = 14,49 \text{ T/m}^2$$

$H = 11,50 \text{ m} \Leftrightarrow P_v = 2,1 \cdot 11,50 = 24,15 \text{ T/m}^2$

$$P_v = 24,15 \text{ T/m}^2$$

$H = 19,90 \text{ m} \Leftrightarrow P_v = 2,1 \cdot 19,90 = 41,79 \text{ T/m}^2$

$$P_v = 41,79 \text{ T/m}^2$$

- $b \leq H \leq 2,5b \Leftrightarrow 21 \text{ m} \leq H \leq 52,5 \text{ m}$

$$P_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2C}{B} \right)}{2 \operatorname{tg} \theta} \left[1 - e^{-\frac{2H \operatorname{tg} \theta}{B}} \right]$$

Avec : $\gamma = 2,3 \text{ T/m}^3$:

pour : $H = 29,10 \text{ m}$:

$$P_v = \frac{21 \left(2,3 - \frac{2,5}{21} \right)}{2 \operatorname{tg} 40} \left[1 - e^{-\frac{2 \cdot 29,10 \operatorname{tg} 40^\circ}{21}} \right]$$

$$P_v = 20,60 \text{ T/m}^2$$

Pour : $H = 38,20 \text{ m}$:

$$P_v = \frac{21 \left(2,3 - \frac{2,5}{21} \right)}{2 \operatorname{tg} 40} \left[1 - e^{-\frac{2 \cdot 38,20 \operatorname{tg} 40^\circ}{21}} \right]$$

$$P_v = 21,74 \text{ T/m}^2$$

Chapitre VIII

Résultats et discussions

Pour : H = 47,30 m :

$$P_v = \frac{21(2,3 - \frac{2,5}{21})}{2 \operatorname{tg} 40} \left[1 - e^{\frac{-2,47,30 \operatorname{tg} 40^\circ}{21}} \right]$$

$$P_v = 22,30 \text{ T/m}^2$$

Avec : $\gamma = 2,2 \text{ T/m}^3$:

Pour : H = 43,60 m :

$$P_v = \frac{21(2,3 - \frac{2,5}{21})}{2 \operatorname{tg} 40} \left[1 - e^{\frac{-2,43,60 \operatorname{tg} 40^\circ}{21}} \right]$$

$$P_v = 20,51 \text{ T/m}^2$$

Pour : H = 26,85 m :

$$P_v = \frac{21(2,3 - \frac{2,5}{21})}{2 \operatorname{tg} 40} \left[1 - e^{\frac{-2,26,85 \operatorname{tg} 40^\circ}{21}} \right]$$

$$P_v = 17,43 \text{ T/m}^2$$

▪ $H > 2,5b \Leftrightarrow H > 52,5 \text{ m}$

$$\Rightarrow P_v = \frac{\gamma b - 2C}{2 \operatorname{tg} \theta}$$

Avec : $\gamma = 2,3 \text{ T/m}^3$:

Pour : H = 56,50 m :
$$P_v = \frac{2,3 \cdot 21 - 2,5}{2 \operatorname{tg} 40^\circ}$$

$$P_v = 22,80 \text{ T/m}^2$$

Pour : H = 65,60 m :
$$P_v = \frac{2,3 \cdot 21 - 2,5}{2 \operatorname{tg} 40^\circ}$$

$$P_v = 22,80 \text{ T/m}^2$$

Pour : H = 85,50 m :
$$P_v = \frac{2,3 \cdot 21 - 2,5}{2 \operatorname{tg} 40^\circ}$$

$$P_v = 22,80 \text{ T/m}^2$$

Pour : H = 105,90 m :
$$P_v = \frac{2,3 \cdot 21 - 2,5}{2 \operatorname{tg} 40^\circ}$$

$$P_v = 22,80 \text{ T/m}^2$$

Chapitre VIII

Résultats et discussions

$$\text{Pour : } H = 110,20 \text{ m : } P_v = \frac{2,3,21 - 2,5}{2 \text{tg}40^\circ}$$

$$P_v = 22,80 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Pour : } H = 114,10 \text{ m : } P_v = \frac{2,3,21 - 2,5}{2 \text{tg}40^\circ}$$

$$P_v = 22,80 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Pour : } H = 113,20 \text{ m : } P_v = \frac{2,3,21 - 2,5}{2 \text{tg}40^\circ}$$

$$P_v = 22,80 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Pour : } H = 85,60 \text{ m : } P_v = \frac{2,3,21 - 2,5}{2 \text{tg}40^\circ}$$

$$P_v = 22,80 \text{ T/m}^2$$

Avec : $\gamma = 2,2 \text{ T/m}^3$:

$$\text{Pour : } H = 63,25 \text{ m : } P_v = \frac{2,2,21 - 2,5}{2 \text{tg}40^\circ}$$

$$P_v = 22,80 \text{ T/m}^2$$

VIII-3-2-Calcul de la poussée latérale:

- Selon TERZAGHI:

On a: $P_h = 0,3 \gamma (0,5 \text{ m} + h_p)$

$$h_p = \frac{b}{2 \text{tg} \frac{\alpha}{2}} = \frac{b}{2 \sin \emptyset}$$

Section 1:

Avec: $\gamma = 2,1 \text{ T/m}^3$

$$\emptyset = 40^\circ$$

$$b = 12,06 \text{ m}$$

$$m = 9,55 \text{ m}$$

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \emptyset} = \frac{12,06}{2 \sin 40}$$

$$h_p = 9,38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P_h = 0,3 \cdot 2,1 (0,5 + 9,38)$$

Section 2:

Avec: $\gamma = 2,3 \text{ T/m}^3$

$$\emptyset = 40^\circ$$

$$b = 12,06 \text{ m}$$

$$m = 9,55 \text{ m}$$

$$P_h = 8,92 \text{ T/m}^2$$

$$h_p = 9,38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P_h = 0,3 \cdot 2,3 (0,5 \cdot 9,55 + 9,38)$$

$$P_h = 9,77 \text{ T/m}^2$$

Section 3:

Avec: $\gamma = 2,2 \text{ T/m}^3$

$$\emptyset = 40^\circ$$

$$b = 12,06 \text{ m}$$

$$m = 9,55 \text{ m}$$

$$h_p = 9,38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P_h = 0,3 \cdot 2,2 (0,5 \cdot 9,55 + 9,38)$$

$$P_h = 9,34 \text{ T/m}^2$$

Section	P_h (TERZAGHI) (T/m ²)
Section 1	8,92
Section 2	9,77
Section 3	9,34

• Selon PROTODIACONOV:

On a:

$$P_h = m \gamma \text{tg}^2(45^\circ - \theta/2) \left[\frac{2}{3 \text{tg} \emptyset} [b + m \text{tg}(45^\circ - \theta/2)] + \frac{m}{2} \right]$$

Avec: $b = 12,06 \text{ m}$

$$m = 9,55 \text{ m}$$

$$b = 12,06 \text{ m}$$

$$\emptyset = 40^\circ$$

Section 1:

Où $\gamma = 2,1 \text{ T/m}^3$:
$$P_h = 9,55 \cdot 2,1 \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{40}{2}\right) \left[\frac{2}{3 \text{tg} 40} \left[12,06 + 9,55 \text{tg}\left(45^\circ - \frac{40}{2}\right)\right] + \frac{9,55}{2} \right]$$

$$P_h = 7,8 \text{ T/m}^2$$

Section 2:

Où $\gamma = 2,3 \text{ T/m}^3$:
$$P_h = 9,55 \cdot 2,3 \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{40}{2}\right) \left[\frac{2}{3 \text{tg} 40} \left[12,06 + 9,55 \text{tg}\left(45^\circ - \frac{40}{2}\right)\right] + \frac{9,55}{2} \right]$$

$$P_h = 8,6 \text{ T/m}^2$$

Section 3:

Où $\gamma = 2,2 \text{ T/m}^3$:
$$P_h = 9,55 \cdot 2,2 \text{ tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \text{ tg } 40} \left[12,06 + 9,55 \text{ tg} \left(45^\circ - \frac{40}{2} \right) \right] + \frac{9,55}{2} \right]$$

$P_h = 8,2 \text{ T/m}^2$

Section	P _h (PROTODIACONOV) (T/m ²)
1	7,8
2	8,6
3	8,2

Tableau récapitulatif des résultats du calcul de pression

Section	H (m)	P _v [Bierbäumer] (T/m ²)	P _v [TERZAGHI] (T/m ²)
Pk ₀ + 139,56	6,90	13,62	14,49
Pk ₀ + 160,022	11,50	21,73	24,15
Pk ₀ + 180,097	19,90	34,68	41,79
Pk ₀ + 199,159	29,10	50,20	20,60
Pk ₀ + 220,159	38,20	58,87	21,74
Pk ₀ + 240,159	47,30	64,19	22,30
Pk ₀ + 260,159	56,50	66,27	22,80
Pk ₀ + 288,159	65,60	64,88	22,80
Pk ₀ + 300,159	85,50	51,13	22,80
Pk ₀ + 320,159	105,90	19,48	22,80
Pk ₀ + 419,597	110,20	10,14	22,80
Pk ₀ + 519,858	114,10	2,62	22,80
Pk ₀ + 619,858	113,20	5,21	22,80
Pk ₀ + 669,896	85,60	51,19	22,80
Pk ₀ + 690,096	63,25	62,62	21,55
Pk ₀ + 710,096	43,60	59,47	17,43
Pk ₀ + 730,087	23,85	41,45	20,51

Pressions latérales		
Section	P_h (TERZAGHI) (T/m ²)	P_h (PROTODIACONOV) (T/m ²)
1	8,92	7,8
2	9,77	8,6
3	9,34	8,2

Remarque:

D'après les résultats de calcul des pressions verticales agissantes sur le Tunnel de Dar El – Oued, on peut relever que les valeurs obtenues par les trois méthodes sont complètement différents et on note que c'est la méthode de Terzaghi est plus réaliste , car dans la même section la valeur est la même. En outre, on remarque que les résultats des pressions latérales par la méthode de Terzaghi sont inférieures (plus faible) à celle calculés par protodiakonov.

La valeur de la pression latérale est généralement négligeable devant celle de la pression verticale, mais elle peut prendre des grandeurs considérables et devenir un effort de traction, ce qui peut mettre en cause la stabilité de l'ouvrage, c'est pour cela qu'on ne doit pas retarder l'exécution du radier, car c'est le radier qui s'oppose à la pression latérale (c'est l'inconvénient de la méthode belge qui exécute le radier en dernier, avec un retard considérable par rapport aux autres phases d'exécution).

VII-4-Interprétation des mesures de convergence :

Ces mesures consistent à relever et à rendre sous forme graphique et numérique les déplacements dans le plan transversal du tunnel, dans le sens vertical et horizontal, de 5 points pour chaque station de mesure.

L'évolution de la déformation relative d'une zone de terrain dans le temps est l'indication fondamentale des courbes de convergence.

Des valeurs stables dans le temps indiquent une stabilité mécanique de l'ouvrage, même si ces valeurs sont importantes.

Cette convergence négative apparaît dès les premiers jours d'ouverture (voire figure) du terrassement de la section, mais reste faible en moyenne pendant les sept premiers jours.

Sur certains profils, la stabilisation s'amorce naturellement, il faut noter que cette stabilisation ne peut être obtenue qu'après fermeture de la section (bétonnage des banquettes et du radier). L'influence du soutènement est indiquée dans les courbes de convergence.

En réalité, la convergence peut être poursuivie pendant longtemps, même lorsque le front de taille s'éloigne ou ne progresse plus.

En fait la convergence est fonction de deux temps :

- le temps de creusement (vitesse de creusement, déblai de mise de soutènement)
- le temps caractéristique du comportement différé du terrain (relaxation)

Une connaissance de la convergence finale est très intéressante pour prévoir le comportement différé du terrain.

VII-5-Interprétation des mesures d'auscultation :

Ces mesures consistent à relever et à restituer sous forme graphique et numérique l'état des contraintes entre les revêtements provisoire et définitif, sous le pied des cintres, à travers des capteurs de charge et des extensomètres placés comme il est montré dans le plan spécifique (voire annexe).

En particulier, les efforts sur le cintre sont mesurés avec des tiges du type à corde vibrante placées sur les ailes ; dans le béton de revêtement définitif avec des tiges placées sur l'extrados et sur l'intrados de la section à surveiller.

Ces mesures d'auscultations ont concerné trois (03) stations :

Station A : pk 0 + 278 ,78 concerne le cintre C 122

Station B : pk 0 + 510,648 concerne le cintre C 270

Station C : pk 0 + 698,87 concerne le cintre C 369

L'interprétation des mesures de déplacements des 03 stations joue un rôle capital, car elle conditionne notamment la conduite des travaux.

L'Amplitude des déplacements prévisibles est déterminée par les calculs effectués au stade du projet. On retient rarement une valeur maximum admissible pour les déplacements, car L'Amplitude des déplacements mesurés ne permet pas à elle seule de juger de la stabilité de l'excavation.

La vitesse de déplacement est maximum au passage du front dans le plan de mesure. Léon reprend les recommandations de ce sujet par C. LOUIS, On peut admettre que le déplacement journalier admissible est de l'ordre de 1/4 du déplacement total prévu au passage du front et doit descendre du 1/ 20 après un délai de l'ordre d'une semaine.

L'accélération est le critère de base utilisé pour l'interprétation des mesures de déplacement. Il est généralement admis qu'une accélération des déformations conduit à la rupture. En réalité, il apparaît que pour éviter à coup sur la rupture, il faut constater qu'il n'y a pas « accélération » dans un graphe où l'échelle des temps n'est pas linéaire, mais logarithmique, c'est à dire qu'il faut un certain degré de décélération.

L'influence du soutènement doit également être prise en compte pour une bonne interprétation : quand a-t-il été installé et quel est l'effet de son renforcement.

Une décélération non marquée ne peut survenir que dans les uns ou deux jours qui suivent le passage du front (ouverture de la calotte ou Abattage du stross).

VIII-6-Introduction :

Pour un ouvrage donné, l'utilisation d'un code de calcul aux éléments finis permet de construire un modèle de fonctionnement capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le comportement obtenu de cet ouvrage.

On représente une simulation par éléments finis de l'action du terrain environnant sur le tunnel, à divers stades de sa construction, l'étude met en évidence la variation des déformations ainsi que les efforts et les déformations transmis aux structures par déplacement.

VIII-6-1-Interprétation des résultats numériques :

VIII-6-1-1-Vérification du revêtement provisoire :

On a effectué le calcul au moyen du code de calcul aux éléments finis "SAP 2000", en schématisant la section du tunnel par des tiges rectilignes soumises aux valeurs des pressions précédemment produites.

La réaction du terrain sur le plan provient des piédroits et de la contre-voûte qui est représentée par des ressorts de rigidité $k=5000T /m^3$.

D'autres ressorts ayant la même rigidité seront mis en compte au niveau des nœuds de la structure par rapport à sa déformation. C'est à dire que les ressorts seront insérés seulement dans les nœuds qui se déforment vers l'extérieur, en procédant par itérations successives.

On a déduit à partir de l'expression de Terzaghi:

$$P_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2C}{b} \right)}{2 \operatorname{tg} \theta} \left[1 - e^{\frac{-2H \operatorname{tg} \theta}{B}} \right]$$

$$P_h = 0,3 \gamma (0,5 m + h_p)$$

On a soumis au calcul les trois sections, les résultats obtenues sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section	Pression verticale(T/m2)	Pression laterale(T/m2)
Section 1	41.79	8.9
Section 2	20.80	9.77
Section 3	20.51	9.34

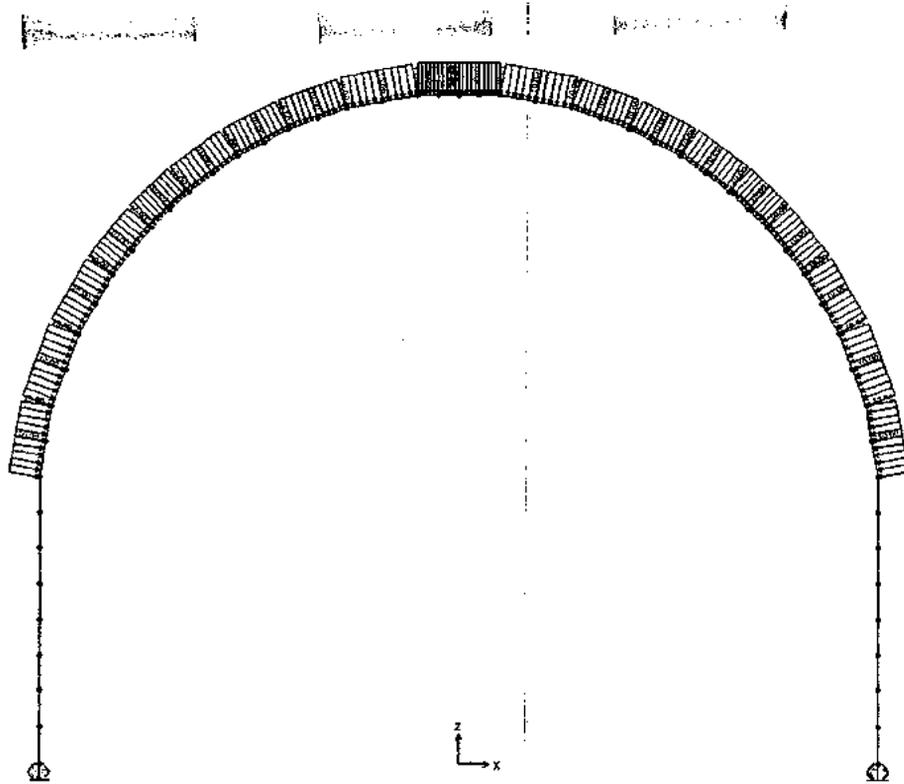


Fig.VIII-1: schéma des charges utilisé dans les calculs.

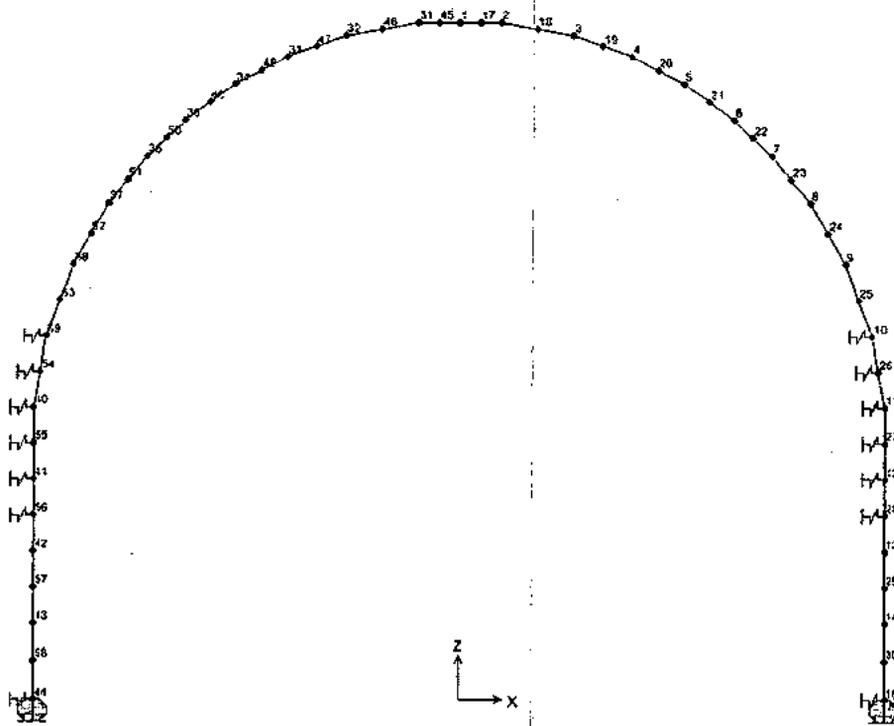


Fig.VIII-2: numérotation des noeuds.

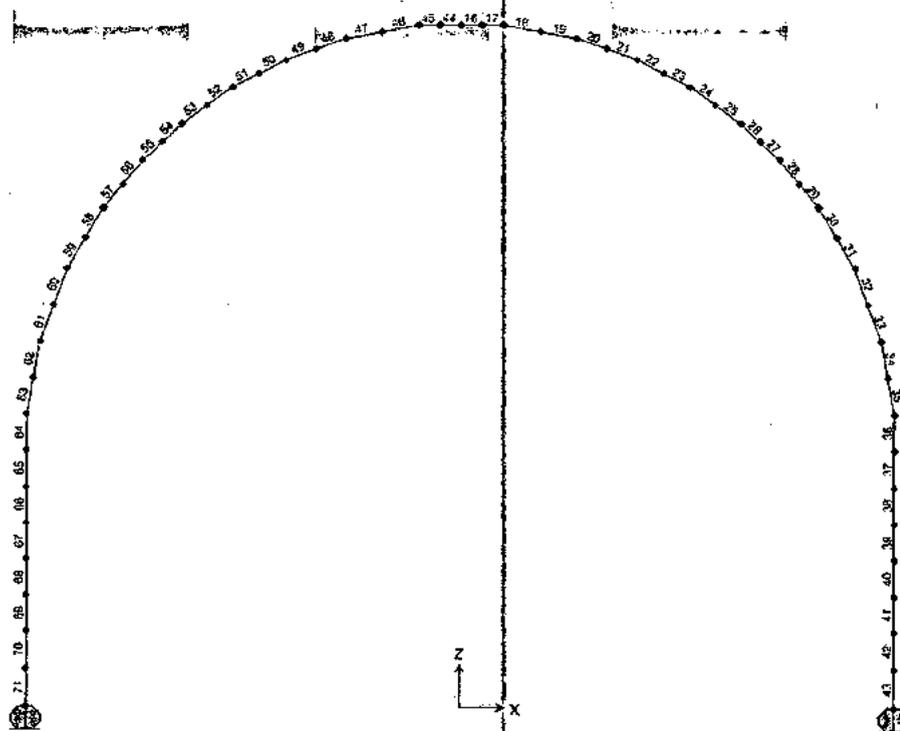


Fig. VIII-3 Numerotation des barres.

Résultats :

Dans les figures qui suivent ont été portés les résultats des analyses effectuées en termes de déformations et sollicitation des cintres.

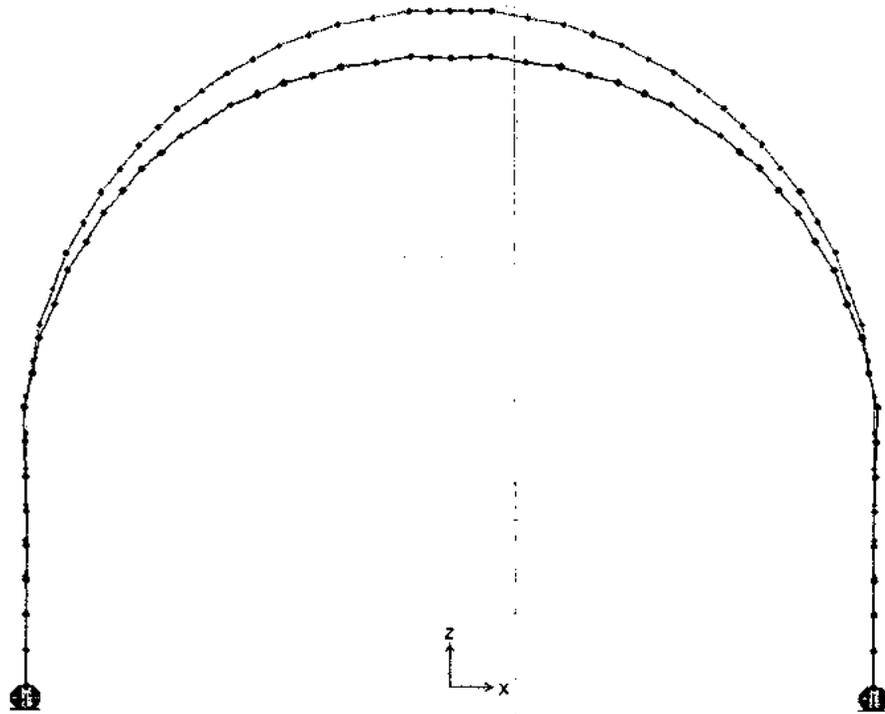


Fig.VIII-4 déformation du revêtement provisoire.

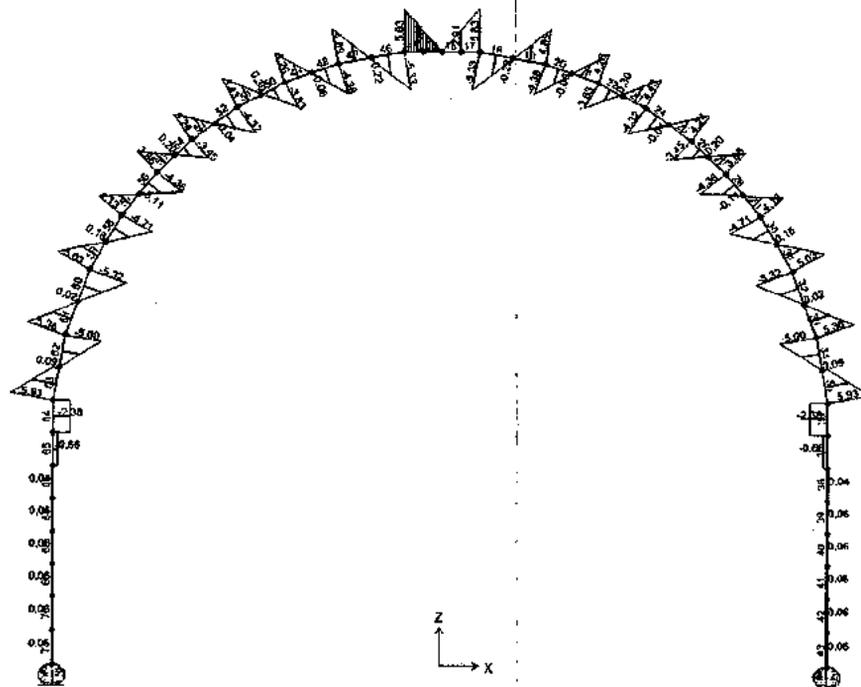


Fig.VIII-5: cisaillement.

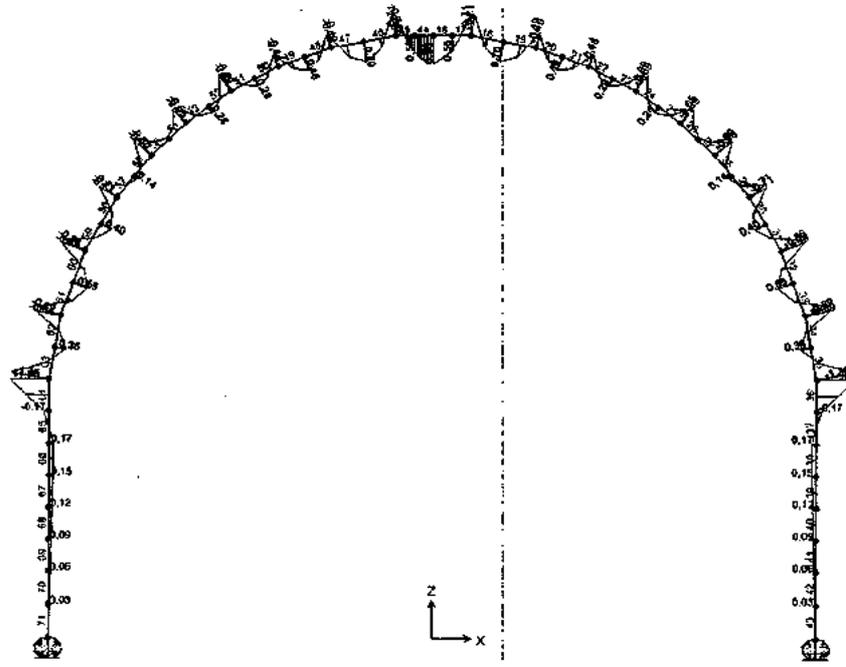


Fig.VIII-6: moment de flexion.

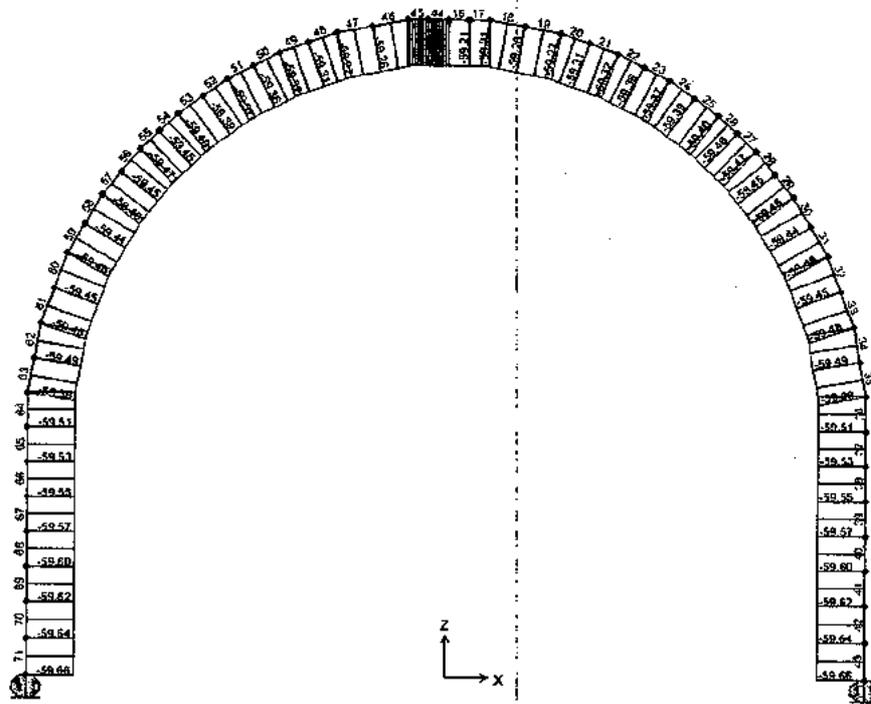


Fig.VIII-7: effort axiale.

VIII-6-1-2-Vérification des revêtements définitifs :

Avec les valeurs produites précédemment on a fait le calcul des tensions dans le revêtement définitif et ensuite la vérification structurale.

VIII-6-1-2-1-Section examinées :

les résultats des analyses, en termes de déformation et sollicitations de la structure sont reportés ci dessous.

On résume par la suite, les sollicitations maximales de chaque élément structural.

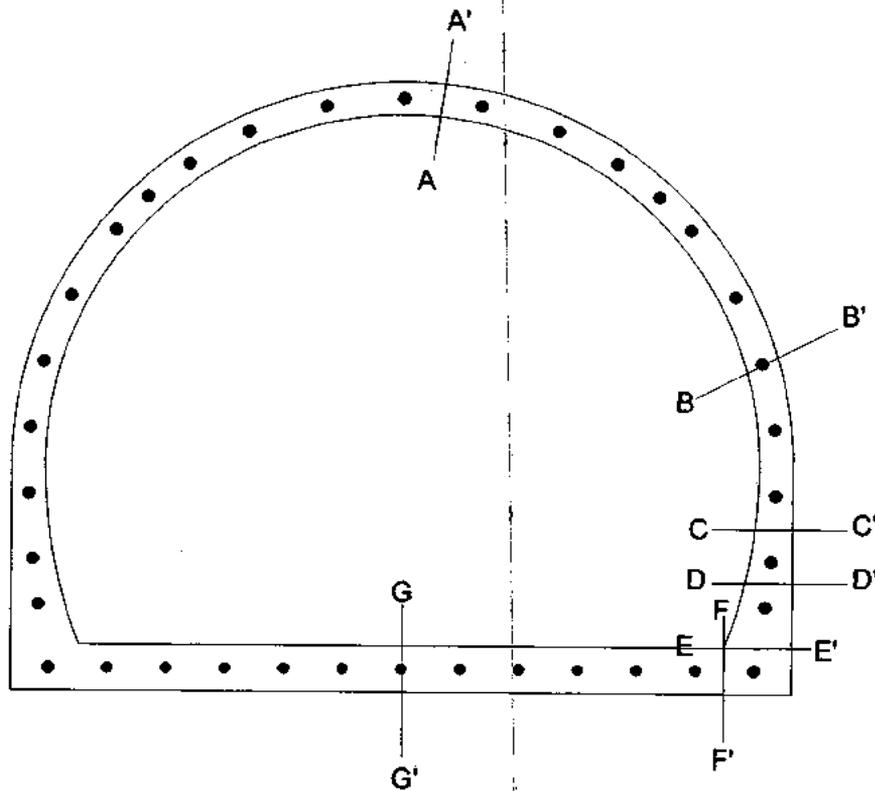


Fig.VIII-8: coupes utilisées dans les vérifications structurales.

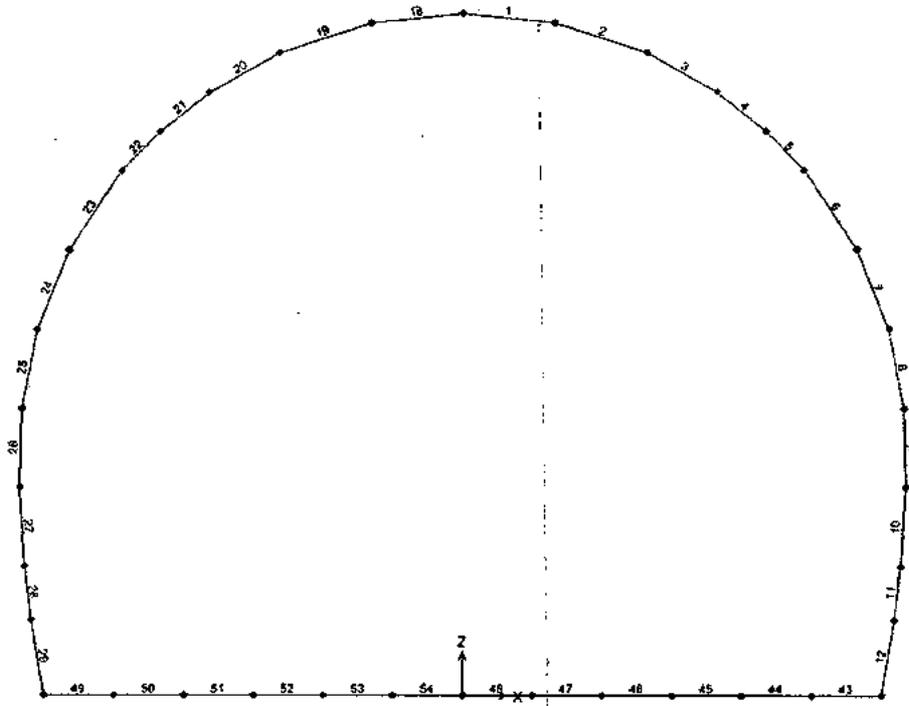


Fig.VIII-9: numérotation des barres.

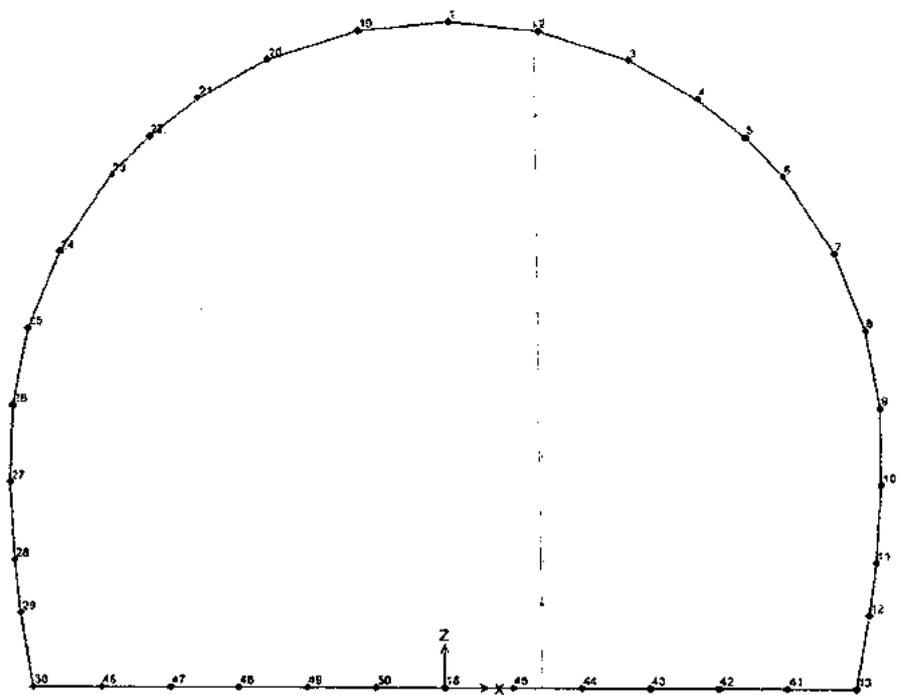


Fig.VIII-10: numérotation des noeuds.

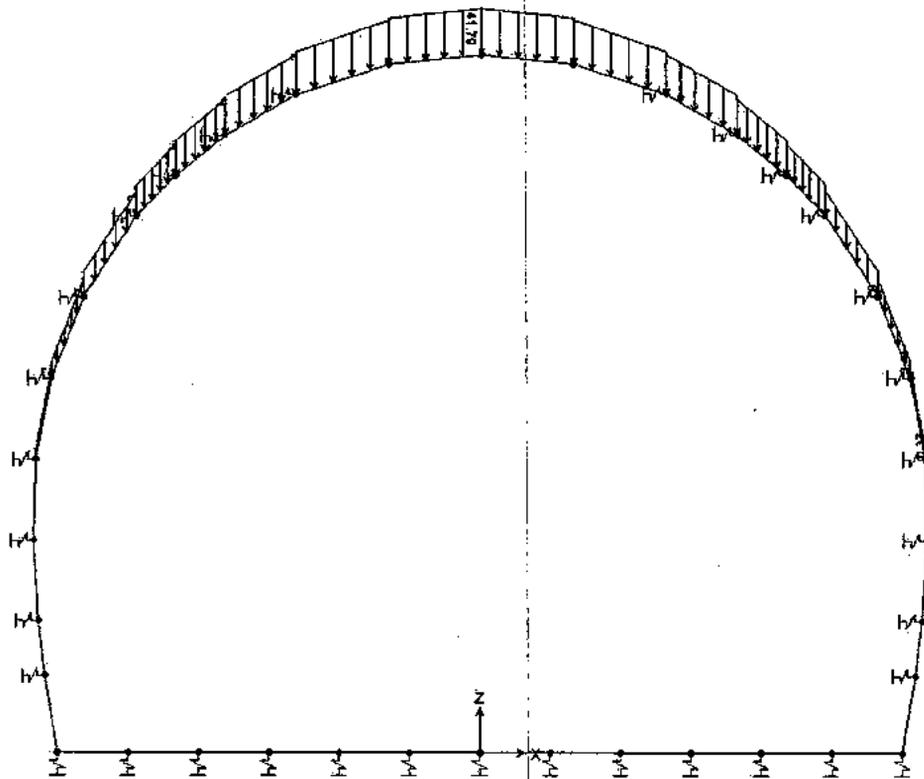


Fig. VIII-11: schéma de charge coupe 1.

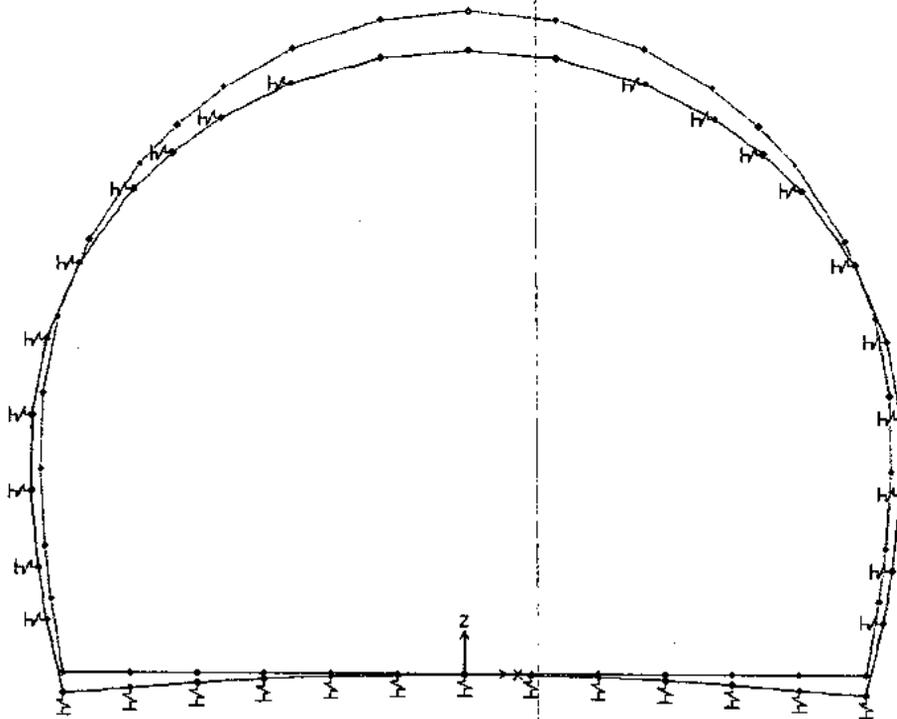


Fig. VIII-12: déformation coupe 1.

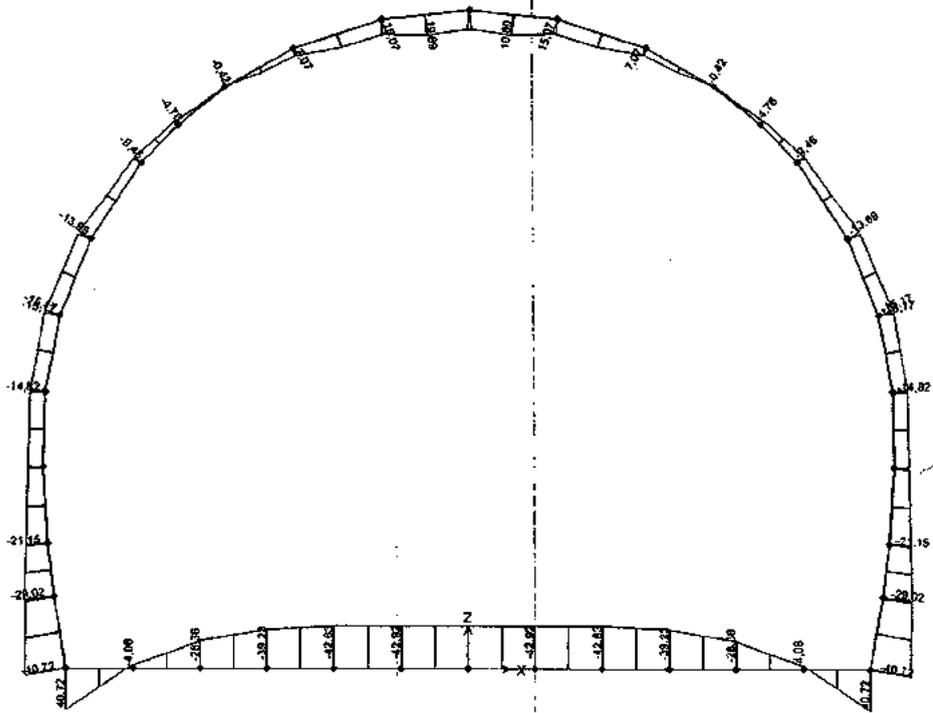


Fig.VIII-13: moment de flexion coupe 1.

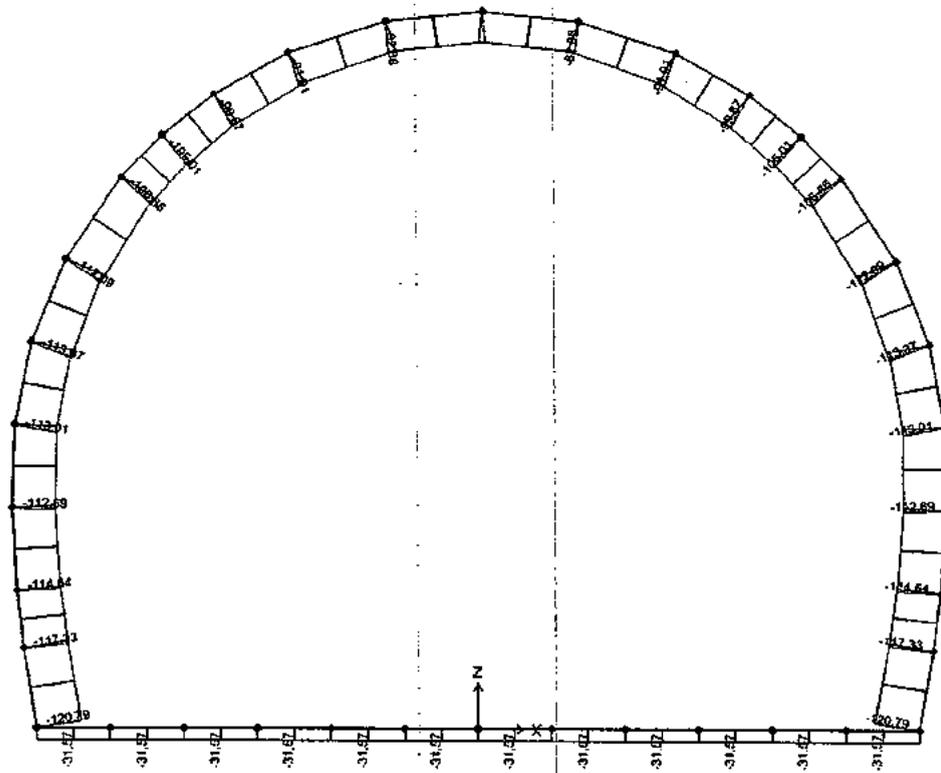


Fig.VIII-14: effort axial coupe 1.

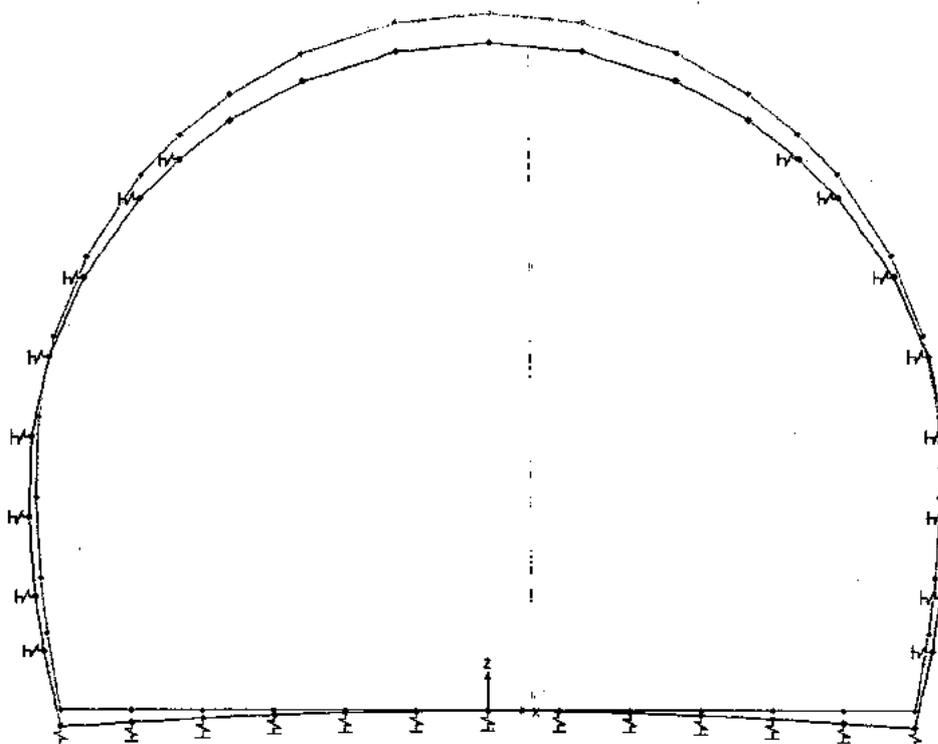


Fig.VIII-17: déformation coupe 2.

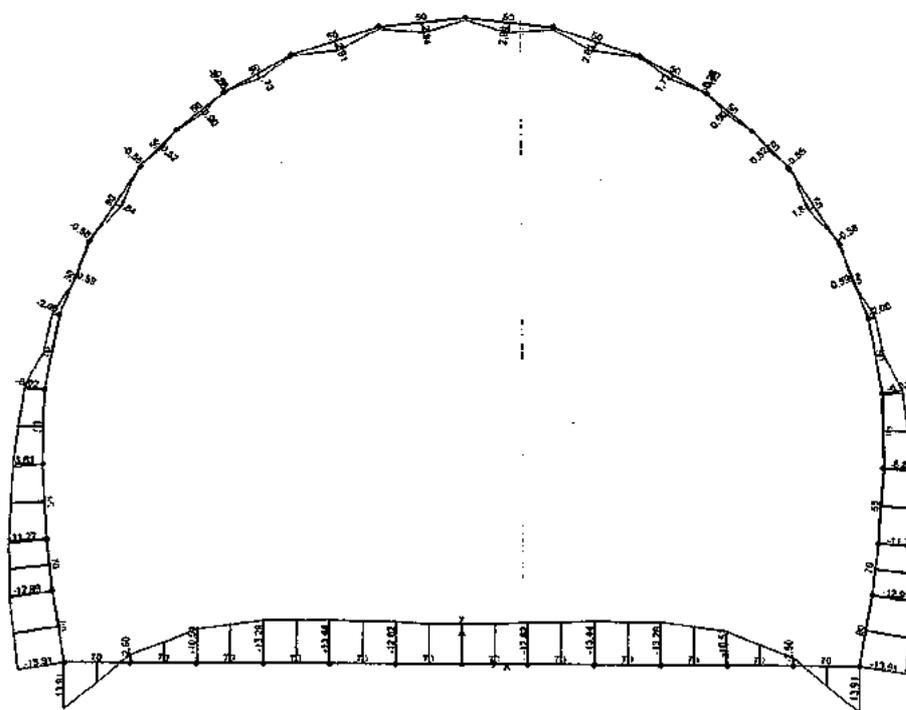


Fig.VIII-18: moment de flexion coupe 2.

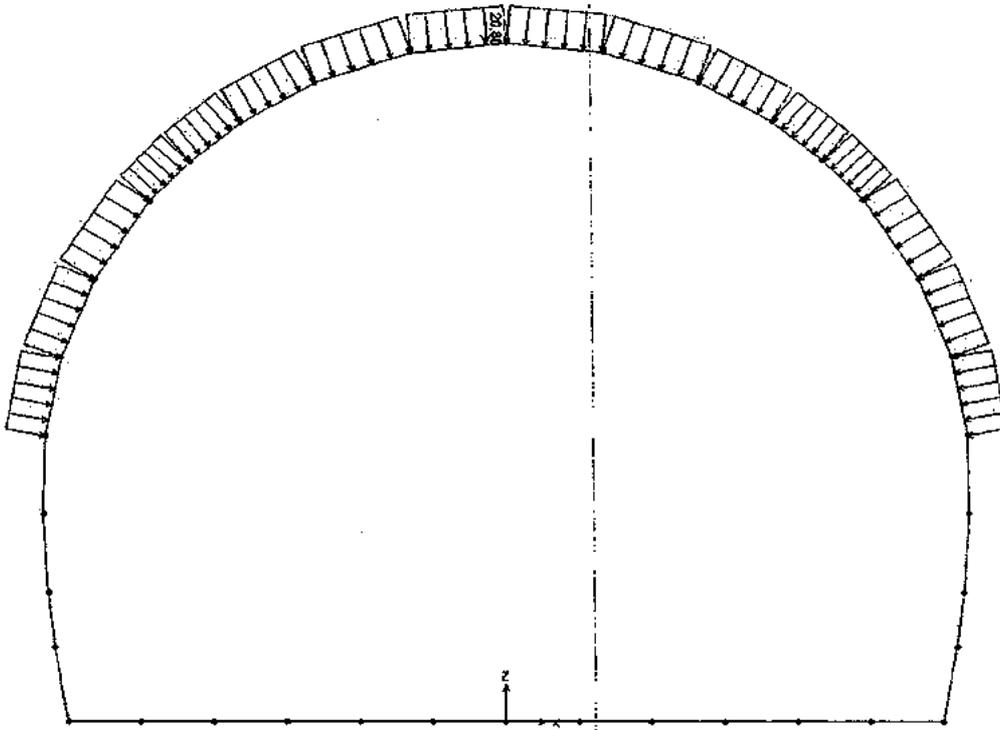


Fig. VIII-21: schéma de charge coupe 3.

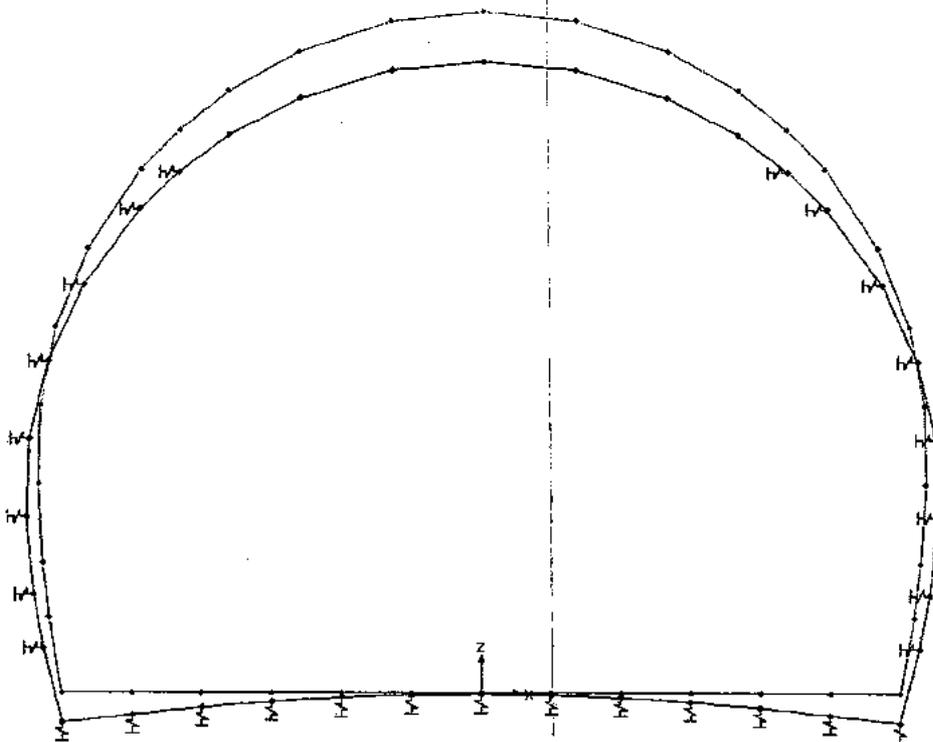


Fig. VIII-22: déformation coupe 3.

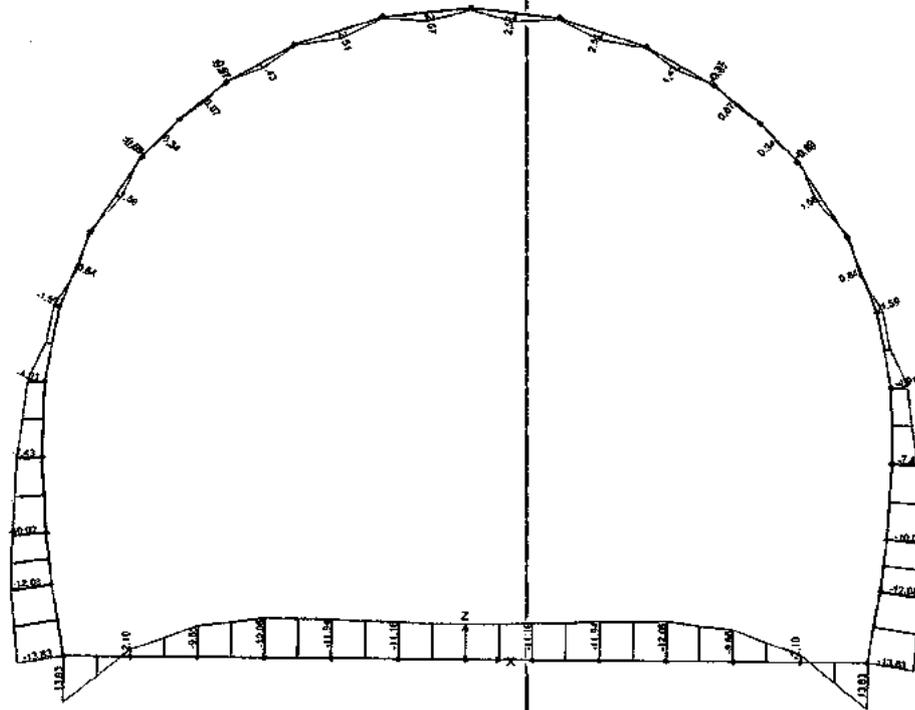


Fig. VIII-23: moment de flexion coupe 3.

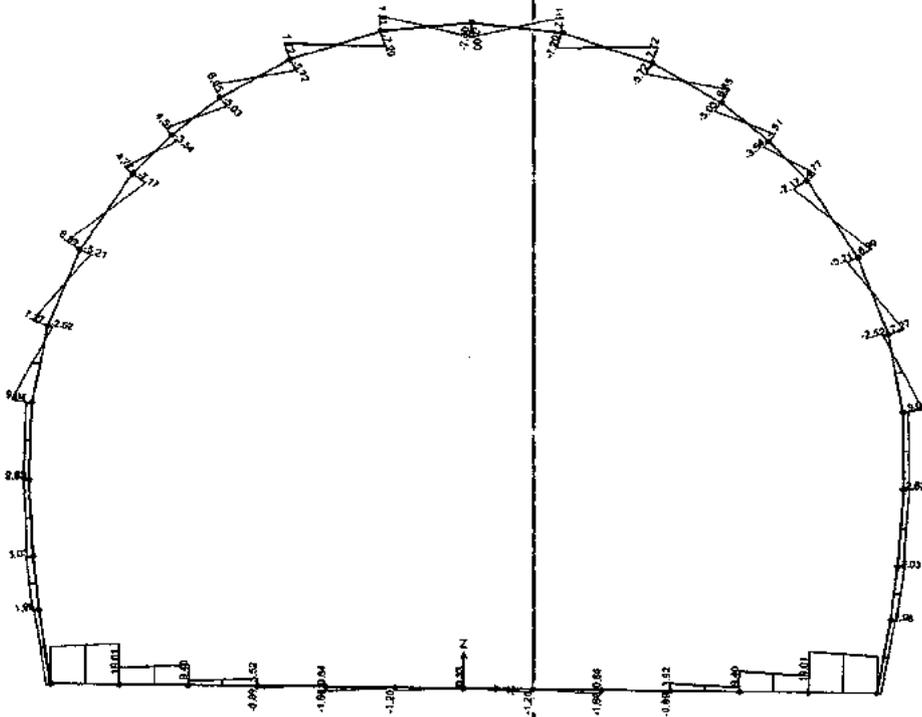


Fig. VIII-24: cisaillement coupe 3.

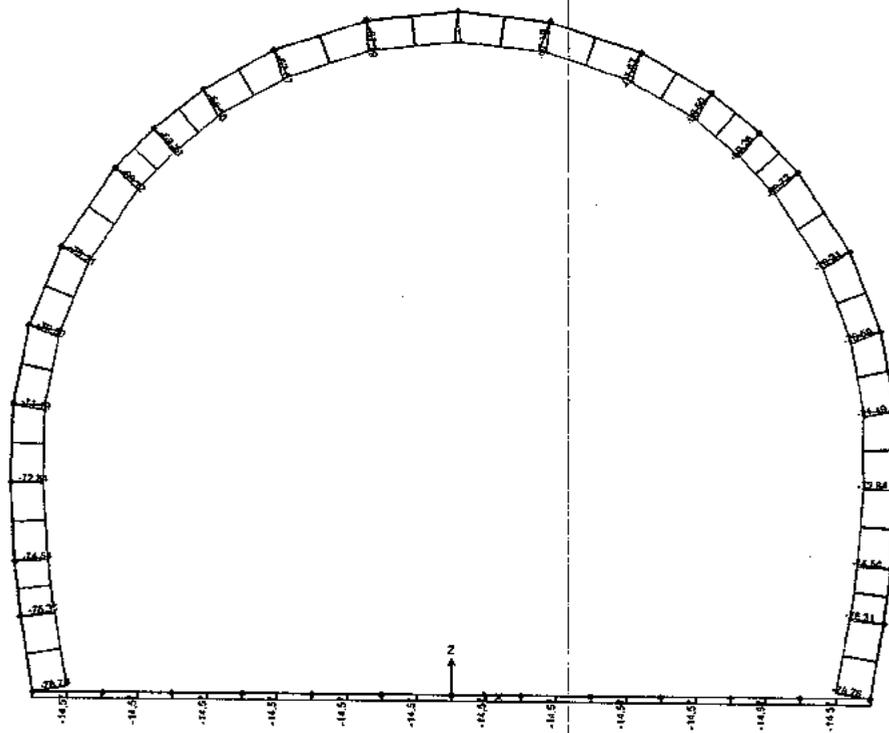


Fig.VIII-25: effort axial coupe 3.

Au niveau du revêtement provisoire, on remarque que le déplacement se concentre au niveau de la calotte, ceci est dû à l'action des forces générées à partir des charges horizontales qui suivent l'action des contraintes verticales.

En ce qui concerne le revêtement définitif, on constate que les déformations de la coupe 2 sont moins intenses que celle des coupes 1 et 3.

Ces déformations se concentrent au niveau des piédroits, du radier et beaucoup plus au niveau de la calotte.

Tout cela est dû à la concentration des contraintes situées juste au dessus de la couronne.

On remarque que leurs valeurs diminuent lors de la mise en place du soutènement provisoire, car ce dernier influe sur l'action des contraintes.

On constate aussi que le terrain est moins déformable au stade 2 qui est représenté par une dolomie massive.

La plus part des déplacements sont situés en clé de la voûte et en radier.

Après avoir obtenu une section entièrement soutenue, les déplacements ou bien les déformations sont moins déformables de la section 2 par rapport aux sections 1 et 3.

La valeur de la pression latérale est généralement négligeable devant la pression verticale, mais elle peut prendre des grandeurs considérables et devient un effort de traction, ce qui peut remettre en cause la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, on ne doit pas retarder l'exécution du radier, car c'est le radier qui s'oppose à la pression latérale.

Conclusion et recommandation

Conclusion :

Depuis une vingtaine d'années, de nouvelles techniques de construction ont été introduites sur le chantier. Elles permettent notamment de réaliser des ouvrages souterrains en site urbain et dans des terrains rocheux meubles et aquifères sans occasionner des dégradations importantes à la surface de notre massif. La connaissance des techniques et de leur mise en œuvre est par conséquent essentielle pour arriver à des modélisations satisfaisantes.

Lorsque la technique de creusement en section pleine n'est pas applicable ou présente des risques de stabilité, ou lorsque la section de l'ouvrage est très importante, la construction est réalisée en deux ou plusieurs phases d'excavation (creusement au brise roche, explosifs...). Ces modes de construction présentent l'avantage de réduire les dimensions de front de taille et donc d'assurer une meilleure stabilité. Celle-ci peut encore être augmentée en décalant les phases d'excavation (creusement au brise roche et à l'explosif).

Ces modes de construction présentent l'avantage de réduire les dimensions du front de taille et donc d'assurer une meilleure stabilité. Celle-ci peut encore être augmentée en décalant les phases d'excavation dans la direction longitudinale. Toutefois plus le nombre de phases est élevé et plus le coût de l'ouvrage devient conséquent.

Parmi ces modes de construction dans notre tunnel, on trouve la méthode de creusement en pleine section, elle est rarement utilisée en milieu urbain, et réservée plutôt aux tunnels creusés dans les roches. Cette méthode, très rapide, facilite l'organisation du chantier. Elle consiste aussi à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. La souplesse de la méthode permet son adaptation rapide aux conditions rencontrées sur le site pendant les travaux.

Le creusement à l'aide d'explosif est une méthode très ancienne, mais reste encore dans de nombreuses situations la plus économique, elle est dite aussi de sûreté.

En fonction de la géologie générale ainsi que locale, la meilleure façon d'aborder l'étude était :

- Creusement au brise roche dans la section 1 et 3 et à l'aide d'explosif dans la section 2.

- mais concernant le soutènement et selon les résultats de BIENIAWSKI et l'AFTES, devrait se faire de la manière suivante :

On peut tirer :

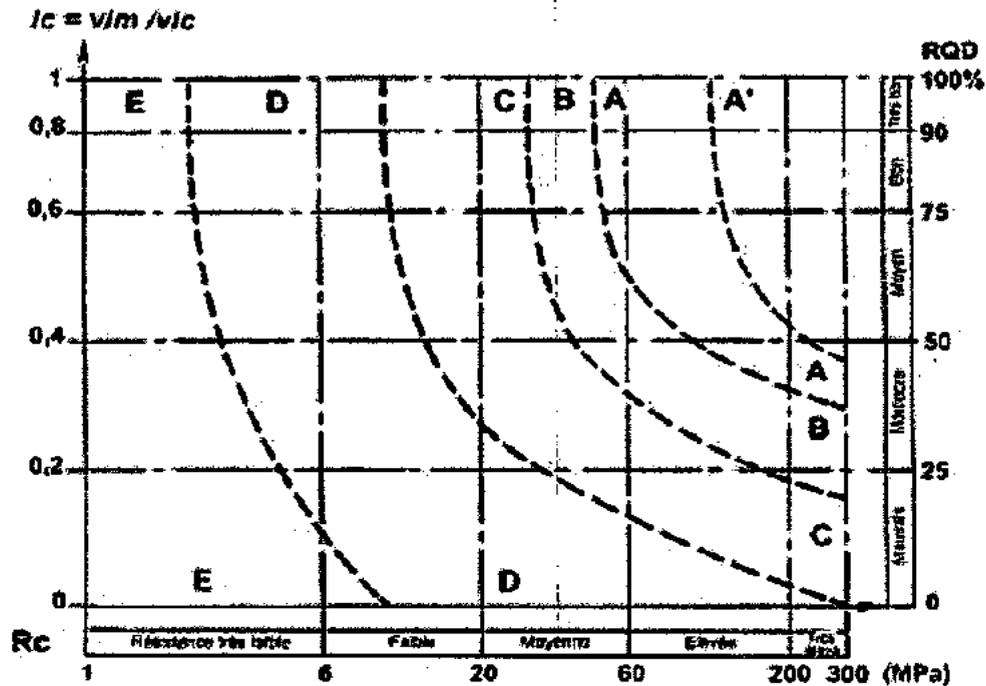
- Pose sur tout le tracé du tunnel des cintres légers au lieu des cintres lourds.

- Dans la section 2 et selon la nature de la roche qui est une dolomie massive, on peut poser des cintres lourds sans boulons d'ancrages.

Conclusion et recommandation

En plus de l'explosif, dans notre cas on peut faire appel aux machines foreuses qui sont devenues capables d'excaver les roches les plus dures ; comme il est montré dans le diagramme qui suit des « choix des méthodes d'abattage ».

Pour une première approche, on utilise la valeur de la résistance à la compression uniaxiale comme critère de résistance de la matrice rocheuse combinée au critère de fracturation du massif rocheux. Ce diagramme comporte en abscisse la valeur de la résistance à la compression (6 classes de résistance ISMR de 1 à 300 MPa) et en ordonnée la fracturation exprimée en valeur de RQD mesurée sur carotte ou à partir de l'indice de continuité.



A' : Tunnelier puissant

A, B, C : Tunnelier

B, C, D : Machine à attaque ponctuelle

A, A', B : Explosifs

Choix des méthodes d'abattage

Pour notre tunnel :

Section	Rc(Mpa)	RQD
01	5 < Rc < 25	RQD < 25
02	50 < Rc < 100	50 < RQD < 75
03	2 < Rc < 4	25 < RQD < 50

Section 1 : 5 < Rc < 25 et RQD < 25 → classe D → Machine à attaque ponctuelle.

Conclusion et recommandation

Section 2 : $50 < R_c < 100$ et $50 < R_{QD} < 75$ → Classe A → Tunnelier.

Section 3 : $2 < R_c < 4$ et $25 < R_{QD} < 50$ → Classe D → Machine à attaque ponctuelle.

Ces machines sont définies sous le terme « pleine section » ou « à attaque globale » ou tunnelier, capables d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser, à l'inverse des machines « à attaque ponctuelle » qui abattent le terrain de manière sélective par partie.

Ces machines constituent dans les roches un moyen compétitif par rapport à l'explosif quand les contraintes d'environnement sont sévères.

Par rapport à l'explosif elles permettent:

- une réduction des vibrations sur les structures avoisinantes.
- des limitations des ébranlements dans le massif encaissant.
- une diminution du soutènement et des bétons de remplissage.
- un cycle continu d'excavation autorisant de meilleurs rendements.

Mais du point de vue économique et pour une courte durée on préfère l'emploi de l'explosif.

L'estimation des déplacements au sein du massif et en surface, est encore un problème difficile à cause des données incomplètes sur le comportement de la roche et de la représentation des phases des travaux.

Les méthodes de calcul de pressions s'avèrent insuffisantes pour appréhender avec précision les phénomènes engendrés au sein du massif encaissant. Il apparaît donc nécessaire de disposer l'outil de simulation plus rigoureux permettant d'évaluer le déplacement de la roche en fonction des choix technologiques retenus et de la complexité géologique des terrains en place.

Seule l'approche numérique tridimensionnelle permet de représenter avec fidélité les mouvements du terrain lors de l'excavation sans effectuer des simplifications du problème tridimensionnel ; que constitue le creusement et ne nécessite pas de faire des hypothèses sur le processus de déconfinement.

Vu la complexité, Le cout et le temps nécessaires pour les calculs, les modèles tridimensionnels sont encore peu employés dans la pratique, si ce n'est à des fins de recherche ou pour étudier des points particuliers.

Dans la plupart des cas on effectue plutôt des calculs bidimensionnels justifiés par le comportement final des tunnels.

Toutefois, les ingénieurs préfèrent mettre en œuvre des modélisations bidimensionnelles qui prennent en compte de manière approchée la nature tridimensionnelle du problème.

Tel est l'objet de la méthode convergence-confinement Cette méthode permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement du tunnel en prenant en compte l'avancement du front de taille et l'effet de temps sont pris en compte l'avancement du front de taille et

Conclusion et recommandation

l'effet de temps sont prises en compte par l'intermédiaire du paramètre λ (taux de déconfinement), donc le problème de cette méthode est la détermination d'un seul paramètre λ . Cette représentation tridimensionnelle, avec la prise en compte du taux de déconfinement n'est qu'une astuce de calcul, en plus de cet avantage on a sa facilité d'implantation dans les codes numériques.

La simulation numérique du creusement des tunnels est un problème complexe, donc elle nécessite un outil numérique bien adapté et des méthodes plus performantes et plus réalistes pour l'estimation des mouvements induits par le creusement d'un tunnel.

Pour notre étude, nous avons retenu le code de calcul « SAP2000 » en éléments finis. Ce code n'est pas une boîte noire qui donne une solution aux données introduites, il permet l'interprétation du comportement du système numérique et offre la possibilité à l'utilisateur de tester ces idées, de créer ces propres modèles de comportement et de choisir la procédure de simulation.

Notre étude numérique est faite sur deux projets :

-Le premier est un exemple pris du manuel du logiciel SAP2000, dans ce projet on visualise l'influence de calcul des pressions sur le comportement du terrain, il permet de caractériser l'état de contrainte naturel dans la roche en place.

-Le deuxième but de cette analyse est de faire une comparaison entre les résultats des mesures de convergence et les résultats numériques.

A partir de cette étude on peut faire les conclusions suivantes :

La méthode convergence-confinement est une approche commode ; mais elle néglige l'effet de temps qui est un paramètre très important ;

Le calcul des pressions agissant sur le tunnel nous donne les contraintes provoquées par le creusement.

En particulier, les déplacements de la surface sont plus faibles par rapport à ceux déterminés par le modèle au niveau de la voûte et du radier. Il n'y a pas une grande différence entre les résultats obtenus du modèle et les résultats réellement obtenus. Pour cela et pour ne pas remettre en cause la stabilité de l'ouvrage on ne doit pas retarder l'exécution du radier, car c'est le radier qui s'oppose à la pression latérale.

Il est difficile d'avoir toutes les données mises en jeu, à savoir les caractéristiques géotechniques et l'état initial des contraintes.

En conséquence, l'outil de simulation ne doit pas être une « boîte noire », il doit permettre des expérimentations numériques « Numerical Labotary ».

La modélisation des sols et roches naturels est un problème extrêmement ardu. En effet, les roches sont très rarement homogènes et leurs propriétés mécaniques et hydrauliques peuvent

Conclusion et recommandation

varier grandement d'un point à l'autre d'un massif. la présence de discontinuités, notamment dans les roches, vient également compliquer la modélisation.

La méthode des éléments finis a cependant permis de faire de grands progrès dans la connaissance du comportement des ouvrages souterrains dans les massifs de sol et de roche.

On outre, on peut modéliser dans notre tunnel par éléments distincts, car c'est une méthode qui s'attache à représenter le comportement des milieux discrets, allant des milieux faiblement fracturés à fortement fracturés, presque continus ; contrairement à la méthode par élément finis dans laquelle chaque structure est découpée en un grand nombre d'éléments, le milieu discontinu est représenté par des blocs qui sont découpés par le réseau des discontinuités.

L'unique logiciel permettant de mener à bout ces calculs est UDEC-3DEC (société ITASCA). il est à noter que cette méthode nécessite une très bonne reconnaissance de l'état de fracturation du massif, et temps de calcul très élevé.

L'estimation du coût des ouvrages souterrains est une préoccupation des maîtres d'ouvrage et des concepteurs.

Depuis plusieurs décennies de nombreuses tentatives ont été entreprises pour rechercher une réduction des délais et des coûts de construction des tunnels. On peut citer par exemple les nouvelles méthodes de soutènements et des revêtements.

Ainsi, on a pu atteindre aujourd'hui une réduction notable des coûts dans le domaine des travaux souterrains ; mais dès qu'il faut revenir aux méthodes traditionnelles, en particulier les travaux exécutés manuellement, on constate qu'il reste encore de nombreux effort de recherches à fournir pour obtenir un gain de productivité appréciable.

Dans le tunnel on cite :

- les coûts du génie civil proprement dit (creusement, soutènement et revêtement définitif de la cavité souterraine) ;

- les coûts liés à l'utilisation de la cavité qui comprennent du génie civil de second œuvre (blindage métallique des galeries hydrauliques à forte charge, conduits de ventilation) ;

On peut considérer que le coût de la réalisation de la galerie est de

Dans le cas des roches, le coefficient de stabilité est un indicateur du niveau de stabilité à court terme. Il constitue une bonne base pour choisir le mode de creusement. Le tunnel de Dar-el-Oued est situé sur la RN°43 à environ 40km à l'Ouest de Jijel là où se déroulent les dernier glissements (coté Ouest du tunnel et Ghar El Baz).

En se basant sur les observations de terrain, nous recommandons ce qui suit pour garantir la stabilité du talus le long de la route et pour les mettre en de meilleures conditions de sécurité :

Conclusion et recommandation

-Nettoyage du talus avec le dégagement des gabions en amont et l'enlèvement des terres remaniées sur une profondeur de l'ordre de 0.5à 1.00m ;

-Mise en place d'un système de drainage du talus afin d'évacuer les eaux en circulation dans le sol et diminuer les pressions interstitielles ;

-Mise en place d'un mur de soutènement le long de la route RN43 ;

-Boisement du talus avec des arbres consommant beaucoup d'eau et ayant un réseau de racine dense (des eucalyptus par exemple) ;

Références bibliographiques

- AFTES(1993) : Recommandations pour l'emploi de la méthode Convergence-Confinement, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- BARTON, N.R, LIEN. R and LUNDE. J (1974): Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support .Rock mech.6 (4), pp.189-239.
- BIENIAWSKI, Z .T (1976): Rock mass classification in rock engineering. In exploration for rock engineering, proc.of the symp (ed Z.T.Bieniawski) pp.106-197.
- BOUVARD. A, COLOMBET. G, ESTEULLE. F (1992) : Ouvrage souterrain « Conception, réalisation, Entretien » .Presse de L'ENPC, 2ème edi, pp.61-64.Paris.
- BOUILLIN, J.P, RAOULT, J.F (1971) : Présence sur le socle kabyle du constantinois d'un olistostrome lié au charriage des flyschs.le numidien peut-il être un néo-autochtone ? C.R.SOC. Géol.Fr ; Fasc.2, p117.
- BOUILLIN, J.P (1977) : Géologie alpine de la petite Kabylie dans la région Collo et d'el milia.Thèse de doctorat. Paris.
- BOUILLIN, J.P, J.F, RAOULT(1971) : Présence sur le socle kabyle du constantinois d'un olistostrome lié au charriage des flyschs.le numidien peut-il être un néo-autochtone ? C.R.SOC. Géol.Fr ; Fasc.2, P .117.
- CAIRE.A, COUTELLE .A ET OBERT .D (1968) : Tectonique des extrémités de la chaine des babor(Algérie).Bull.sco.Géo.Fr ;(7), x, p.658-678,9Fig.
- CETU (centre d'étude des tunnels) (1976) : Ministère de l'équipement et des transports « Dossier pilote des tunnels » chap: géométrie.
- CETU (1998) (centre d'étude des tunnels) : Ministère de l'équipement et des transports ; dossier pilote des tunnels section 4 ; Procédés de creusement et de soutènement.
- CETU (centre d'étude des tunnels) (1998) : Ministère de l'équipement et des transports. « Dossier pilote des tunnels » section 3 : Conception et dimensionnement.
- Chapot, P(1981) « Etude des vibrations provoquées par les explosifs dans les massifs rocheux »rapport de recherche LPC n°105.
- CHOI, S.K. (1992): Application of the distinct element method for mechanics problems .Engineering computations, vol 9, PP.225-233.
- CUNDALL, P.A, HART R, D (1992): Numerical modeling of discontinua engineering computations, vol.9, PP .101-113.
- DEERE, D .U, HENDRON, A.J, PATTON, F.D, CORDING, E.J (1967): Design of surface and near surface construction in rock .In failure and breakage of rock, prok.8th U.S.Symp.rock mech ;(ed.c.fair Hurst) pp.273-302.New York.
- DUY NGUYEN, P(2003) : Modélisation numérique des soutènements d'excavation, thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, géotechnique.

Références bibliographiques

- DURANDELGA, M(1962): Esquisse structurale de l'Algérie en 1961.lexique stratigraphique international, Algérie, 4, fasc.1b, C.N.R.S, pp. 1-152 ,1carte h.-t.
- DURAND DELGA, M(1956) : Regards sur la structure de l'Algérie septentrionale. Geol.Symp.Zuehren von hans stille, F.Enke éd; Stuttgart, pp.304-335, 1fig, 1pl.
- DURAND DELGA, M (1969): Mise en point sur la structure du NE de la Berbérie.Bull.Serv.Géol.Algérie, nouv.sér.n°39, pp.89-131.
- EHRMAN(1924), F : Résumé stratigraphique et tectonique sur la Kabylie des babor et les régions voisines .Bull.Serv.Carte Géol.Algérie.Trav.réc.coll ; Fasc, I, pp. 121-191.
- FICHEUR, E (1901): Le massif ancien du littoral de la berbérie, son influence sur la tectonique des chaines littorales de l'Algérie .R.Cong.Assoc.Fr.Avanc.Sci, Ajaccio, Pub, 1902,1ère partie, pp.115-116 ; 2ème partie, pp.345-351. Paris.
- G T .N°7 (1993) : Soutènement et revêtement –Choix d'un type de soutènement en galerie-supplément n°117.
- HOEK, E (2007): Practical rock engineering, Canada, chap: Rock Mass Classification.
- HOEK, E, BROWN, E.T. (1988): The hoek and Brown failure criterion .14th Canadian rock mechanics symposium, Toronto.
- KEIKEN, M (1962) : Esquisse tectonique de l'Algérie (Algérie du nord).Exposé sur les connaissances actuelles de la structure de l'Algérie et présentation d'une carte tectonique, Bull.ser.carte géol. Algérie (nouvelle série), n°31.
- LEIKINE, M(1971) : Etude géologique des babor occidentaux (Algérie).Thèse sc.nat.
- BOUILLIN, J.P (1977) : Géologie alpine de la petite Kabylie dans la région Collo et d'el milia.Thèse de doctorat. Paris.
- MARTIN, P (1997) : Le géotechnique principe et pratiques, Masson, paris.
- MARTIN, F (2006) : Mécanique des roches et travaux souterrains .Cours et exercices corrigés. Centre d'étude des tunnels, république française .pp.65-66.
- OBERT, D : Etude géologique des babor orientaux (domaine tellien, Algérie).Thèse de doctorat d'état ès sciences naturelles. Université pierre et marie curie. Paris6
- PANET.M(1976) : La mécanique des roches appliquée aux ouvrages des génies civils, presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 235p.
- PANET.M (1986) : Calcul du Soutènement des tunnels à section circulaire par la méthode Convergence-Confinement avec un champ de contraintes initiales anisotropes, tunnels et ouvrages souterrains, N°77, PP.228-232.
- PANET, M et A.GUENOT, A (1982): Analysis of convergence behind the face of tunnel, symposium international de Brighton.

Références bibliographiques

- PANET, M ET GUELLEC, P(1979) : Contribution à l'étude du soutènement du tunnel à l'arrière du front de taille .Proc.3rd International conférence Rock mechanics, pp.1163-1168.
- PANET, M(1995) : Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement.Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- PIERRE, B et AL(2000) : Manuel de mécanique des roches : Fondements, Tome1, Presse de l'école des Mines, Paris.
- PIERRE, A et AL(2004) : Manuel de mécanique des roches : Les Applications ; Tome2 .école des Mines de paris, paris.
- M.PRAT et AL(1997) : Calcul des ouvrages généraux de construction édi Hermés, Annexe 3, PP.723-724, Paris.
- PRAT, M et AL(1995) : La modélisation des ouvrages .édi Hermés, Chapitre 2, p81, Paris.
- RAOULT, J.F. (1969) : Relation entre la dorsale kabyle et les flysch sur la transversale de Dj.Ghédir, phases tangentielles Eocene, Paléogéographie (Nord constantinois, Algérie).Bull.Soc.fr, Paris.
- RAOULT, J.F. (1975) : Evaluation paléogéographie et structural de la chaine alpine entre le golf de Skikda et Constantine (Algérie orientale).Bull.Soc.Géol.Fr, XVII paris.
- RAOULT, J.F. (1974) : Géologie du centre de la chaine numidique (Nord constantinois, Algérie).Thèse.Sc.paris.Mem.Soc.Géol.Fr.ns. L IIII, Mem.n°21.paris
- SAP2000 (2002): Linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three-Dimensional structures, introductory tutorial, version 8.0, computers and structures, Inc.Berkeley, California, p32, USA
- Sap2000 (2002): Integrated software for structural analysis and design analysis reference manual, version 8.0.computer and structures, Inc.Berkeley, p402. California, USA.
- SEQUERRA, A(1997) : Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisé, thèse de doctorat de l'école national des ponts et chaussées, géotechnique.
- SHABRAWI, A.EL VERDEL, T (1995) : Etude du comportement des édifices en maçonnerie sous sollicitation sismique avec la méthode des éléments distincts : un outil et une méthodologie.géomatériaux des ouvrages, édition Hermés, Paris, pp.409-431.
- SZECHY, K (1970) : Traité de construction des tunnels .Dunod, paris.
- Tekkouk, M(2005):Etude de la pollution par les sulfates des eaux du bassin versant de l'oued djendjen, memoire de magister, pp.128-135.
- VILA, J.M. et LEIKINE, M (1976) : Sur L'allochtone des Bibans orientaux.4ème R.A.S.T ; paris, pp.393.

Références bibliographiques

- VILLA, J.M. (1980) : La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens. Thèse sc.nat ; 663P ; 199fig ; 40pl. paris,
- WILDI, W(1983) : La chaîne tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : structure stratigraphique et évolution du trias au Miocène. Rev.Géol.Dyn ; et Géogr.Phys ; N°24n°3.
- ZENNIR, Z(1992) : Etude des paramètres d'abrasivité des roches et leurs conséquences sur l'usure des outils d'attaque .Application au cas des granites, Diplôme d'étude approfondies de génie civil et minier, école nationale supérieure des mines de Nancy, Laboratoire de mécanique des terrains.

Annexes

Application au projet

pk	0+134,567 → 0+194,159			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
géologie	Brèche Dolomitisée Altérée					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métal assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	congélation
CRITERES				CLASSES													
① Discontinuités	OR ₄	N ₃	S ₄		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
						Gr ou Bp	Gr ou Bp										
② Altérabilité	Terrain susceptibles de dissolution			X	•	X	X	BI	•	•	•	•					•
③ Hydrologie	H ₁ , K ₃				Dr	•	•		•	•					X		
④ Comportement mécanique	R ₄			X	•	X		•	•								
⑤ Couverture	CN ₁			•										X			
⑥ Dimensions	D > 10m				B0	•	•		X	B0,Rv				X			
Synthèse				X		X	•	X	X	B0,Rv	•	•	X	X	X	X	X

Conclusion: - Béton projeté
- Boulons à ancrage réparti + Cintres légers coulissants

Application au projet

pk	0+194,159 → 0+678,019			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
géologie	Dolomie Massive					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métal assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	congélation
CRITERES		CLASSES															
① Discontinuités	OR ₁	N ₂	S ₂			Gr	Gr	X		•	X	X	X	X	X	X	X
② Altérabilité	-																
③ Hydrologie	H ₁ , K ₂				Dr	•	•	X	•	•					X		
④ Comportement mécanique	R _{2b}				•	•	•	X			X	X	X	X		X	X
⑤ Couverture	CN ₁			•				X						X			
⑥ Dimensions	D > 10m				B0•	•	•	X		B0,Rv				X			
Synthèse				•	B0•	•	Gr•	X		B0,Rv	X	X	X	X	X	X	X

Conclusion: - Soit possible de ne pas maitre le soutènement
 -Béton projeté
 -Boulons à ancrage réparti+Cintres légers coulissants

Application au projet

pk	0+678,019 → 0+749,450			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux			
géologie	Dolomie Altéré					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers couissants	Plaques métal assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	congélation	
CRITERES	CLASSES																	
① Discontinuités	OR ₁	N ₃	S ₃	X		•	Gr	Gr	•	•	•	X	X	X		X	X	X
② Altérabilité	Terrain susceptibles de dissolution			X	•	X	X	•	•	•	•							•
③ Hydrologie	H ₁ , K ₃				Dr	•	X	X	•	•						X		
④ Comportement mécanique	R _{5a}			X	•	X			•	•	•							
⑤ Couverture	CN ₂																	
⑥ Dimensions	D>10m				B0•	•	•		X	B0,Rv					X			
Synthèse				X	B0•	X	X	X	X	B0,Rv	•	X	X	X	X	X	X	X

Conclusion: - Béton projeté
- Boulons à ancrage réparti + Cintres légers couissants

Tableau 1 Comportement mécanique			Pas de soudènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pouce tube	Procédés spéciaux					
R1	R2a	R2b			R3a	R3b	R4	R5a	R5b	R6a	R6b			Enf	Enf	Enf	Bcl	Enf	Enf
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti								barres foncées	lourds						
R1																			
R2a																			
R2b																			
R3a																			
R3b																			
R4																			
R5a																			
R5b																			
R6a																			
R6b																			

LEGENDE Enf : avec enfilage Bif : avec blindage du front Bcl : avec bouclier

Tableau 2 Discontinuités (Cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1/Matériaux rocheux (R1 à R4)			Pas de soudènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pouce tube	Procédés spéciaux					
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congelation			
			Gr	Bp								Bl	Gr				Bp	Bl	Gr
N1																			
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3																	
N2 N3 ou N4	quelconque	S1																	
		S2																	
		S3																	
		S4																	
		S5																	
N5																			

2 / Sols (R5 et R6)
sans objet

NOTA : 1 : Pour la famille la plus dense
2 : Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE : Or : avec grillage continu
Bp : avec béton projeté
Bl : avec blindage bois ou métallique

Tableau 2 bis Discontinuités (Cas où l'excavation est faite à l'excavateur sans découpage) 1/ Matériaux rocheux (Classes R1 à R4)			Pas de scellement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préfabrés	Boucher ou pointer tube	Procédés spéciaux			
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage réparé	barres foncées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation	
			quelconque N1 à N4	quelconque	S1			•	•		•	×	×	×	×	×	×
S2					Gr	Gr		•	×	×	×	×	×	×	×	×	
S3	×				•	Gr	Gr	Bl	•	×	×	×	×	×	×	×	×
S4 ou S5	×				•	×	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp		×	×	×	×	×	×	×
N5			×		•	×	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•		×	×	×	×	×	

2/ Sols (R5 et R6)

sans objet

NOTA: 1/ Pour la famille la plus dense
2/ Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE: Gr: avec grillage continu
Bp: avec béton projeté
Bl: avec blindage bois ou métallique

Tableau 2 ter Discontinuités Cas de l'excavation mécanique 1/ Matériaux rocheux (Classes R1 à R4)			Pas de scellement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préfabrés	Boucher ou pointer tube	Procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage réparé	barres foncées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
			N1			•							×	×	×	×
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3								×	×	×	×	×	×	×
N2 N3 ou N4		S1 / S2			•	•		•		×	×	×	×	×	×	×
		S3			•	•		•		×		×	×	×	×	×
		S4			•	Gr ou Bp	Gr ou Bp		•		×		×	×	×	×
		S5	×		•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•						
N5			×		•	×	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•						

2/ Sols (R5 et R6)

sans objet

NOTA: 1/ Pour la famille la plus dense
2/ Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE: Gr: avec grillage continu
Bp: avec béton projeté
Bl: avec blindage bois ou métallique

Tableau 3 Altérabilité - gonflement	Pas de traitement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucher ou peaufiner tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage répété	barres foncées	lourds	légers coulissons	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Terrains susceptibles de délitage	X	•	Gr-Bp	Gr-Bp	Bl-Bp	Bl-Bp	Bl-Bp	•	•					
Terrains susceptibles de dissolution (1)	X	•	X	X	X	Bl	Bl	•	•				•	
Terrains gonflants	X	(2)	X	Bp	Bp	Bl-Bp	Bl-Bp							
Autres terrains														

NOTA : 1/ Dans la mesure où ils sont placés dans des conditions où le risque existe (circulations d'eau)
 2/ Le béton n'est recommandé qu'en absence de circulations d'eau dans le terrain

LEGENDE : Gr : avec grillage continu
 Bp : avec béton projeté
 Bl : avec blindage métallique ou bois

Tableau 4 Hydrologie		Pas de traitement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucher ou peaufiner tube	Procédés spéciaux		
				à ancrage ponctuel	à ancrage répété	barres foncées	lourds	légers coulissons	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Nœuds d'eau															
Roches R1 à R4	Charge	Perméabilité	H1	K1 K2 ou K3	Dr	•	•	•	•				X		
			K4	X	•	X	•	•				•			
	H2 ou H3		K1 ou K2	Dr	•	•	•	•			X	•			
	K3 ou K4		X	•	X	•	•				•				
Sols R5 et R6	Charge	Perméabilité	H1	K1 ou K2	Dr	X	X	•	•	•	•		X		
			K3	X	X	X	X	Enf	Enf	Enf	Bef	•	•	•	
			K4	X	X	X	X	Enf	Bif	Enf	Bif	Bcf	Bif	•	•
				X	X	X	X	Enf	Bif	Enf	Bif	Bcf	Bif	•	•

NOTA : 1/ Scellement au mortier ou aux résines spéciales à durcissement en présence d'eau
 2/ ou bentonite (préférable dans les cas de très forte perméabilité)

LEGENDE : Dr : avec drainage
 Enf : avec enfilage
 Bif : avec blindage front
 Bcf : avec bouclier

Tableau 5		Pos de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pouce tube	Procédés spéciaux		
Couverture				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres lances	lourds	légers couffissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Roches R1 à R4	Couverture < D	X		X	X	X	•	•				X	X		
	CN1	•										X			
	CN2	X										X			
	CN3	X	X	• Sf	• Sf		X	• Sf	• Sf	• Sf	• Sf	X			
Sols R5 et R6	Couverture < 1,5 D	X	X	X	X	X	•	•	•	•	•	•	•	•	
	σ^0 modéré	X													
	$\sigma^0 > 10$ MPa	X	X	X	X	X	• Sf	• Sf	• Sf	• Sf	• Sf	• Sf	• Sf	• Sf	

LEGENDE

Sf : avec soutènement du front (éventuel)

Tableau 6		Pos de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pouce tube	Procédés spéciaux		
Dimension de la galerie				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres lances	lourds	légers couffissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
D < 2,50 m			X	X	X		•	•				•			
2,50 m < D < 10 m															
D > 10 m			Bo	•	•	X	Bo, Rev				X	III			

NOTA : 1/ Poussé tube en principe à exclure pour D > 4 m

LEGENDE

Bo : avec boulonnage obligatoire

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

Tableau 7		Pos de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pouce tube	Procédés spéciaux		
Environnement				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres lances	lourds	légers couffissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Sensibilité aux tassements (ouvrages proches)		X	Ci, Pm, Bo	Bo	Bo	Act	X	Enf	Bct	Inj					

Légende: Ci : avec cintres et (éventuellement) boulons pour les terrains de classes R4a, R4b ou R4c

Bo : avec béton projeté

Act : cintres actifs (à vérins) et (éventuellement) calages expansibles

Inj : injections de bourrage immédiates ou anneaux extensibles

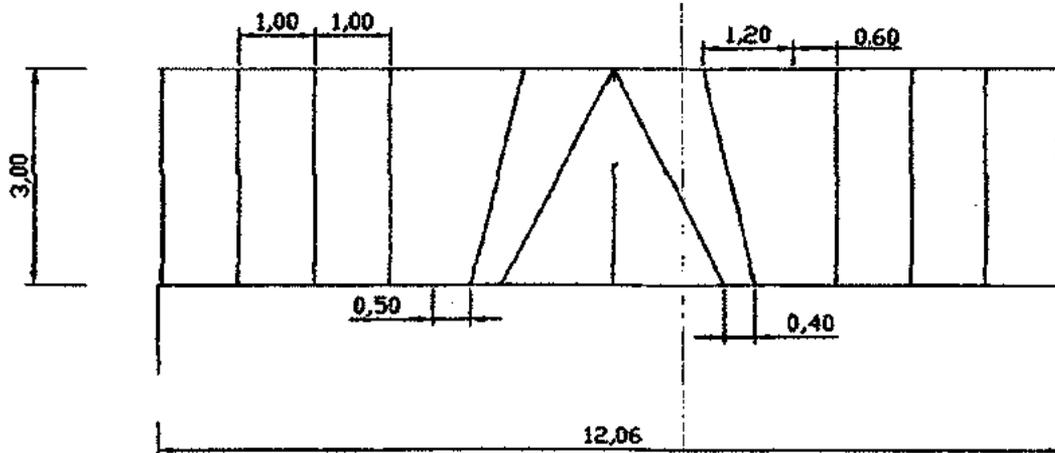
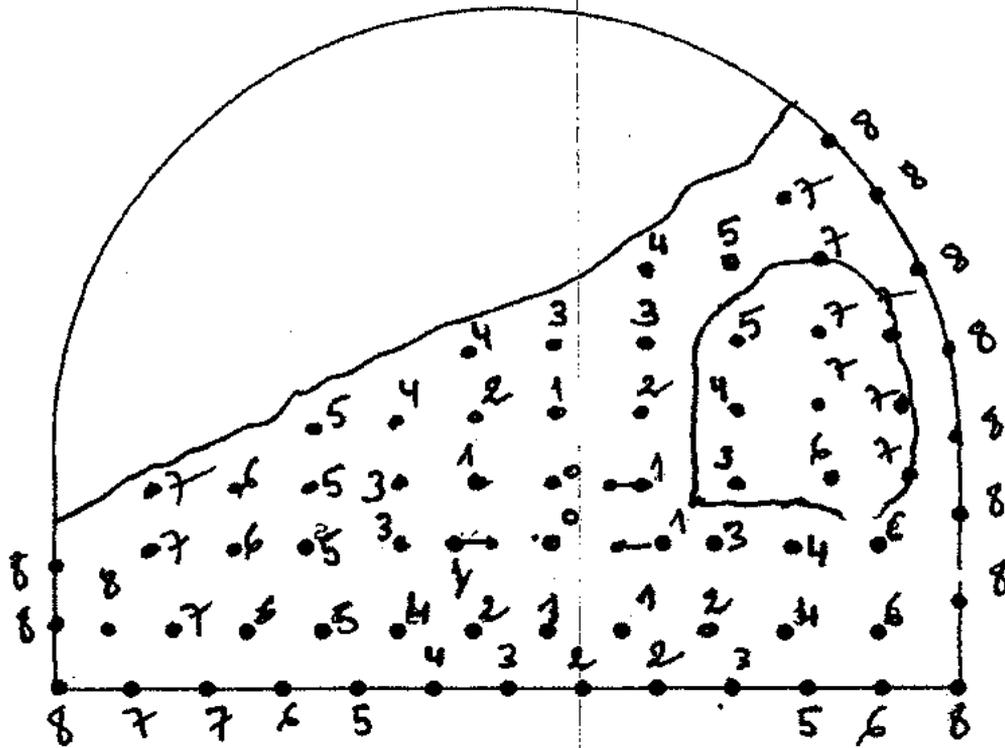
Bct : avec bouclier

Enf : avec enfilage

Pm : prédécoupage mécanique (pour terrains R2b à R5a)

Plan de tir du tunnel de Jijel

23-7-06



Calcul des quantités d'explosif par m3 d'excavation

Renseignements généraux

ouvrage Tunnel routier avec surface d'excavation de 98,00 m²
 nature du terrain calcaire fracturé
 Explosif Gelanite, cartouches Ø 50 x 350 mm
 Géométrie d'excavation: Avancement en pleine section avec diamètre de perforation Ø 57 mm

DIMENSIONNEMENT DES VOLEES

Mines selon plan annexé

REALISATION DU TIR

Volée: mt. 3,00
 surface tunnel m² 98
 Volume de matériau excavé m3 294,00
 longueur des trous 3,20
 Rinora Type à V avec trous de L= 3,20
 Schéma de perforation selon plan annexé
 Entre axe des trous de pourtour i=0,70
 Entre axe des trous de production i=1,00
 Diamètre des trous Ø 57mm

NOMBRE DES TROUS	retard	n° trou	Gelanite Ø 50		longueur	Kg/u	Kg/trous	Tot.Kg Exp.
			L. charge	n° cart.				
temps	0	2	1.40	4.00	0.35	0.86	3.440	6.880
	1	8	1.40	4.00	0.35	0.86	3.440	27.520
	2	8	1.40	4.00	0.35	0.86	3.440	27.520
	3	8	1.40	4.00	0.35	0.86	3.440	27.520
	4	8	1.40	4.00	0.35	0.86	3.440	27.520
	5	8	1.40	4.00	0.35	0.86	3.440	27.520
	6	8	1.40	4.00	0.35	0.86	3.440	27.520
	7	12	1.40	4.00	0.35	0.86	3.440	41.280
	8	12	1.40	4.00	0.35	0.86	3.440	41.280

trous totaux

74

Calcul des quantités d'explosif par m3 d'excavation

Renseignements généraux

ouvrage Tunnel routier avec surface d'excavation de 98,00 m²
 nature du terrain calcaire fracturé
 Explosif Gelanite, cartouches Ø 30 x 230 mm + Ø 25 x 140 mm
 Géométrie d'excavation: Avancement en pleine section avec diamètre de perforation Ø 38 mm

DIMENSIONNEMENT DES VOLEES

Mines selon plan annexé

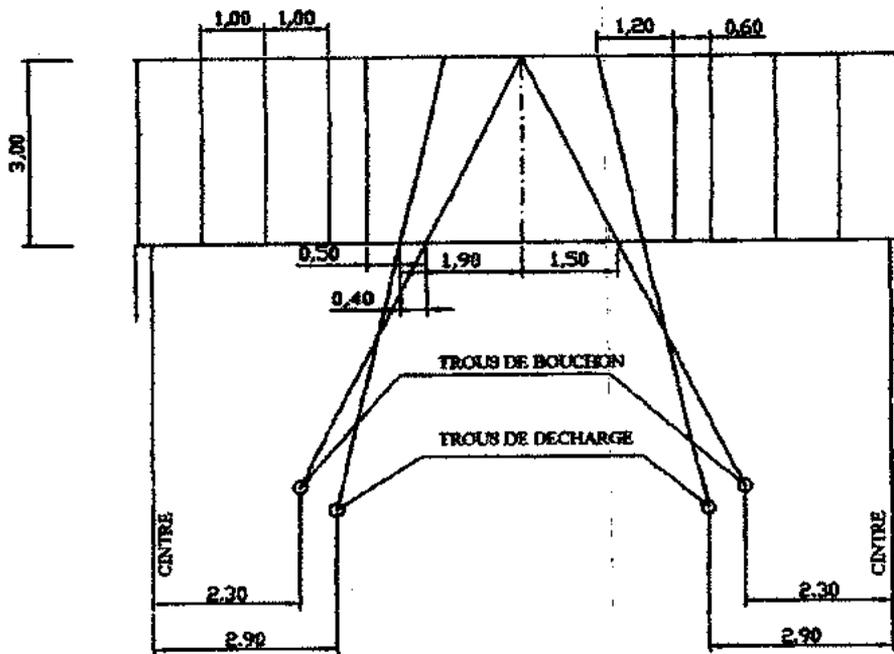
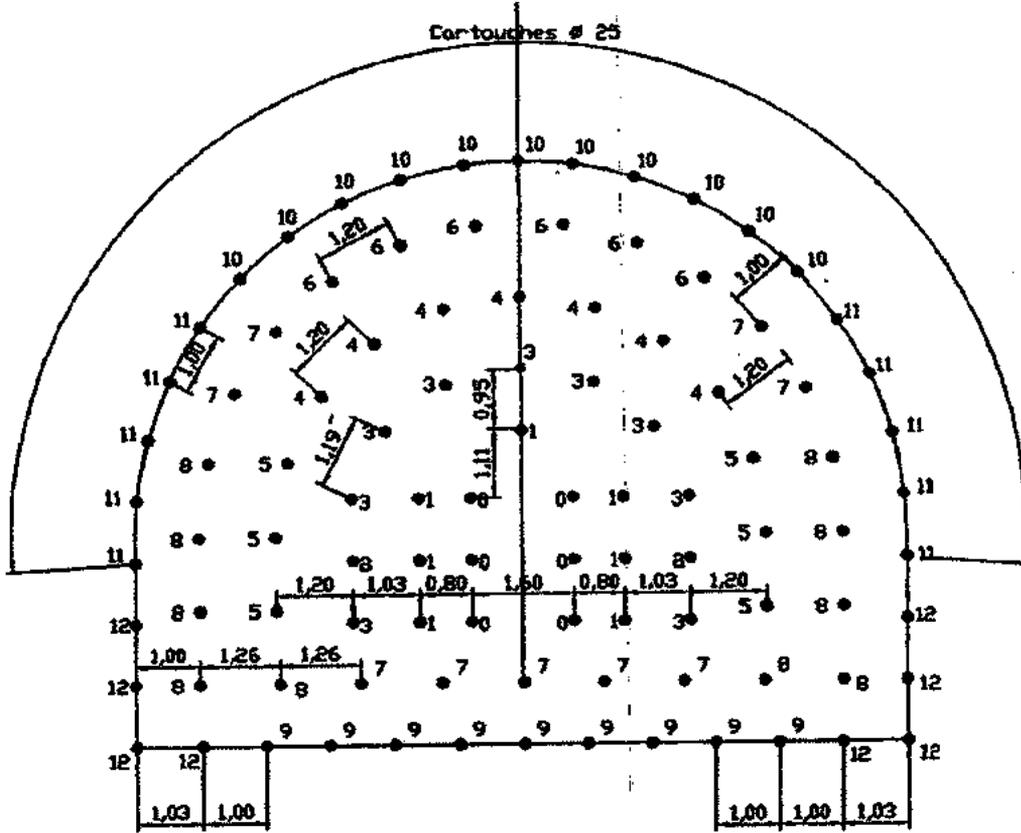
REALISATION DU TIR

Volée: mt. 3.00
 surface tunnel m² 98
 Volume de matériau excavé m3 294.00
 longueur des trous 3.20
 Rinora Type à V avec trous de L= 3,40
 Schéma de perforation selon plan annexé
 Entre axe des trous de pourtour i=1,00
 Entre axe des trous de production i=1,00
 Diamètre des trous Ø 38mm

NOMBRE DES TROUS

	retard	n° trous	L. charge	Gelanite Ø 25 mm - n° cart.	Gelanite Ø 30 mm - n° cart.	longueur cartouche	Kg/u cartouche	Kg/trous explosif	Tot.Kg Exp.	
temps	0	8	2.53		11.00		0.23	0.25	2.750	16.500
	1	8	2.53		11.00		0.23	0.25	2.750	16.500
	2	9	2.53		11.00		0.23	0.25	2.750	24.750
	3	0	2.30		10.00		0.23	0.25	2.500	0.000
	4	7	2.30		10.00		0.23	0.25	2.500	17.500
	5	8	2.30		10.00		0.23	0.25	2.500	15.000
	6	0	2.30		10.00		0.23	0.25	2.500	0.000
	7	14	2.30		10.00		0.23	0.25	2.500	35.000
	8	11	2.30		10.00		0.23	0.25	2.500	27.500
	9	9	2.30		10.00		0.23	0.25	2.500	22.500
	10	0	0.00	0.00			0.14	0.10	0.000	0.000
	11	21	1.82	13.00			0.14	0.10	1.300	27.300
	12	8	2.30		10.00		0.23	0.25	2.500	20.000
trous totaux		97						Tot. Explosif	222.550	

Plan de Tir du Tunnel du 10-10-2006



Calcul des quantités d'explosif par m3 d'excavation du 10/10/06

Renseignements généraux

ouvrage Tunnel routier avec surface d'excavation de 98,00 m²
 nature du terrain calcaire fracturé
 Explosif Gelanite, cartouches Ø 30 x 230 mm + Ø 25 x 140 mm
 Géométrie d'excavation: Avancement en pleine section avec diamètre de perforation Ø 38 mm

DIMENSIONNEMENT DES VOLEES

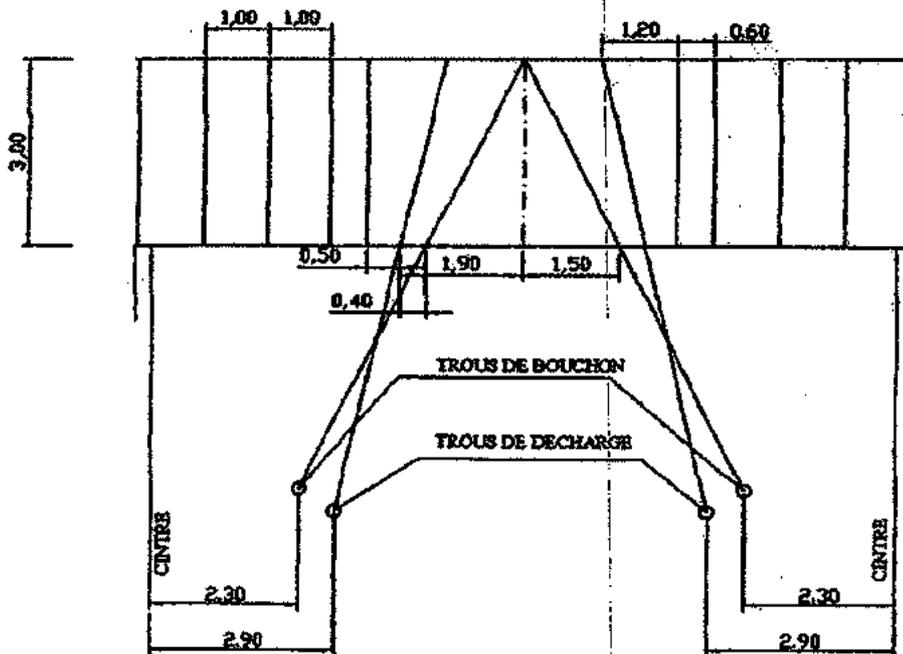
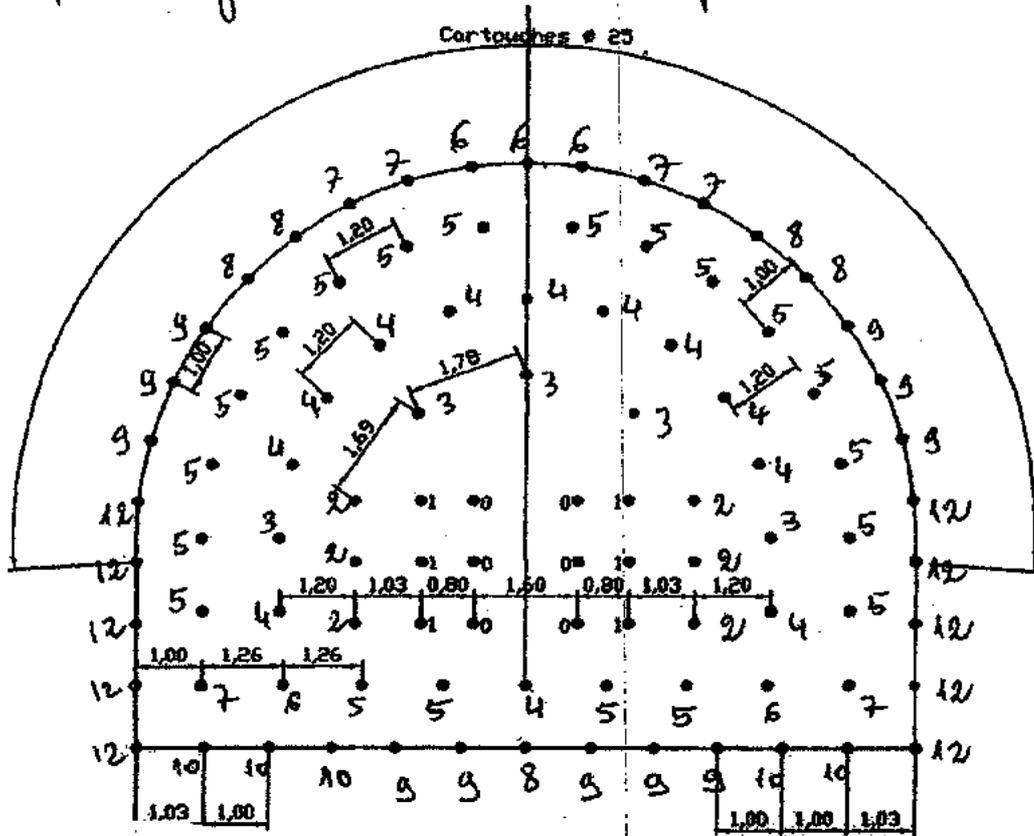
Mines selon plan annexé

REALISATION DU TIR

Volée: mt. 3,00
 surface tunnel m² 98
 Volume de matériau excavé m3 294,00
 longueur des trous 3,20
 Rinora Type à V avec trous de L= 3,40
 Schéma de perforation selon plan annexé
 Entre axe des trous de pourtour i=1,00
 Entre axe des trous de production i=1,00
 Diamètre des trous Ø 38mm

NOMBRE DES TROUS	retard	n° trous	L. charge	Gelanite Ø 25	Gelanite Ø 30	longueur cartouche	Kg/u cartouche	Kg/trous explosif	Tot.Kg Exp.	
				mm - n° cart.	mm - n° cart.					
temps	0	6	2.30			10.00	0.23	0.25	2.500	15.000
	1	7	2.30			10.00	0.23	0.25	2.500	17.500
	2	0	2.30			10.00	0.23	0.25	2.500	0.000
	3	11	2.30			10.00	0.23	0.25	2.500	27.500
	4	7	2.07			9.00	0.23	0.25	2.250	15.750
	5	6	2.07			9.00	0.23	0.25	2.250	13.500
	6	6	2.07			9.00	0.23	0.25	2.250	13.500
	7	9	2.07			9.00	0.23	0.25	2.250	20.250
	8	10	2.07			9.00	0.23	0.25	2.250	22.500
	9	9	2.07			9.00	0.23	0.25	2.250	20.250
	10	11	1.68	12.00			0.14	0.10	1.200	13.200
	11	10	1.68	12.00			0.14	0.10	1.200	12.000
	12	8	2.53			11.00	0.23	0.25	2.750	22.000
trous totaux		100							Tot. Explosif	212.950

Plan de tir pour les jours du 21-23-24 Septembre 2006



Calcul des quantités d'explosif par m3 d'excavation

Renseignements généraux

ouvrage Tunnel routier avec surface d'excavation de 98,00 m²
 nature du terrain calcaire fracturé
 Explosif Gelanite, cartouches Ø 30 x 230 mm + Ø 25 x 140 mm
 Géométrie d'excavation: Avancement en pleine section avec diamètre de perforation Ø 38 mm

DIMENSIONNEMENT DES VOLEES

Mines selon plan annexé
REALISATION DU TIR
 Volée: mt. 3,00
 surface tunnel m² 98
 Volume de matériau excavé m3 294,00
 longueur des trous 3,20
 Rinora Type à V avec trous de L= 3,40
 Schéma de perforation selon plan annexé
 Entre axe des trous de pourtour i=1,00
 Entre axe des trous de production i=1,00
 Diamètre des trous Ø 38mm

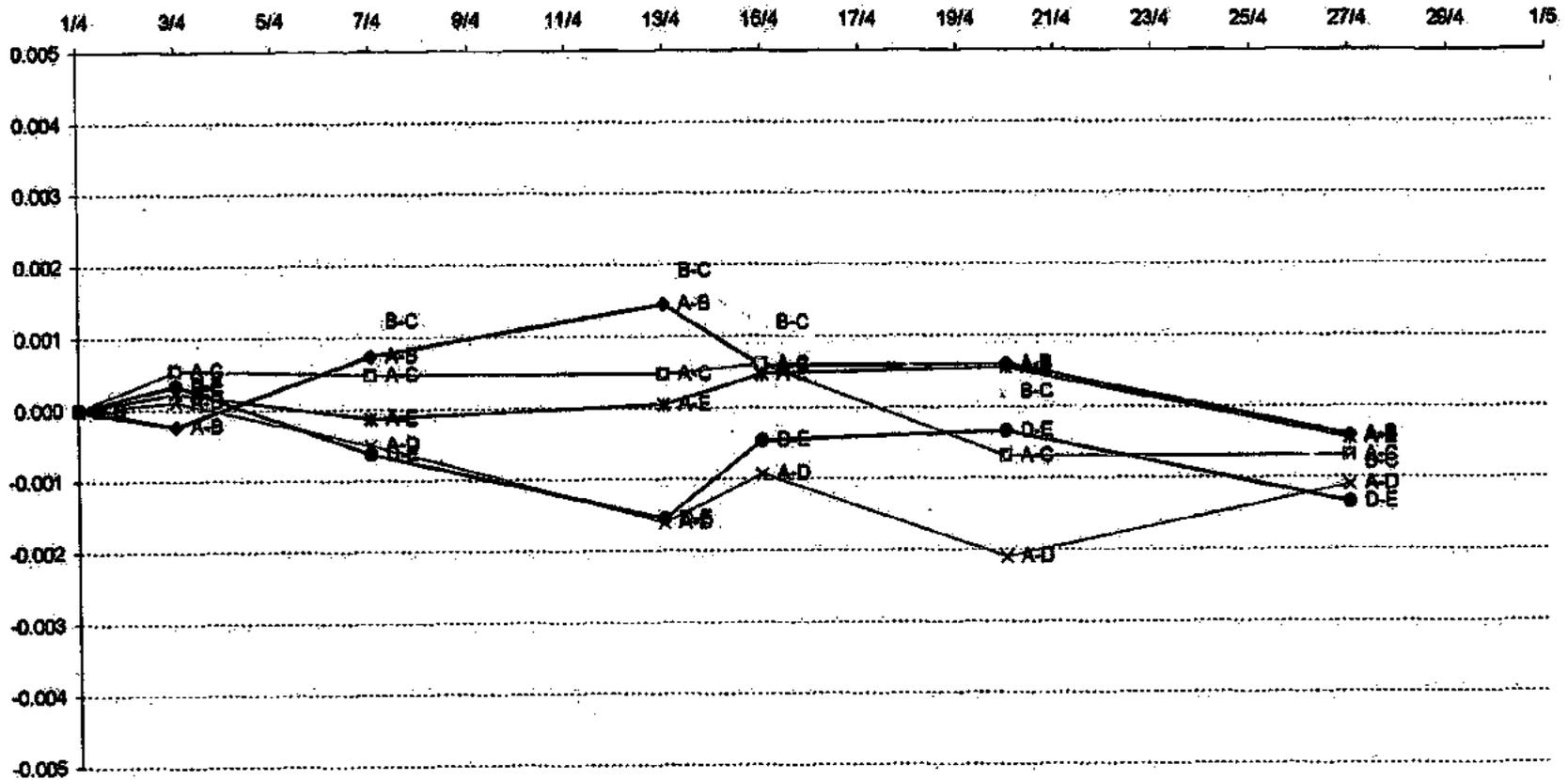
NOMBRE DES TROUS	retard	n° trous	L. charge	Gelanite Ø 25		longueur cartouche	Kg/u cartouche	Kg/trous explosif	Tot.Kg Exp.
				mm - n° cart.	mm - n° cart.				
bouchon	0	6	2,53		10,00	0,23	0,25	2,500	15,000
bouchon	1	6	2,53		10,00	0,23	0,25	2,500	15,000
bouchon	2	6	2,53		10,00	0,23	0,25	2,500	15,000
bouchon	3	3	2,53		10,00	0,23	0,25	2,500	7,500
	3	2	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	4,500
	4	12	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	27,000
	5	20	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	45,000
	6	2	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	4,500
pourtour	6	3	1,68	12,00		0,14	0,10	1,200	3,600
	7	2	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	4,500
pourtour	7	4	1,68	12,00		0,14	0,10	1,200	4,800
	8	1	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	2,250
pourtour	8	4	1,68	12,00		0,14	0,10	1,200	4,800
	9	5	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	11,250
pourtour	9	6	1,68	12,00		0,14	0,10	1,200	7,200
	10	5	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	11,250
	11	0	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	0,000
	12	6	2,30		9,00	0,23	0,25	2,250	13,500
pourtour	12	4	1,68	12,00		0,14	0,10	1,200	4,800
trous totaux		97						Tot. Explosif	201,450

PK 568.128

—◆— A-B —□— A-C —○— B-C —x— A-D —*— A-E —●— D-E

LA CONVERGENCE mm/jour

LES DISTANCES.



26/6	27/6	28/6	29/6	1/7	2/7	3/7	4/7	5/7	8/7	8/7	10/7	11/7	15/7	16/7	17/7
3.986	3.984	3.984	3.984	3.986	3.985	3.987	3.987	3.987	3.987	3.987	3.987	3.987	3.988	3.987	3.987
4.368	4.368	4.368	4.368	4.367	4.368	4.368	4.368	4.368	4.368	4.368	4.368	4.368	4.368	4.368	4.368
8.352	8.350	8.351	8.352	8.353	8.353	8.354	8.354	8.354	8.354	8.355	8.354	8.355	8.356	8.355	8.355
5.618	5.615	5.614	5.614	5.613	5.611	5.611	5.610	5.610	5.609	5.609	5.609	5.609	5.608	5.607	5.607
6.037	6.034	6.034	6.033	6.031	6.031	6.029	6.029	6.029	6.030	6.029	6.029	6.029	6.029	6.029	6.029
11.655	11.649	11.648	11.647	11.644	11.642	11.639	11.639	11.638	11.638	11.637	11.638	11.638	11.637	11.635	11.636

26/6	27/6	28/6	29/6	1/7	2/7	3/7	4/7	5/7	8/7	9/7	10/7	11/7	15/7	16/7	17/7
0.003	0.001	0.001	0.001	0.003	0.002	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.005	0.004	0.004
-0.002	-0.002	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	-0.001	-0.000	-0.001	0.002	-0.002	0.003	-0.003	-0.003	-0.003	-0.004	-0.003	0.004	-0.005	-0.004	-0.004
0.001	-0.002	-0.003	-0.003	-0.004	-0.006	-0.006	-0.007	-0.007	-0.008	-0.008	-0.008	-0.008	-0.009	-0.010	-0.010
-0.001	-0.004	-0.004	-0.005	-0.007	-0.007	-0.009	-0.009	-0.009	-0.008	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009
0.001	-0.005	-0.006	-0.007	-0.010	-0.012	-0.015	-0.015	-0.016	-0.016	-0.017	-0.016	-0.016	-0.017	-0.019	-0.018

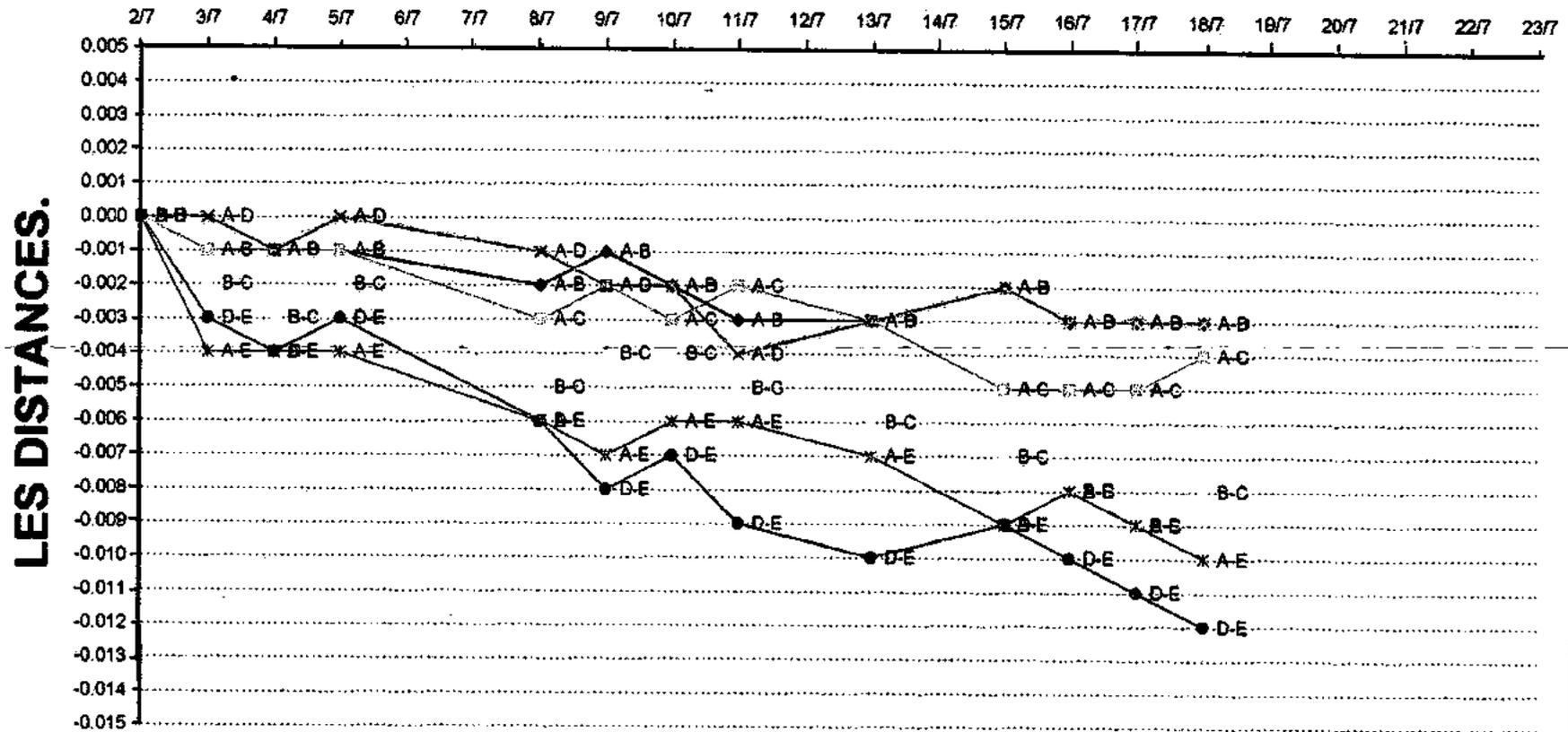
04-juil	04-juil
0.005	-0.017

bétonnage du	07-juil	07-juil
radier.	0.005	-0.017

CINTRE N° 15 AU PK 148.430

—●— AB —□— A-C BC —*— A-D —*— A-E —●— DE

LA CONVERGENCE mm/jour



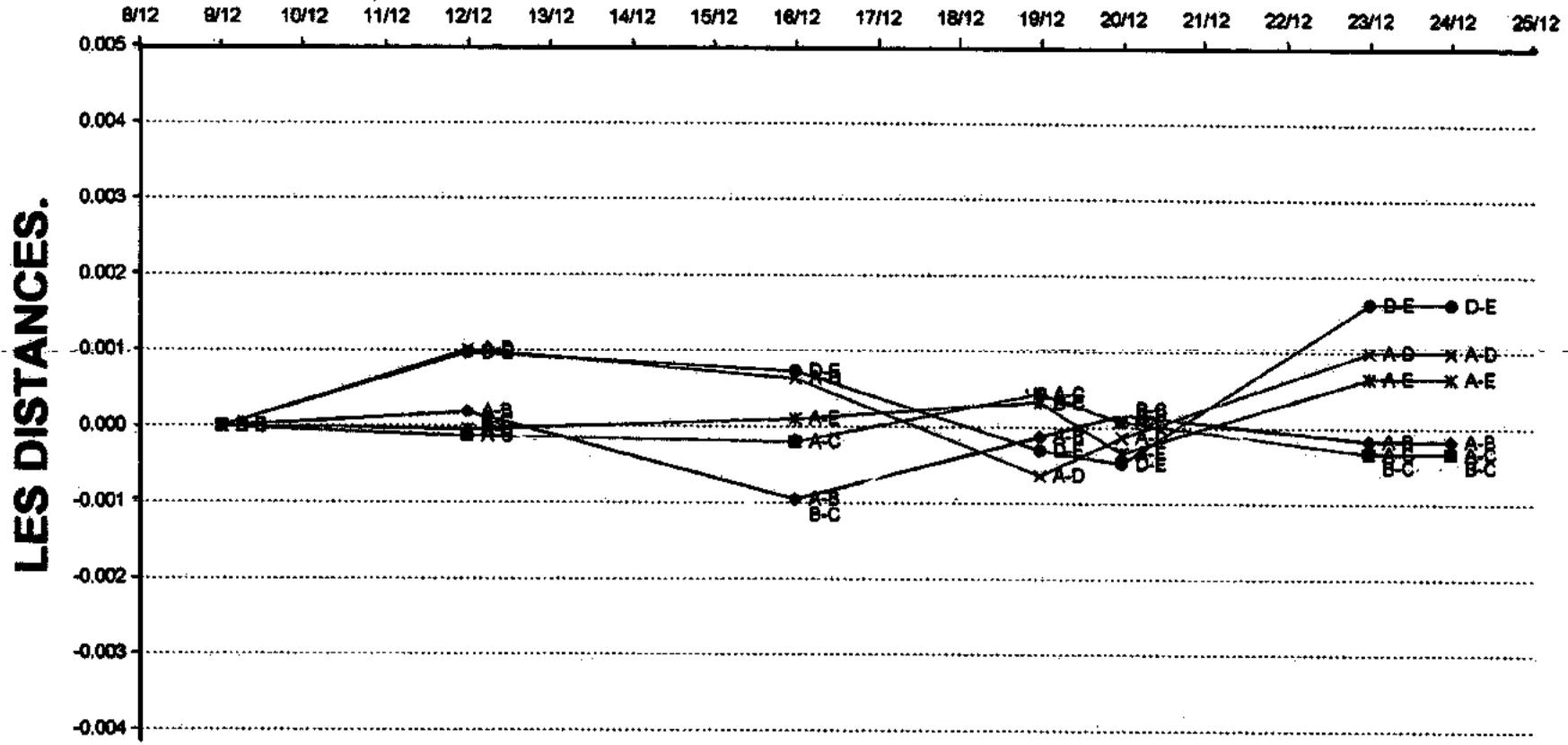
LES POIN	2/7	3/7	4/7	5/7	8/7	9/7	10/7	11/7	13/7	15/7	16/7	17/6	18/7
A-B	4.234	4.233	4.233	4.233	4.232	4.233	4.232	4.231	4.231	4.232	4.231	4.231	4.231
A-C	4.179	4.178	4.178	4.178	4.176	4.177	4.176	4.177	4.176	4.174	4.174	4.174	4.175
B-C	8.413	8.411	8.410	8.411	8.408	8.409	8.409	8.408	8.407	8.406	8.405	8.404	8.405
A-D	5.811	5.811	5.810	5.811	5.810	5.809	5.809	5.807	5.808	5.809	5.808	5.808	5.808
A-E	5.793	5.789	5.789	5.789	5.787	5.786	5.787	5.787	5.786	5.784	5.785	5.784	5.783
D-E	11.603	11.600	11.599	11.600	11.597	11.595	11.596	11.594	11.593	11.594	11.593	11.592	11.591

	2/7	3/7	4/7	5/7	8/7	9/7	10/7	11/7	13/7	15/7	16/7	17/7	18/7
A-B	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.002	-0.001	-0.002	-0.003	-0.003	-0.002	-0.003	-0.003	-0.003
A-C	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.003	-0.002	-0.003	-0.002	-0.003	-0.005	-0.005	-0.005	-0.004
B-C	0.000	-0.002	-0.003	-0.002	-0.005	-0.004	-0.004	-0.005	-0.006	-0.007	-0.008	-0.009	-0.008
A-D	0.000	0.000	-0.001	0.000	-0.001	-0.002	-0.002	-0.004	-0.003	-0.002	-0.003	-0.003	-0.003
A-E	0.000	-0.004	-0.004	-0.004	-0.006	-0.007	-0.006	-0.006	-0.007	-0.009	-0.008	-0.009	-0.010
D-E	0.000	-0.003	-0.004	-0.003	-0.006	-0.008	-0.007	-0.009	-0.010	-0.009	-0.010	-0.011	-0.012

CINTRE N°111 AU PK 261.65

—●— AB —■— AC —●— BC —x— AD —x— AE —●— DE

LA CONVERGENCE mm/jour



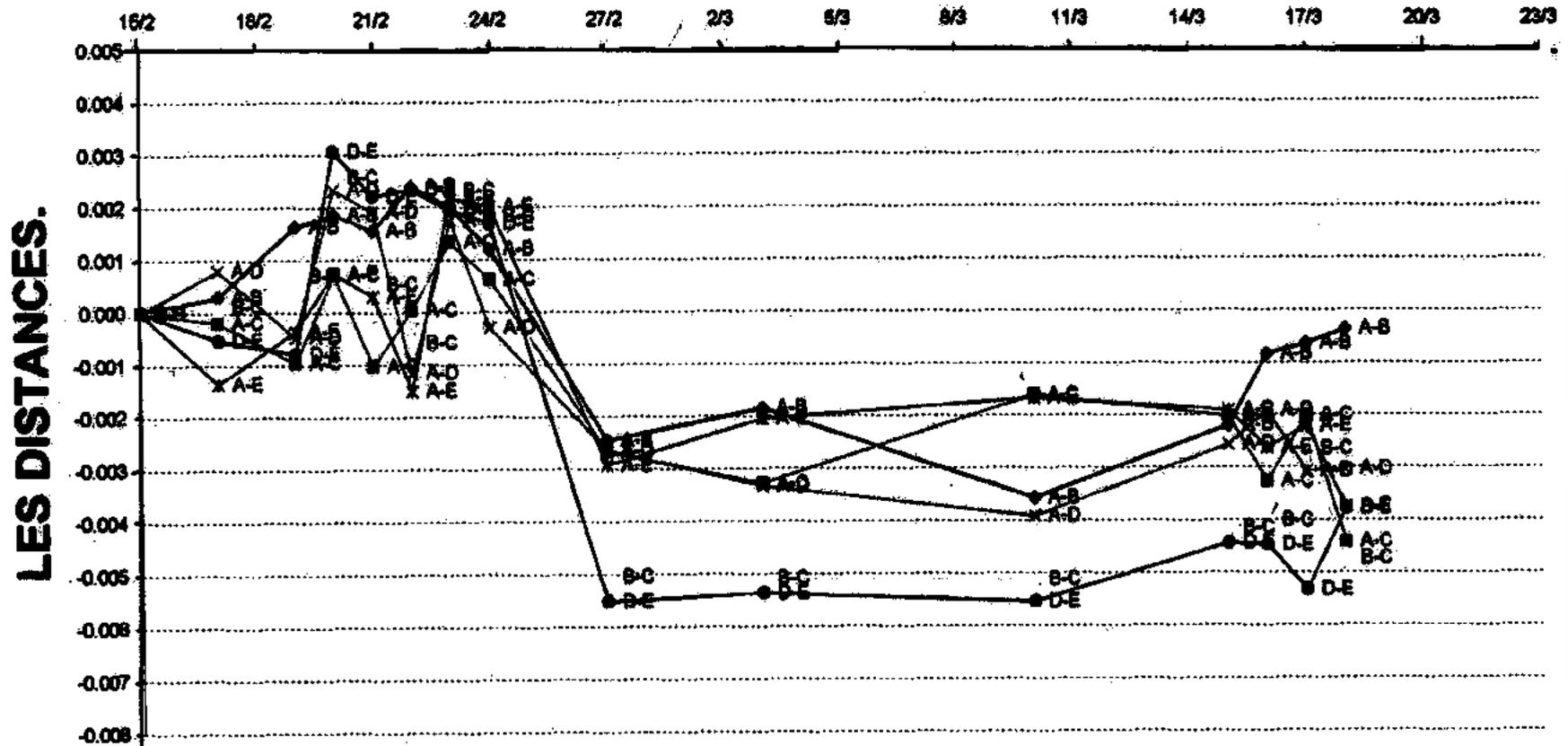
LES POIN	9/12/06	12/12/06	16/12/06	19/12/06	20/12/06	23/12/06	24/12/06
A-B	3.587	3.586	3.588	3.586	3.586	3.586	3.586
A-C	4.676	4.678	4.675	4.675	4.678	4.677	4.679
B-C	8.262	8.263	8.262	8.261	8.263	8.262	8.264
A-D	5.260	5.259	5.262	5.261	5.261	5.260	5.261
A-E	6.522	6.523	6.520	6.522	6.523	6.523	6.523
D-E	11.781	11.782	11.781	11.782	11.783	11.783	11.784

	9/12/06	12/12/06	16/12/06	19/12/06	20/12/06	23/12/06	24/12/06
A-B	0.000	-0.001	0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001
A-C	0.000	0.002	-0.002	-0.001	0.001	0.001	0.003
B-C	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.001	0.000	0.002
A-D	0.000	-0.001	0.002	0.002	0.001	0.001	0.002
A-E	0.000	0.001	-0.002	0.000	0.001	0.001	0.001
D-E	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.002	0.003

CINTRE N°197 AU PK 402.414

—●— AB —■— AC —●— BC —x— AD —*— AE —○— DE

LA CONVERGENCE mm/jour



LES POIN	152	172	182	202	212	222	232	242	272	33	103	153	183	183	203
A-B	4.618	4.619	4.620	4.620	4.620	4.621	4.620	4.619	4.616	4.616	4.615	4.616	4.617	4.618	4.618
A-C	4.706	4.706	4.705	4.706	4.705	4.706	4.707	4.708	4.703	4.702	4.704	4.704	4.702	4.704	4.701
B-C	9.323	9.323	9.323	9.325	9.323	9.322	9.325	9.324	9.318	9.318	9.317	9.318	9.319	9.320	9.318
A-D	5.264	5.265	5.264	5.267	5.266	5.263	5.266	5.264	5.262	5.261	5.261	5.262	5.263	5.261	5.261
A-E	6.427	6.426	6.427	6.428	6.428	6.426	6.430	6.429	6.425	6.425	6.426	6.426	6.425	6.425	6.424
D-E	11.689	11.689	11.689	11.692	11.692	11.692	11.691	11.691	11.684	11.684	11.684	11.685	11.685	11.684	11.686

	152	172	182	202	212	222	232	242	272	33	103	153	183	173	183
A-B	0.000	0.000	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001	-0.002	-0.002	-0.004	-0.002	-0.001	-0.001	0.000
A-C	0.000	0.000	-0.001	0.001	-0.001	0.000	0.001	0.001	-0.003	-0.003	-0.002	-0.002	-0.003	-0.002	-0.004
B-C	0.000	0.000	0.001	0.003	0.001	-0.001	0.002	0.002	-0.005	-0.005	-0.005	-0.004	-0.004	-0.003	-0.005
A-D	0.000	0.001	0.000	0.002	0.002	-0.001	0.002	0.000	-0.003	-0.003	-0.004	-0.003	-0.002	-0.003	-0.003
A-E	0.000	-0.001	0.000	0.001	0.000	-0.002	0.002	0.002	-0.003	-0.002	-0.002	-0.002	-0.003	-0.002	-0.004
D-E	0.000	-0.001	-0.001	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	-0.006	-0.005	-0.006	-0.004	-0.004	-0.005	-0.004

ASTALDI			TUNNEL OUED DAR EL OUED . W.DE JIJEL												DATE D'ELABORATION :					
			MESURES D'AUSCULTATION												02/06/2007					
N°	J-M-A-A	HEURE	PK du front	Distances du front	OP.1		OP.2		BE1 infra-dos		BE2 extra-dos		BE3 infra-dos		BE4 extra-dos		BE5 infra-dos		BE6 extra-dos	
					PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK	PK
1	16 Avr 2007	05:30:00	PK 0+713.12	14.25	3.89	4.00	718.9	30.9	795.9	22.2	840.9	35.9	650.5	36.9	875.9	29.2	834.4	26.8	835.6	27.2
2	17 Avr 2007	11:30:00	PK 0+715.92	17.05	3.89	4.00	718.8	28.9	801.6	29.7	838.5	33.2	656.7	33.9	874.9	27.4	838.2	26.2	835.6	27.2
3	18 Avr 2007	15:20:00	PK 0+720.87	22.00	3.93	4.04	718.4	26.5	803.0	26.8	833.5	29.6	661.6	29.9	874.4	26.1	836.9	26.2	836.9	26.2
4	19 Avr 2007	15:30:00	PK 0+726.93	28.06	3.91	4.02	718.5	25.3	803.4	25.5	830.1	28.3	662.2	28.3	875.5	25.2	838.2	25.3	838.2	25.3
5	21 Avr 2007	09:39:00	PK 0+730.31	31.44	3.89	3.99	718.6	24.5	803.8	24.7	826.6	26.9	663.3	26.9	876.6	24.3	839.4	24.4	839.4	24.4
6	22 Avr 2007	11:30:00	PK 0+735.42	36.55	3.89	3.98	715.2	25.2	808.0	25.2	824.0	27.9	655.1	27.6	874.8	25.1	838.4	25.0	838.4	25.0
7	23 Avr 2007	09:10:00	PK 0+737.99	39.12	3.90	4.02	712.0	26.8	802.2	26.4	823.0	28.4	655.9	28.0	874.4	26.0	838.4	25.7	838.4	25.7
8	24 Avr 2007	08:50:00	PK 0+738.59	39.72	3.90	4.01	712.7	26.3	802.2	26.0	821.2	28.2	655.3	28.6	874.8	25.8	838.4	25.6	838.4	25.6
9	25 Avr 2007	13:20:00	PK 0+740.74	41.87	3.90	4.00	711.6	26.2	802.3	26.1	822.8	28.3	653.9	28.3	874.8	25.8	838.4	25.6	838.4	25.6
10	26 Avr 2007	09:30:00	PK 0+742.96	44.09	3.89	3.99	711.6	26.8	802.3	26.1	820.6	28.7	654.2	28.2	874.7	25.3	838.6	25.3	838.6	25.3
11	27 Avr 2007	09:50:00	PK 0+745.96	47.09	3.89	3.99	711.4	23.3	804.2	23.8	817.8	26.1	654.4	26.8	875.0	25.2	838.9	25.0	838.9	25.0
12	28 Avr 2007	13:40:00	PK 0+745.96	47.09	3.89	3.99	712.4	23.4	804.2	23.2	818.5	25.3	656.0	25.0	875.6	22.8	840.9	22.6	840.9	22.6
13	29 Avr 2007	10:35:00	PK 0+746.96	48.09	3.89	3.99	712.0	22.6	804.9	22.4	818.0	24.4	653.2	24.2	877.2	21.7	841.0	21.9	841.0	21.9
14	02 Mai 2007	10:30:00	PK 0+746.96	48.09	3.89	3.98	712.5	18.2	806.1	18.5	813.5	18.9	658.1	19.4	877.6	18.1	842.5	18.3	842.5	18.3
15	03 Mai 2007	09:40:00	PK 0+747.96	49.09	3.87	3.97	712.8	19.2	806.5	19.2	816.5	20.4	656.6	20.2	877.2	18.4	842.1	18.7	842.1	18.7
16	05 Mai 2007	09:10:00	PK 0+748.56	50.09	3.89	3.95	712.7	17.4	807.1	17.8	813.2	18.8	657.0	19.1	877.7	17.4	842.4	17.7	842.4	17.7
17	06 Mai 2007	08:00:00	PK 0+750.56	51.89	3.90	3.98	712.6	17.2	807.3	17.8	812.2	18.9	656.2	19.3	877.7	17.3	842.1	17.7	842.1	17.7
18	07 Mai 2007	09:40:00	PK 0+753.56	54.89	3.89	3.98	712.4	17.7	807.1	18.2	812.1	18.9	656.3	19.3	877.1	17.7	841.9	18.0	841.9	18.0
19	08 Mai 2007	08:50:00	PK 0+755.56	56.89	3.89	3.97	712.2	18.0	807.1	18.4	811.9	19.3	656.4	19.4	878.7	16.0	841.4	18.2	841.4	18.2
20	09 Mai 2007	09:55:00	PK 0+755.56	56.89	3.89	3.97	713.7	17.2	807.9	17.9	815.6	18.6	658.7	18.9	878.2	17.8	842.6	18.0	842.6	18.0
21	10 Mai 2007	09:50:00	PK 0+755.56	56.89	3.90	3.97	716.9	17.1	808.7	17.5	816.7	18.1	660.3	18.4	878.8	17.2	843.3	17.5	843.3	17.5
22	12 Mai 2007	11:00:00	PK 0+755.56	56.89	3.90	3.97	715.6	17.2	809.3	17.5	818.1	18.0	662.4	17.9	878.8	17.4	843.7	17.4	843.7	17.4
23	13 Mai 2007	09:10:00	PK 0+755.56	56.89	3.91	3.97	715.3	17.7	808.9	17.8	817.9	18.3	660.9	18.5	879.1	17.7	843.1	17.9	843.1	17.9
24	14 Mai 2007	10:20:00	PK 0+755.56	56.89	3.91	3.98	713.5	18.7	808.4	18.60	818.3	19.0	660.9	18.9	877.9	18.5	842.7	18.5	842.7	18.5
25	15 Mai 2007	08:40:00	PK 0+755.56	56.89	3.91	3.97	714.7	18.4	808.3	18.7	817.8	18.9	660.2	18.1	878.3	18.3	842.4	18.8	842.4	18.8
26	19 Mai 2007	09:10:00	PK 0+755.56	56.89	3.89	3.97	716.1	17.1	810.0	17.3	817.0	17.2	664.1	17.3	878.6	17.0	842.8	17.1	842.8	17.1
27	21 Mai 2007	08:40:00	PK 0+755.56	56.89	3.91	4.00	711.7	19.5	808.2	19.3	819.3	19.4	662.5	19.2	876.7	18.3	841.8	19.1	841.8	19.1
28	24 Mai 2007	09:10:00	PK 0+755.56	56.89	3.91	4.01	706.4	21.8	805.6	21.6	818.9	21.7	658.9	21.5	876.2	21.5	840.1	21.3	840.1	21.3
29	27 Mai 2007	08:45:00	PK 0+755.56	56.89	3.89	4.00	713.4	20.1	807.9	20.2	818.2	20.5	660.7	20.4	875.9	19.9	840.7	19.9	840.7	19.9
30	30 Mai 2007	08:25:00	PK 0+755.56	56.89	3.87	4.02	713.7	19.1	808.3	19.2	817.2	19.3	662.1	19.3	875.7	19.1	840.6	19.1	840.6	19.1
31	02 Juin 2007	13:30:00	PK 0+755.56	56.89	3.88	4.01	713.4	19.7	807.8	19.6	817.2	20.1	660.9	20.0	875.7	19.6	840.0	19.8	840.0	19.8
32	05 Juin 2007	14:15:00	PK 0+755.56	56.89	3.88	4.00	715.3	18.7	809.7	18.6	817.4	18.9	663.2	18.9	877.6	18.6	841.3	18.6	841.3	18.6
33	09 Juin 2007	10:15:00	PK 0+755.56	56.89	3.90	4.00	716.1	18.6	810.2	18.7	815.9	18.7	664.3	18.8	877.6	18.7	841.2	18.7	841.2	18.7
34	11 Juin 2007	09:45:00	PK 0+755.56	56.89	3.90	3.99	711.9	20.2	808.3	20.0	819.2	20.9	662.8	20.0	877.3	20.1	840.5	19.9	840.5	19.9
35	14 Juin 2007	10:05:00	PK 0+755.56	56.89	3.90	4.00	711.9	20.8	807.6	20.7	819.2	20.9	661.4	20.8	877.6	20.5	840.2	20.5	840.2	20.5
36	21 Juin 2007	10:00:00	PK 0+755.56	56.89	3.91	4.02	712.8	20.5	808.2	20.5	819.2	21.1	661.4	21.0	877.5	20.2	840.0	20.2	840.0	20.2
37	28 Juin 2007	09:25:00	PK 0+755.56	56.89	3.91	4.02	712.3	21.1	808.7	21.2	821.1	21.9	661.4	21.7	877.9	20.8	840.6	19.9	840.6	19.9

NOTA : Les valeurs inscrites en rouge de la première ligne représentent la lecture initiale L0

ASTALDI				TUNNEL OUED DAR EL OUED - W DE JIJEL												DATE D'ELABORATION			
				MESURES D'AUSCULTATION												02/06/2007			
N°	JOUR	HEURE	PK du front	Distance du front (m)	CP1		CP2		BE1		BE2		BE3		BE4		BE5		
					SN/VELOS	SN/LOGOS	SN/VELOS	SN/LOGOS	SN/VELOS										
1	15 Fév 2007	19:00:00	PK 0+525.71	15.05	3.91	3.98	784.5	21.2	815.3	21.7	755.3	21.9	723.3	21.6	77.9	23.9	796.3	21.6	
2	17 Fév 2007	10:41:00	PK 0+529.04	18.39	3.99	3.95	788.7	21.2	824.2	21.5	755.8	21.9	725.2	21.6	78.5	23.9	802.7	21.6	
3	18 Fév 2007	16:20:00	PK 0+535.19	24.54	3.98	3.94	791.1	21.9	827.9	21.9	756.4	21.9	727.8	21.6	79.2	23.9	809.1	21.6	
4	19 Fév 2007	15:29:00	PK 0+541.90	31.25	3.98	3.94	794.1	20.1	830.8	20.4	759.7	21.9	727.4	21.2	78.3	21.5	803.3	21.4	
5	20 Fév 2007	15:40:00	PK 0+546.89	36.24	3.99	3.95	797.7	20.0	830.8	20.1	759.2	21.9	727.8	21.5	78.4	21.2	803.8	21.1	
6	21 Fév 2007	11:10:00	PK 0+549.89	39.24	3.98	3.92	793.9	19.8	831.6	19.9	759.9	22.3	727.8	21.6	78.0	20.8	804.2	20.5	
7	22 Fév 2007	13:06:00	PK 0+555.46	44.81	3.98	3.92	797.7	19.6	834.8	19.2	760.0	21.8	727.8	21.9	78.3	20.8	804.2	20.5	
8	23 Fév 2007	10:40:00	PK 0+561.52	50.87	3.98	3.92	791.2	20.5	829.6	20.1	759.2	22.1	727.8	21.2	78.2	21.7	803.3	21.0	
9	24 Fév 2007	17:30:00	PK 0+565.70	55.05	3.98	3.95	788.8	21.4	827.5	21.2	758.3	22.5	728.6	21.6	78.0	21.9	802.4	21.4	
10	25 Fév 2007	15:40:00	PK 0+568.05	57.40	3.97	3.92	787.9	21.6	826.6	21.3	758.6	21.9	725.8	21.9	77.8	22.8	801.1	21.8	
11	26 Fév 2007	11:35:00	PK 0+569.05	58.40	3.98	3.94	787.0	21.9	828.2	21.5	758.4	21.9	726.9	21.6	77.5	22.4	801.7	21.7	
12	27 Fév 2007	16:10:00	PK 0+572.12	61.47	3.98	3.93	785.5	21.2	826.7	21.1	759.4	22.6	726.8	21.6	78.0	21.7	802.4	21.3	
13	28 Fév 2007	15:50:00	PK 0+578.30	67.65	3.97	3.92	789.0	21.0	826.9	20.8	759.2	22.4	726.1	21.6	78.0	21.4	802.3	21.1	
14	01 Mar 2007	09:25:00	PK 0+581.53	70.68	3.97	3.92	788.2	21.3	826.4	20.1	758.3	22.8	726.1	21.6	77.9	21.9	802.3	21.3	
15	03 Mar 2007	11:20:00	PK 0+584.59	73.94	3.97	3.91	789.7	20.8	827.0	20.6	758.3	21.7	726.8	21.1	78.2	20.8	803.2	20.6	
16	04 Mar 2007	09:40:00	PK 0+584.59	73.94	3.97	3.91	790.6	20.3	827.6	20.9	758.1	21.1	727.3	21.3	78.0	20.4	803.7	20.2	
17	05 Mar 2007	11:00:00	PK 0+584.59	73.94	3.98	3.93	791.3	20.3	828.0	20.2	758.3	20.7	727.8	20.9	78.3	20.2	803.9	20.0	
18	06 Mar 2007	09:40:00	PK 0+584.59	73.94	3.97	3.92	791.5	20.0	828.2	19.9	758.3	20.4	728.1	20.6	78.3	20.0	804.0	19.8	
19	07 Mar 2007	09:45:00	PK 0+584.59	73.94	3.97	3.91	790.0	20.5	827.4	20.3	758.3	21.1	727.4	21.0	78.3	20.8	803.2	20.3	
20	08 Mar 2007	08:45:00	PK 0+586.87	76.22	3.97	3.91	789.3	20.7	828.8	20.5	759.0	21.5	725.7	21.5	78.0	20.9	802.6	20.5	
21	09 Mar 2007	10:40:00	PK 0+593.63	83.02	3.99	3.91	780.3	20.4	827.0	20.4	759.7	21.1	725.4	21.8	78.2	20.7	802.3	20.4	
22	10 Mar 2007	15:30:00	PK 0+600.07	89.42	3.97	3.91	780.9	20.9	826.9	20.8	760.0	20.8	725.2	21.2	78.1	20.8	802.3	20.4	
23	11 Mar 2007	10:00:00	PK 0+600.07	89.42	3.96	3.91	791.5	20.0	827.5	20.0	760.0	20.6	725.5	20.9	78.1	20.8	802.3	20.1	
24	12 Mar 2007	09:50:00	PK 0+607.09	86.44	3.97	3.89	789.3	20.6	826.6	20.8	758.0	21.7	725.6	21.8	77.5	21.0	802.9	20.4	
25	13 Mar 2007	10:00:00	PK 0+610.57	99.92	3.97	3.92	789.3	20.2	826.5	20.4	758.3	21.4	724.8	21.4	78.0	21.2	802.3	20.7	
26	14 Mar 2007	13:55:00	PK 0+615.98	105.31	3.98	3.93	781.0	20.0	827.3	20.0	759.4	20.7	725.0	20.9	78.0	20.7	802.6	20.4	
27	17 Mar 2007	11:25:00	PK 0+622.55	111.80	3.97	3.93	791.8	19.9	828.9	19.8	762.2	21.0	729.3	21.0	78.0	20.4	804.7	19.8	
28	20 Mar 2007	15:30:00	PK 0+633.61	122.86	3.88	3.92	792.3	18.8	829.0	18.7	759.0	20.9	737.6	21.0	78.1	20.0	805.5	19.8	
29	23 Mar 2007	10:25:00	PK 0+633.61	122.86	3.98	3.91	785.9	17.8	832.8	17.8	740.6	18.2	741.0	18.5	78.6	17.8	809.3	17.8	
30	26 Mar 2007	10:30:00	PK 0+633.61	122.86	3.98	3.91	785.9	17.8	832.8	17.8	740.6	18.2	741.0	18.5	78.6	17.8	809.3	17.8	
31	25 Mar 2007	14:50:00	PK 0+645.20	134.55	4.01	3.93	781.5	19.5	828.1	19.3	737.0	20.1	737.8	20.2	78.7	19.8	808.7	17.7	
32	02 Avr 2007	11:30:00	PK 0+661.71	151.06	4.00	3.93	785.6	21.9	824.5	21.0	732.7	22.4	733.6	22.4	73.3	21.9	801.0	21.3	
33	05 Avr 2007	09:10:00	PK 0+673.03	162.38	4.01	3.93	786.1	20.9	824.8	20.7	731.8	22.9	734.7	22.1	73.1	21.9	801.0	21.3	
34	08 Avr 2007	12:20:00	PK 0+681.42	170.77	4.01	3.94	784.4	21.5	823.2	21.8	731.7	23.0	732.8	22.8	71.3	22.4	799.4	21.8	
35	11 Avr 2007	11:15:00	PK 0+690.63	179.98	4.02	3.93	782.8	22.2	821.6	21.9	729.9	24.0	730.8	23.6	70.2	23.0	798.2	22.4	
36	14 Avr 2007	11:30:00	PK 0+708.22	197.57	4.03	3.98	783.2	22.0	821.1	21.8	734.3	22.9	730.7	22.9	71.2	22.5	798.0	22.1	
37	17 Avr 2007	11:40:00	PK 0+715.92	205.27	4.09	3.97	783.2	21.9	821.5	21.4	733.3	23.2	730.9	22.9	71.1	22.4	798.7	22.0	
38	24 Avr 2007	10:20:00	PK 0+738.59	227.94	4.09	3.95	781.3	22.8	818.2	22.5	732.0	23.8	728.0	23.9	70.4	23.5	796.6	22.9	
39	02 Mai 2007	10:35:00	PK 0+745.96	235.31	4.09	3.98	790.6	18.5	827.4	18.5	733.3	19.4	736.5	19.7	78.8	18.8	804.9	18.6	
40	16 Mai 2007	09:10:00	PK 0+755.56	244.92	4.12	3.94	784.2	31.0	803.8	30.4	722.5	31.0	718.0	30.6	75.6	28.5	784.6	27.8	
41	22 Mai 2007	10:25:00	PK 0+755.56	244.92	4.14	3.94	780.9	24.5	817.9	24.3	733.7	25.1	730.6	25.2	77.2	23.5	797.2	23.1	
42	21 Juin 2007	09:20:00	PK 0+755.56	244.92	4.15	3.94	786.1	22	822.7	21.7	735.5	22.5	735.6	22.5	76.2	21.6	785.5	21.8	

NOTA: Les valeurs inscrites en rouge de la première ligne représentent la lecture initiale (t0)

L'ADMINISTRATEUR

VISA DE L'INGÉNIEUR

ASTALDI				TUNNEL OUED DAR EL OUED - W. DE JIJEL										DATE D'ELABORATION : 02/06/2007			
N°	J.M.A.A.	HEURE	PK du front	Distance du front	BE 1 intra-dos		BE 3 extra-dos		BE 9 intra-dos		BE 10 extra-dos		BE 11 intra-dos		BE 2 extra-dos		
					VK 4200 VC	T.C	VK 4200 VC	T.C	VK 4200 VC	T.C	VK 4200 VC	T.C	VK 4200 VC	T.C	VK 4200 VC	T.C	
L1	16 Mai 2007	09:00:00	PK 0+755.56	244.92	716.3	32.3	851.8	22.8	701.9	33.5	838.3	23.5	629.6	29.0	765.2	29.1	
L1	19 Mai 2007	08:30:00	PK 0+755.56	244.92	708.9	25.5	857.6	26.3	658.9	27.1	814.6	27.6	623.0	23.6	755.4	23.6	
L2	20 Mai 2007	08:13:00	PK 0+755.56	244.92	707.7	24.7	857.1	25.6	658.2	25.7	810.8	26.3	622.3	23.1	753.9	23.2	
L3	21 Mai 2007	09:10:00	PK 0+755.56	244.92	707.3	24.3	857	25.1	661.9	25.3	809.4	25.8	623.0	23.5	754.1	23.3	
L4	22 Mai 2007	09:50:00	PK 0+755.56	244.92	707.4	24.1	857.1	24.8	656.8	25.0	807.7	25.5	622.8	23.3	753.9	23.2	
L5	23 Mai 2007	08:15:00	PK 0+755.56	244.92	707.3	23.9	857.2	24.6	652.3	24.8	809.0	25.2	622.8	23.4	753.8	23.2	
L6	24 Mai 2007	08:45:00	PK 0+755.56	244.92	707.6	24.1	857.4	24.7	653.9	24.9	808.7	25.3	623.5	23.9	754.0	23.5	
L7	26 Mai 2007	10:05:00	PK 0+755.56	244.92	707.0	23.7	857.5	24.3	650.6	24.9	808.5	25.2	622.8	23.4	754.0	23.2	
L8	27 Mai 2007	08:20:00	PK 0+755.56	244.92	706.8	23.3	857.6	24.1	651.3	24.5	808.3	25.0	622.6	23.2	753.8	22.9	
L9	28 Mai 2007	11:50:00	PK 0+755.56	244.92	706.2	23	857.6	23.8	653.6	24.3	806.4	24.4	621.9	22.7	753.0	22.4	
L10	29 Mai 2007	08:50:00	PK 0+755.56	244.92	705.4	22.5	857.3	23.3	654.4	23.7	803.1	24.2	621.4	21.7	751.8	22.1	
L11	30 Mai 2007	10:55:00	PK 0+755.56	244.92	705.1	22.1	857.2	22.9	654.3	22.8	802.4	23.8	620.8	21.1	751.6	21.8	
L12	31 Mai 2007	08:10:00	PK 0+755.56	244.92	704.6	21.8	857.1	22.6	654.8	22.9	801.8	23.4	620.4	21.0	750.8	21.1	
L13	02 Juin 2007	13:10:00	PK 0+755.56	244.92	704.5	21.4	857.5	21.2	654.9	22.7	801.6	23.0	620.5	20.6	750.9	21.3	
L14	03 Juin 2007	14:59:00	PK 0+755.56	244.92	704.3	21.4	857.4	22.3	654.7	22.6	800.2	23.0	620.3	21.5	750.8	21.4	
L15	04 Juin 2007	10:44:00	PK 0+755.56	244.92	703.9	21.3	857.2	22.1	654.5	22.3	798.8	22.8	619.9	21.2	750.2	21.0	
L16	05 Juin 2007	14:01:00	PK 0+755.56	244.92	703.7	21.1	857.2	21.9	653.7	22.1	797.5	22.5	619.5	20.5	749.8	20.8	
L17	06 Juin 2007	14:45:00	PK 0+755.56	244.92	703.6	21.0	857.4	21.8	653.6	21.8	797.3	22.4	619.6	20.9	749.9	20.7	
L18	07 Juin 2007	14:20:00	PK 0+755.56	244.92	703.9	21.2	857.5	21.8	653.4	22.0	797.3	22.4	620.0	21.1	750.3	21.0	
L19	09 Juin 2007	10:00:00	PK 0+755.56	244.92	703.7	21	857.5	21.8	653.4	21.9	797.3	22.4	619.7	20.9	750.2	20.9	
L20	10 Juin 2007	09:40:00	PK 0+755.56	244.92	703.6	21.0	857.6	21.7	653.4	21.7	797.3	22.2	619.7	21.0	750.0	20.3	
L21	11 Juin 2007	09:30:00	PK 0+755.56	244.92	703.9	21.2	857.9	21.8	653.4	21.9	797.3	22.3	620.0	21.3	750.5	21.0	
L22	12 Juin 2007	14:30:00	PK 0+755.56	244.92	704.2	21.4	858.2	22.0	653.4	21.9	797.3	22.5	620.4	21.6	750.9	21.3	
L23	13 Juin 2007	09:10:00	PK 0+755.56	244.92	704.4	21.6	858.3	22.1	653.4	22.3	797.3	22.6	620.6	21.3	751.1	21.3	
L24	14 Juin 2007	09:50:00	PK 0+755.56	244.92	704.7	21.7	858.4	22.3	653.4	22.1	797.3	22.7	620.8	21.6	751.4	21.6	
L25	18 Juin 2007	10:20:00	PK 0+755.56	244.92	704.5	21.7	858.4	22.4	653.4	22.1	797.3	22.8	620.7	21.8	751.6	21.9	
L26	21 Juin 2007	09:20:00	PK 0+755.56	244.92	705.8	21.3	859.2	23.0	653.4	23.6	797.3	23.9	621.7	22.8	752.9	22.4	
L27	24 Juin 2007	15:30:00	PK 0+755.56	244.92	706.6	23.0	859.5	23.3	653.4	24.0	797.3	24.1	622.3	23.2	753.7	22.7	
L28	27 Juin 2007	14:50:00	PK 0+755.56	244.92	707.2	23.5	859.6	23.8	653.4	24.6	797.3	24.3	622.6	23.5	754.4	23.2	
L29	30 Juin 2007	09:15:00	PK 0+755.56	244.92	706.7	23.1	859.3	23.4	653.4	23.8	797.3	24.1	621.8	23.1	753.8	22.8	

NOTA : Les valeurs inscrites en rouge de la première ligne représentant la lecture initiale L's

ASTALDI				TUNNEL OUED DAR EL OUED - W DE JIJEL												DATE D'ELABORATION :				
				MESURES D'AUSCULTATION												02/06/2007				
N°	JOUR/MOIS	HEURE	PK du point	Distance m (m)	CP1		CP 2		BE1 intra-dos		BE2 extra-dos		BE3 intra-dos		BE 4 extra-dos		BE 5 intra-dos		BE 6 extra-dos	
					EN 1006060	SN 1006060	EN 1006060	SN 1006060	EN 1006060	SN 1006060	EN 1006060	SN 1006060	EN 1006060	SN 1006060	EN 1006060	SN 1006060	EN 1006060	SN 1006060	EN 1006060	SN 1006060
1	31 Oct 2006	22:30:00	PK 0+282.56	3.80	3.72	3.91	369.3	27.9	637.2	27.3	747.0	25.2	677.3	25.6	858.6	25.6	682.9	25.6	631.4	25.6
2	12 Oct 2006	17:30:00	PK 0+286.18	6.40	3.73	3.92	669.7	25.4	608.0	24.9	767.0	28.2	676.7	28.0	871.6	25.4	682.9	25.6	631.4	25.6
3	14 Oct 2006	09:00:00	PK 0+286.94	8.16	3.74	3.96	649.9	31.3	693.5	30.7	783.9	32.2	663.8	34.2	863.8	33.8	638.5	34.5	638.5	34.5
4	15 Oct 2006	08:20:00	PK 0+288.94	10.16	3.72	3.95	661.3	27.5	592.7	27.2	757.6	29.1	680.8	30.1	860.2	30.4	628.6	30.9	628.6	30.9
5	16 Oct 2006	08:45:00	PK 0+291.69	12.38	3.72	3.95	646.4	28.0	589.3	27.6	751.9	27.5	679.2	28.1	857.4	29.1	625.6	29.5	625.6	29.5
6	17 Oct 2006	08:16:00	PK 0+293.84	15.03	3.73	3.96	647.3	27.6	586.6	27.0	749.9	27.3	679.0	27.5	854.6	29.0	627.3	29.0	627.3	29.0
7	18 Oct 2006	08:15:00	PK 0+296.99	18.21	3.74	3.97	646.9	29.1	586.7	28.5	749.9	27.2	677.8	27.3	853.8	28.4	624.4	28.5	624.4	28.5
8	19 Oct 2006	14:05:00	PK 0+298.65	19.87	3.74	3.98	644.8	30.4	587.8	28.6	745.5	27.1	676.2	27.0	852.4	28.2	624.6	28.0	624.6	28.0
9	20 Oct 2006	14:30:00	PK 0+300.98	22.20	3.77	3.96	643.9	28.3	586.2	28.3	745.9	26.6	677.4	26.5	852.6	27.2	624.9	27.2	624.9	27.2
10	21 Oct 2006	14:00:00	PK 0+300.88	22.20	3.78	3.96	642.9	28.3	583.4	27.7	745.8	26.4	678.8	26.6	852.7	26.9	624.6	27.0	624.6	27.0
11	27 Oct 2006	16:40:00	PK 0+303.66	24.80	3.74	3.95	640.6	27.9	584.7	27.1	745.9	26.1	677.1	26.9	850.9	27.2	623.7	27.8	623.7	27.8
12	28 Oct 2006	09:15:00	PK 0+306.21	27.35	3.74	3.96	639.1	26.7	585.6	26.8	746.1	24.6	677.5	24.6	848.4	26.3	622.6	26.1	622.6	26.1
13	29 Oct 2006	10:10:00	PK 0+308.72	29.94	3.72	3.95	639.6	28.2	587.6	27.3	744.6	24.4	677.6	24.1	847.7	26.3	622.6	26.0	622.6	26.0
14	30 Oct 2006	09:10:00	PK 0+311.36	32.58	3.72	3.96	637.0	28.6	585.8	26.8	749.5	25.0	675.8	24.7	846.6	26.8	622.6	26.5	622.6	26.5
15	02 Nov 2006	09:30:00	PK 0+313.94	35.16	3.73	3.96	637.0	26.2	582.4	25.8	743.9	24.6	675.7	24.6	848.1	24.8	623.5	24.8	623.5	24.8
16	05 Nov 2006	09:00:00	PK 0+321.65	42.77	3.73	3.96	636.0	26.9	581.2	29.4	743.2	24.6	676.4	24.4	849.0	25.1	619.8	25.0	619.8	25.0
17	08 Nov 2006	09:15:00	PK 0+330.31	51.53	3.72	3.95	647.4	25.7	592.2	25.3	750.5	22.4	688.1	22.8	863.3	23.2	620.8	23.3	620.8	23.3
18	11 Nov 2006	08:10:00	PK 0+335.17	56.39	3.72	3.92	651.6	23.1	593.8	22.7	750.0	21.3	690.8	21.6	871.0	21.1	626.6	21.3	626.6	21.3
19	14 Nov 2006	08:45:00	PK 0+341.46	62.66	3.73	3.96	649.8	25.9	593.0	25.8	744.7	23.9	678.4	23.8	868.9	23.4	619.4	23.3	619.4	23.3
20	18 Nov 2006	08:15:00	PK 0+351.14	72.36	3.72	3.93	647.2	24.7	589.9	24.3	744.4	23.1	677.3	23.3	869.4	22.9	619.3	23.0	619.3	23.0
21	21 Nov 2006	09:40:00	PK 0+357.69	78.87	3.72	3.94	645.6	26.8	590.8	26.9	742.0	23.5	676.5	23.3	866.6	23.3	618.8	23.1	618.8	23.1
22	25 Nov 2006	10:33:00	PK 0+366.67	87.89	3.72	3.99	643.4	24.9	587.4	24.3	742.0	23.0	675.4	23.1	865.2	22.8	617.9	22.8	617.9	22.8
23	28 Nov 2006	08:40:00	PK 0+374.03	95.25	3.72	3.98	641.7	26.7	586.3	25.2	740.2	24.0	673.4	24.0	863.9	24.9	616.7	24.0	616.7	24.0
24	30 Nov 2006	09:25:00	PK 0+379.48	100.70	3.72	3.98	641.5	25.0	586.2	24.5	741.8	23.0	675.2	23.0	865.0	23.2	617.4	23.3	617.4	23.3
25	07 Dec 2006	09:30:00	PK 0+384.26	115.48	3.72	3.96	649.6	26.2	593.5	24.5	738.7	23.5	671.6	23.4	862.2	23.3	615.0	23.2	615.0	23.2
26	14 Dec 2006	09:00:00	PK 0+415.96	137.18	3.72	3.95	646.9	22.8	591.4	22.6	734.4	20.6	676.2	20.7	864.3	20.7	615.3	20.9	615.3	20.9
27	21 Dec 2006	09:15:00	PK 0+428.97	150.19	3.72	3.95	647.4	22.1	590.5	21.7	743.7	20.0	676.3	20.1	863.4	20.0	614.1	20.1	614.1	20.1
28	27 Dec 2006	08:10:00	PK 0+432.34	153.53	3.72	3.95	648.5	19.8	591.6	19.5	746.8	18.4	678.0	18.6	864.4	18.4	614.6	18.5	614.6	18.5
29	04 Jan 2007	08:45:00	PK 0+432.34	153.53	3.73	3.90	646.7	18.8	592.2	18.5	746.7	17.2	679.2	17.4	864.0	17.4	613.9	17.5	613.9	17.5
30	10 Jan 2007	08:15:00	PK 0+441.00	162.22	3.72	3.99	647.7	20.4	591.2	20.0	744.4	18.5	677.7	18.6	861.6	18.7	611.9	18.7	611.9	18.7
31	18 Jan 2007	09:40:00	PK 0+449.39	170.61	3.73	3.96	646.6	22.6	591.2	22.2	744.8	19.6	677.4	19.6	864.2	20.0	613.0	19.9	613.0	19.9
32	25 Jan 2007	10:33:00	PK 0+469.14	180.36	3.71	3.91	645.6	20.9	589.9	20.4	746.7	19.2	678.3	19.2	863.9	19.7	612.9	19.6	612.9	19.6
33	03 Fév 2007	09:40:00	PK 0+485.62	208.84	3.73	3.94	657.6	28.5	603.6	27.0	722.7	30.4	661.3	28.9	851.2	26.6	611.5	25.8	611.5	25.8
34	09 Fév 2007	09:25:00	PK 0+504.31	225.54	3.74	3.96	652.1	25.7	592.7	25.0	732.3	30.0	662.3	29.6	855.9	23.3	612.5	23.2	612.5	23.2
35	16 Fév 2007	14:10:00	PK 0+525.70	246.92	3.73	3.94	652.1	23.9	593.4	23.4	741.2	25.6	671.7	25.6	857.6	22.0	613.3	22.0	613.3	22.0
36	22 Fév 2007	15:30:00	PK 0+555.46	276.86	3.73	3.94	652.5	22.5	594.1	21.9	745.9	23.0	677.2	23.0	859.3	20.6	614.3	20.6	614.3	20.6
37	22 Mar 2007	10:40:00	PK 0+633.61	354.83	3.72	3.92	657.2	20.6	597.8	20.2	749.5	20.2	683.0	20.2	861.3	19.6	616.0	19.6	616.0	19.6
38	23 Avr 2007	09:50:00	PK 0+737.99	459.21	3.76	3.96	670.7	21.3	607.8	20.7	747.6	20.4	681.4	20.3	859.7	20.7	614.7	20.6	614.7	20.6
39	22 Mai 2007	09:45:00	PK 0+755.66	476.78	3.74	3.94	671.3	20.4	610.2	19.9	747.8	19.6	683.4	19.6	869.5	19.7	625.4	19.7	625.4	19.7
40	21 Juin 2007	09:00:00	PK 0+755.66	476.78	3.75	3.97	671.4	21.6	610	21	745.4	20.9	680.8	20.6	870.4	20.1	627.4	21.3	627.4	21.3

NOTA: Les valeurs inscrites en rouge de la première ligne, représentent la lecture initiale. L.O.

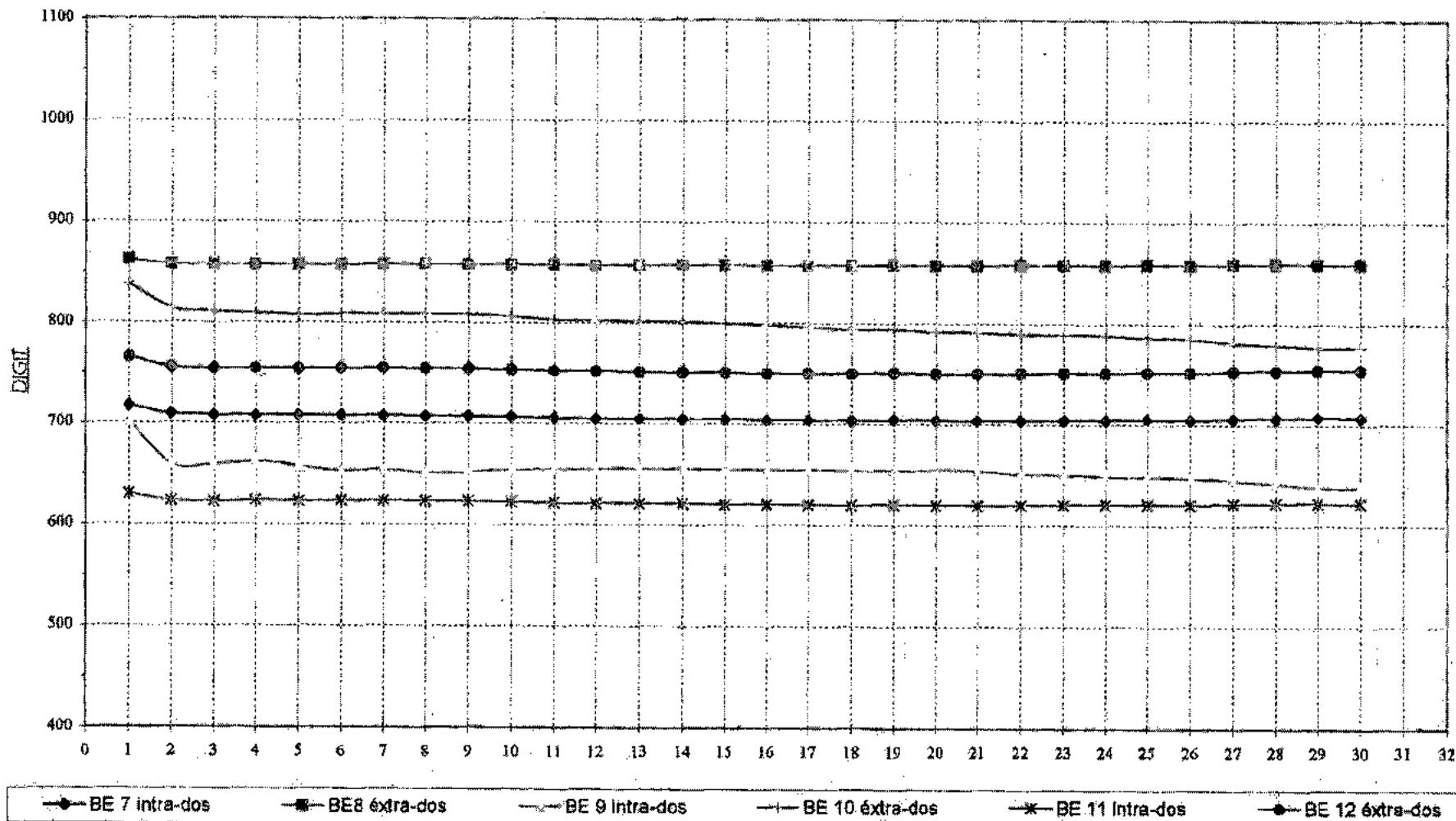
L'ADMINISTRATION

VISA DE L'INGENIEUR

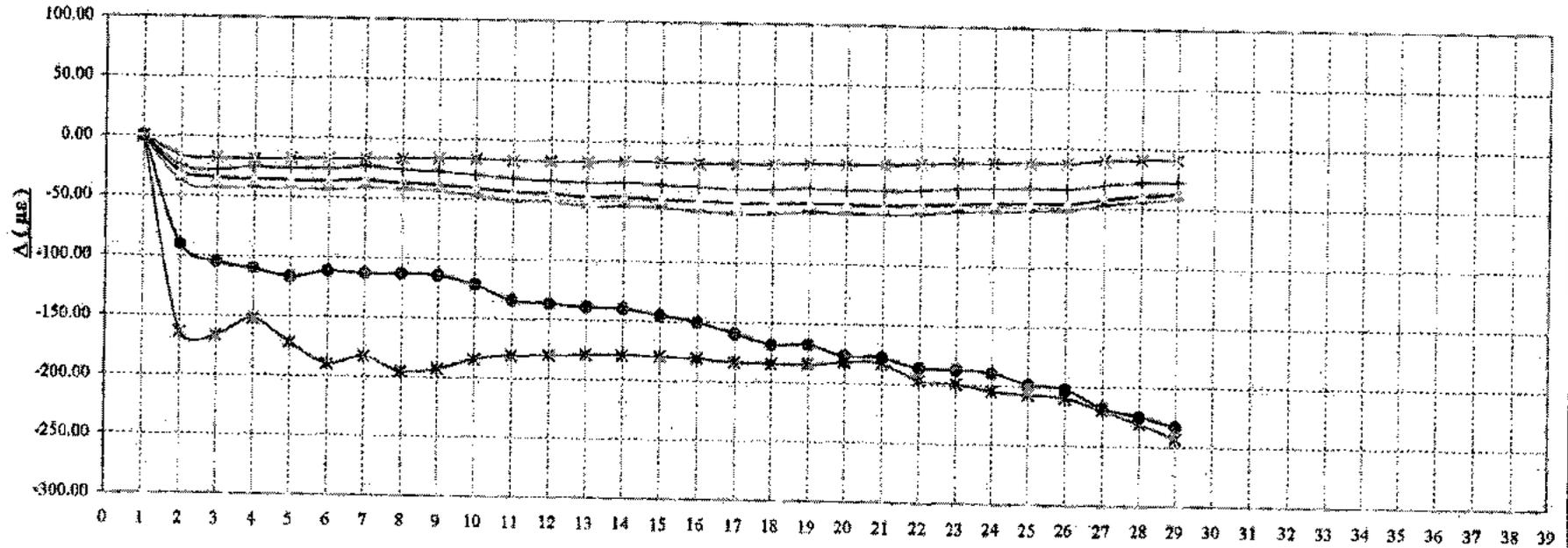
ASTALDI				TUNNEL OUED DAR EL OUED, W. DE JJEL										DATE D'ELABORATION : 02/06/2007		
N°	MM/AA	HEURE	PK (à l'arrêt)	Distance du front	BE 7 mètre des		BE 8 mètre des		BE 9 mètre des		BE 10 mètre des		BE 11 mètre des		BE 12 mètre des	
					VK 4200 VC	Digit	VK 4200 VC	Digit	VK 4200 VC	Digit	VK 4200 VC	Digit	VK 4200 VC	Digit	VK 4200 VC	Digit
L1	03 Fév 2007	10:30:00	PK 0+355.62	206.64	727.3	42.3	1015.0	43.3	513.9	37.1	740.7	37.9	738.5	29.6	589.0	30.5
L2	04 Fév 2007	08:38:00	PK 0+489.15	210.37	724.9	42.3	1010.7	43.5	513.9	37.1	740.7	37.9	738.5	29.6	589.0	30.5
L3	05 Fév 2007	10:40:00	PK 0+494.97	216.19	721.7	39.3	1007.5	40.2	492.5	32.8	736	33.3	738.5	26.4	585.6	27.0
L4	06 Fév 2007	13:07:00	PK 0+498.11	219.33	717.7	36.7	1004.6	37.1	483.7	29.9	732.2	30.3	732.7	24.7	584.0	25.1
L5	07 Fév 2007	11:03:00	PK 0+501.27	222.49	715.3	34.8	1002.5	34.9	475.9	27.9	729.3	28.6	731.4	23.4	583.1	23.9
L6	08 Fév 2007	14:40:00	PK 0+504.31	225.53	712.7	32.6	1000.4	32.6	471.8	26.0	726.8	26.9	730.2	22.5	581.6	22.8
L7	09 Fév 2007	14:16:00	PK 0+504.31	225.53	710.7	30.5	998.4	30.9	470.7	25.7	726.0	26.1	733.1	25.0	583.0	24.7
L8	10 Fév 2007	15:42:00	PK 0+507.41	228.63	709.2	29.7	996.7	29.6	467.9	24.8	725.1	25.2	731.0	22.9	581.0	23.2
L9	11 Fév 2007	10:45:00	PK 0+510.25	231.45	708.1	29.7	995.7	28.7	467.7	24.6	724.9	25.0	730.6	22.5	580.6	22.7
L10	12 Fév 2007	08:30:00	PK 0+513.07	234.27	707.1	29.7	994.9	27.8	466.9	24.1	724.1	24.5	730.1	22.1	580.1	22.3
L11	13 Fév 2007	14:38:00	PK 0+516.42	237.64	705.8	29.7	993.8	26.9	467.0	24.2	724.0	24.4	730.2	22.1	579.6	22.2
L12	14 Fév 2007	11:00:00	PK 0+519.40	240.62	705.2	29.7	993.3	26.3	466.8	24.0	723.8	24.2	729.9	21.8	579.2	22
L13	15 Fév 2007	09:35:00	PK 0+522.32	243.54	704.3	29.7	992.6	25.5	466.5	23.6	723.5	23.9	730.0	22.0	579.1	22.0
L14	17 Fév 2007	11:30:00	PK 0+529.04	250.26	703.3	29.7	991.2	24.6	465.2	22.3	722.2	22.9	728.7	20.6	577.5	20.7
L15	18 Fév 2007	17:15:00	PK 0+535.19	256.41	702.5	29.9	990.4	24.1	465.3	22.5	722.0	22.7	728.2	20.6	577.3	20.7
L16	19 Fév 2007	13:55:00	PK 0+541.89	263.11	702.4	29.7	990.1	23.8	464.9	22.2	721.8	22.6	728.8	20.3	577.0	20.5
L17	20 Fév 2007	14:42:00	PK 0+546.89	268.11	701.7	29.7	989.6	23.3	464.4	21.7	721.2	20.4	727.9	20.1	576.6	20.3
L18	21 Fév 2007	10:40:00	PK 0+549.84	271.06	701.5	29.7	989.3	23.1	464.1	21.5	721.0	21.9	726.4	19.8	576.2	20.0
L19	22 Fév 2007	13:20:00	PK 0+555.46	276.64	700.9	29.7	988.9	22.7	463.8	21.2	720.7	21.6	725.3	19.7	576.0	19.8
L20	23 Fév 2007	10:16:00	PK 0+561.32	282.74	700.6	29.7	988.6	22.4	463.6	21.1	720.5	21.4	724.2	20.0	576.1	20.0
L21	24 Fév 2007	17:16:00	PK 0+565.70	286.92	700.3	29.9	988.3	22.2	463.5	21.0	720.3	21.3	723.4	20.2	576.1	20.2
L22	25 Fév 2007	15:02:00	PK 0+568.05	289.27	700.1	29.7	988.1	21.9	463.3	20.8	720.0	21.1	721.7	20.0	575.7	20.1
L23	26 Fév 2007	10:30:00	PK 0+569.05	290.27	700.0	29.7	988.0	22.0	463.0	20.7	719.4	21.0	721.2	20.0	575.7	20.1
L24	27 Fév 2007	09:50:00	PK 0+572.02	293.24	699.8	29.7	987.9	21.9	463.1	20.6	719.7	20.8	720.2	19.9	575.6	20.0
L25	28 Fév 2007	15:43:00	PK 0+578.30	299.52	699.8	29.7	987.9	21.4	463.1	20.5	719.7	21.1	719.2	20.1	575.1	19.9
L26	03 Mar 2007	11:42:00	PK 0+584.59	305.81	699.4	29.7	987.5	21.5	463.6	20.8	719.7	21.1	719.2	20.1	574.8	19.9
L27	06 Mar 2007	09:55:00	PK 0+584.59	305.81	699.7	29.7	987.2	21.2	463.1	20.3	719.2	20.8	718.5	19.8	574.8	19.9
L28	09 Mar 2007	09:47:00	PK 0+590.17	311.39	698.8	29.7	987.0	20.9	463.1	20.3	718.8	20.6	717.5	19.6	574.6	19.7
L29	12 Mar 2007	09:20:00	PK 0+607.09	328.31	698.4	29.7	986.7	20.6	462.9	20	718.3	20.2	717.1	19.3	574.2	19.4
L30	17 Mar 2007	11:10:00	PK 0+622.55	343.77	698.0	29.7	986.4	20.2	462.7	19.8	717.9	20.0	716.6	19.2	574.2	18.9
L31	20 Mar 2007	14:50:00	PK 0+633.61	354.83	698.0	29.7	986.4	20.1	462.9	19.6	717.6	20.0	717.7	19.2	573.9	19.3
L32	24 Mar 2007	10:03:00	PK 0+633.61	354.83	697.3	29.7	985.6	19.4	461.6	18.3	716.3	18.8	715.6	17.6	573.4	19.7
L33	26 Mar 2007	10:00:00	PK 0+633.61	354.83	697.0	29.7	985.4	19.2	461.7	18.2	716.1	18.6	715.7	17.6	573.2	19.8
L34	29 Mar 2007	14:00:00	PK 0+645.20	366.42	696.9	29.7	985.4	18.8	463.2	19.4	717.2	19.6	716.4	18.5	573.6	18.5
L35	07 Avr 2007	13:00:00	PK 0+678.81	400.03	697.7	19.7	986.2	19.6	464.8	20.5	718.2	20.7	715.0	19.0	573.7	19.0
L36	14 Avr 2007	15:20:00	PK 0+705.73	426.95	698.6	20.4	987.2	20.4	471.6	21.6	718.5	21.7	714.4	20.7	574.7	20.6
L37	21 Avr 2007	10:02:00	PK 0+730.31	451.53	699.0	20.6	987.7	20.7	472.7	21.9	719.0	22.0	713.2	20.5	574.5	20.6
L38	28 Avr 2007	10:40:00	PK 0+745.96	467.18	699.5	21.0	988.2	21.0	467.6	22.1	719.0	22.2	713.3	21.1	574.5	21.1
L39	28 Mai 2007	12:10:00	PK 0+755.57	476.79	699.8	20.9	988.0	21.0	471.6	21.4	716.9	21.6	716.2	20.6	582.6	20.7
L40	28 Juin 2007	10:40:00	PK 0+755.57	476.79	701.7	22.3	986.8	22.2	472.9	23.3	718.1	23.4	719.5	22.8	593.3	22.8

NOTA : Les valeurs inscrites en rouge de la première ligne représentent la lecture initiale L0.

EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION
(Barrettes Extensométriques)

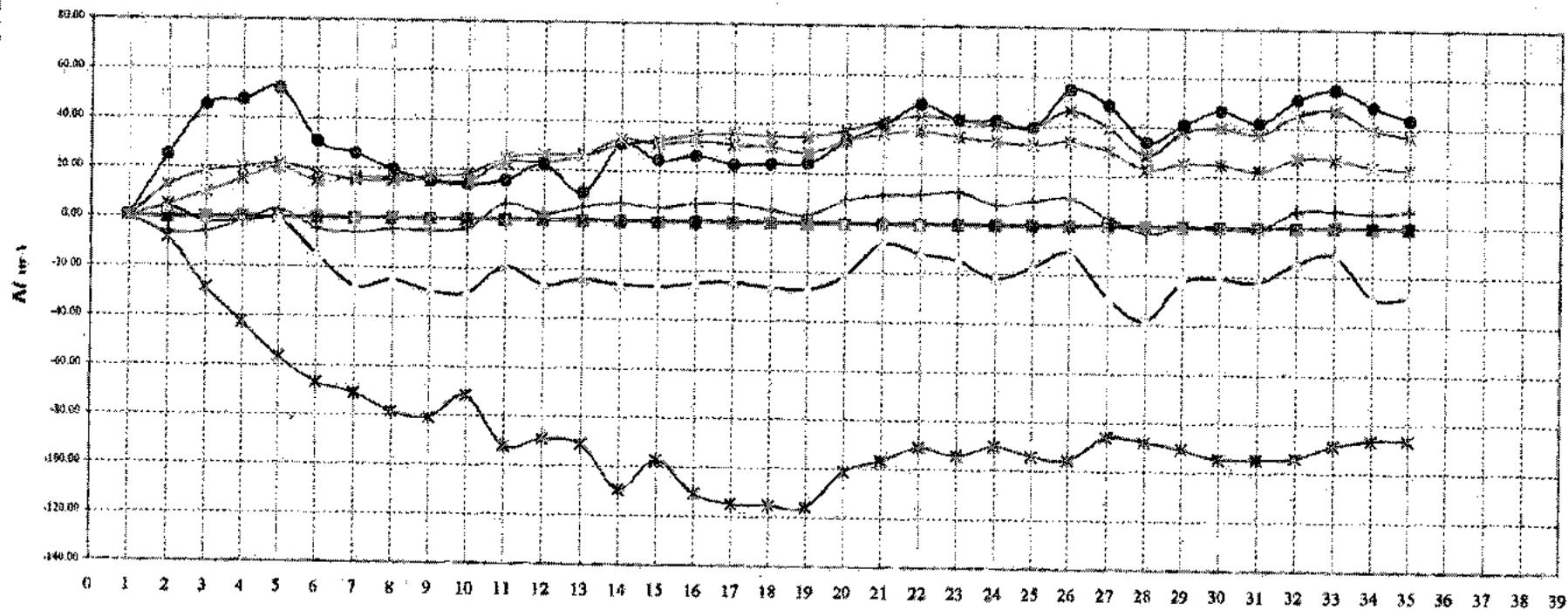


EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION



--- BE 7 Intra-dos -x- BE 8 Extra-dos -*- BE 9 Intra-dos ● BE 10 Extra-dos -+ BE 11 Intra-dos -o- BE 12 Extra-dos

EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION



—●— Cellule de Pression n°1

-□- Cellule de Pression n°2

--- BE 1 intra-dos

-△- BE 2 Extra-dos

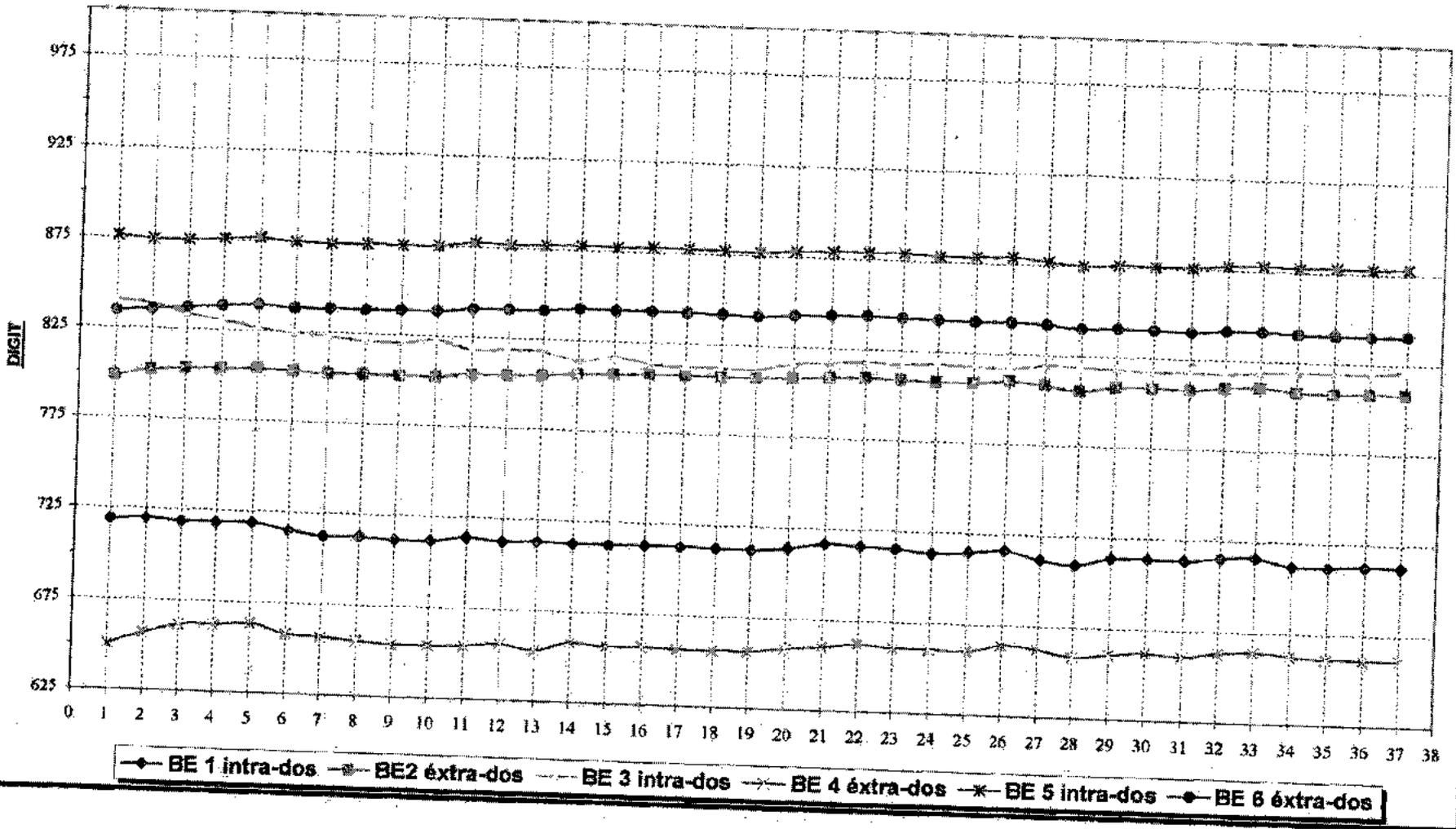
-*-- BE 3 Intra-dos

-●- BE 4 Extra-dos

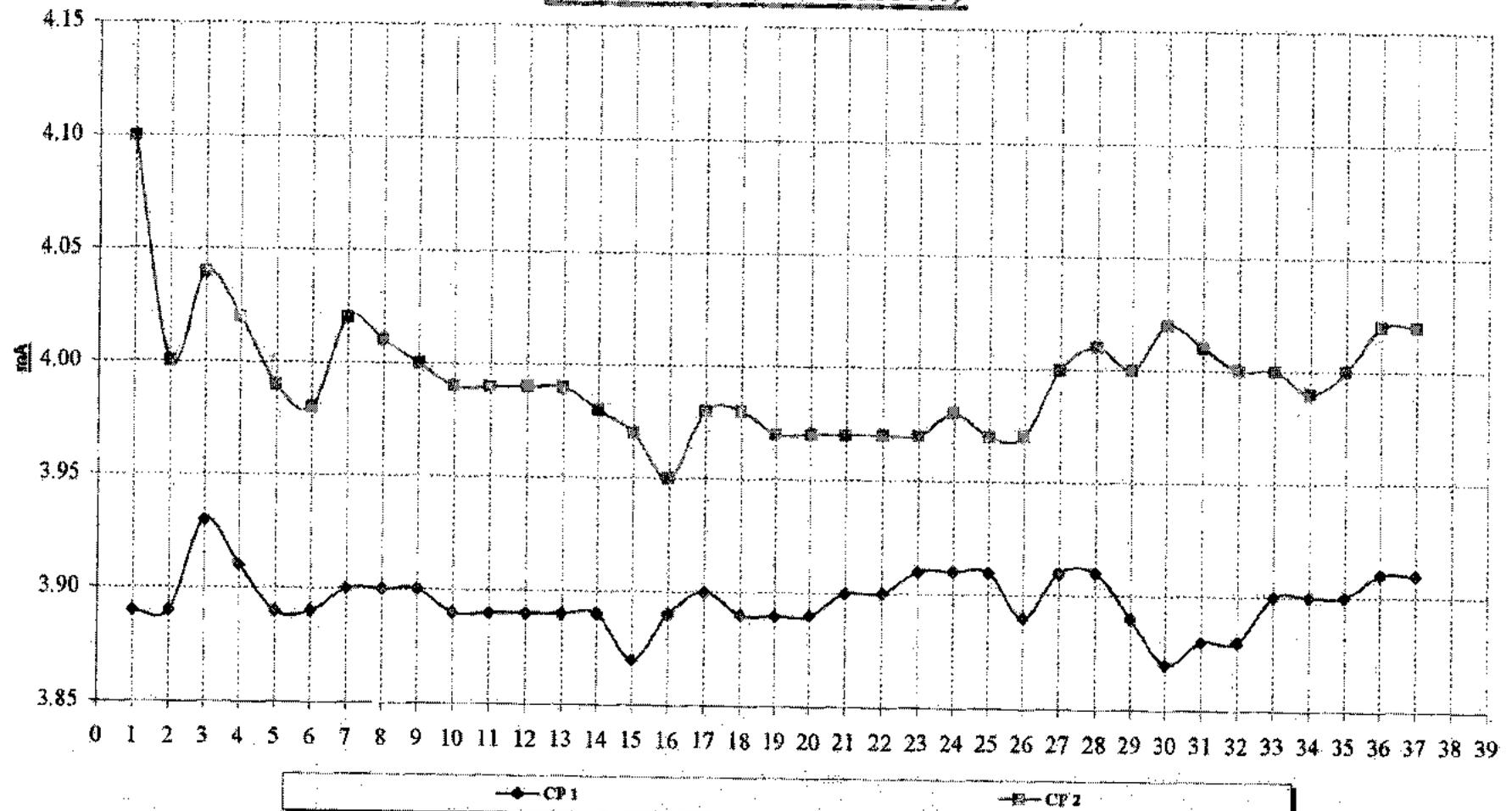
-+-- BE 5 Intra-dos

-*-- BE 6 Extra-dos

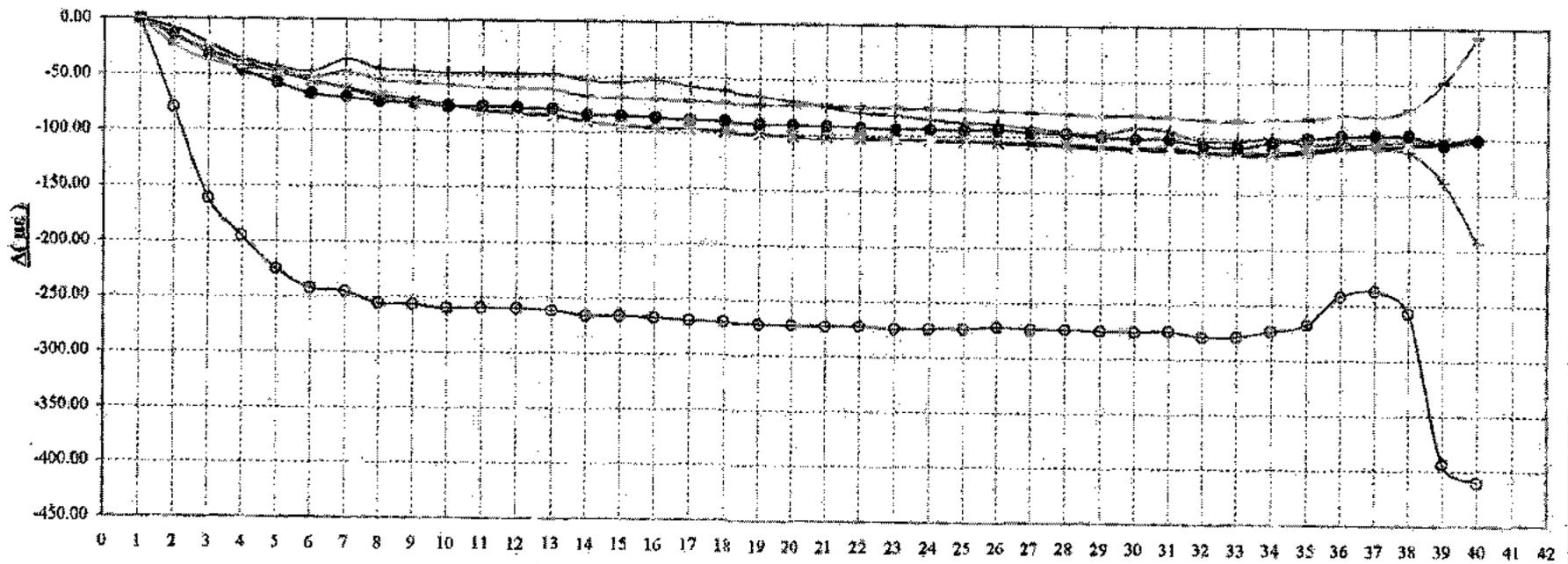
EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION
(Barrettes Extensométriques)



EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION (Cellules de Pression)



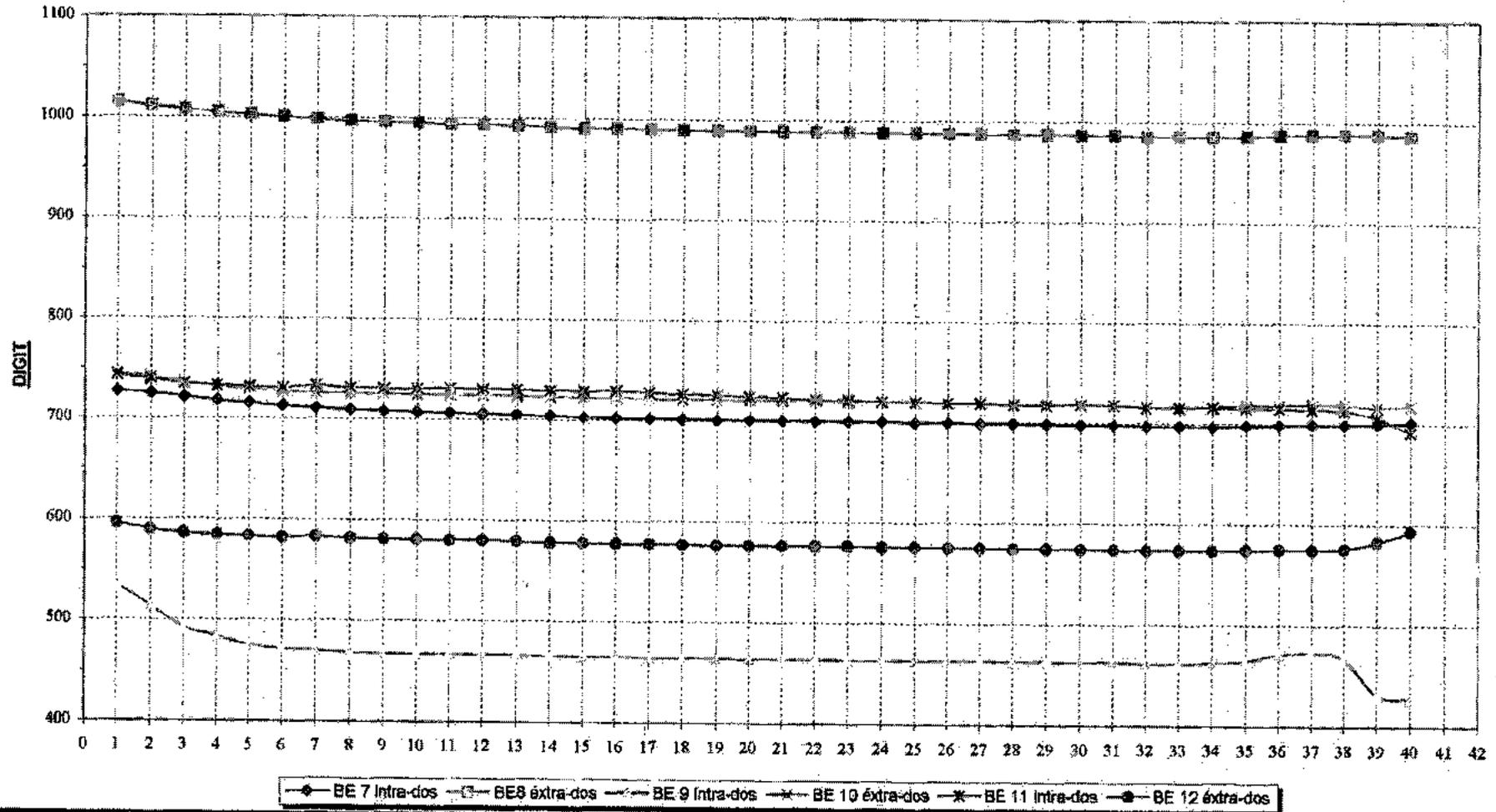
EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION



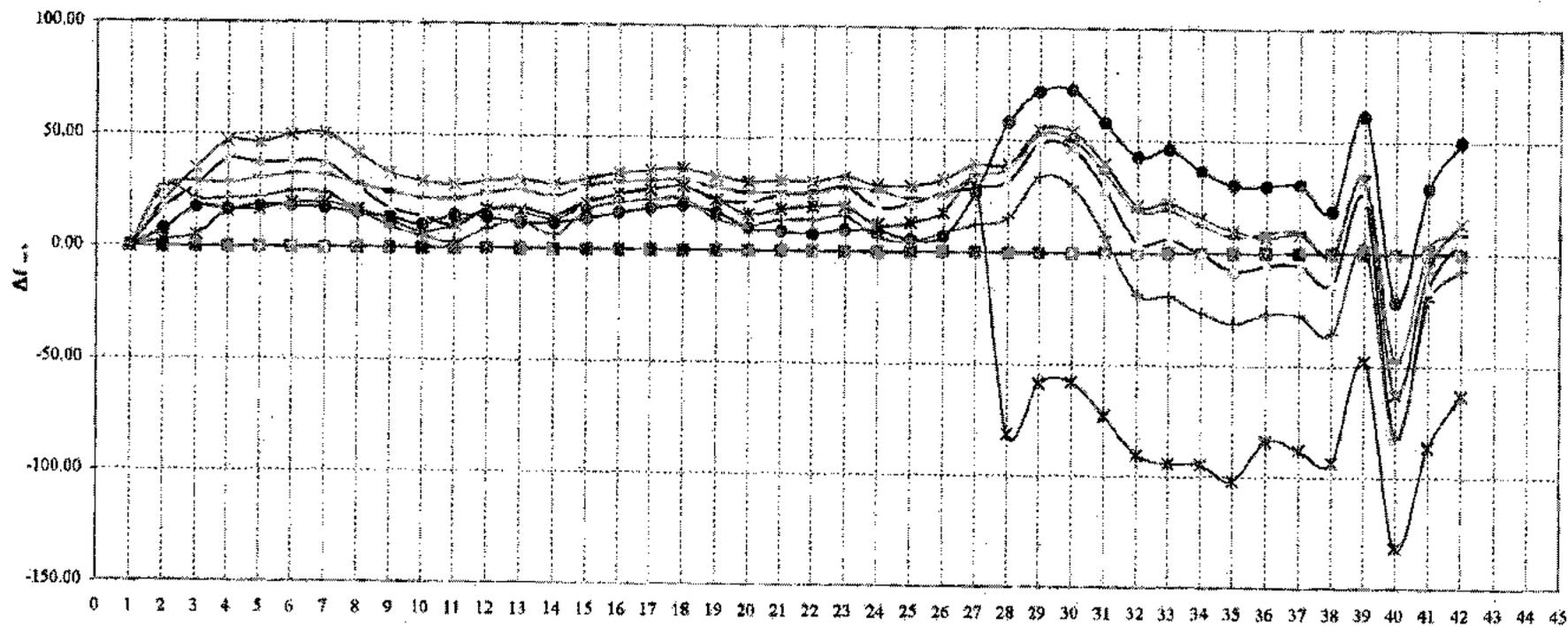
—●— BE 7 Intra-dos
—▲— BE 8 Extra-dos
—○— BE 9 Intra-dos
—●— BE 10 Extra-dos
—▲— BE 11 Intra-dos
—○— BE 12 Extra-dos

EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION

(Barrettes Extensométriques)



EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION



● Cellule de Pression n° 1

■ Cellule de Pression n°2

--- BE 1 intra-dos

-x- BE 2 Extra

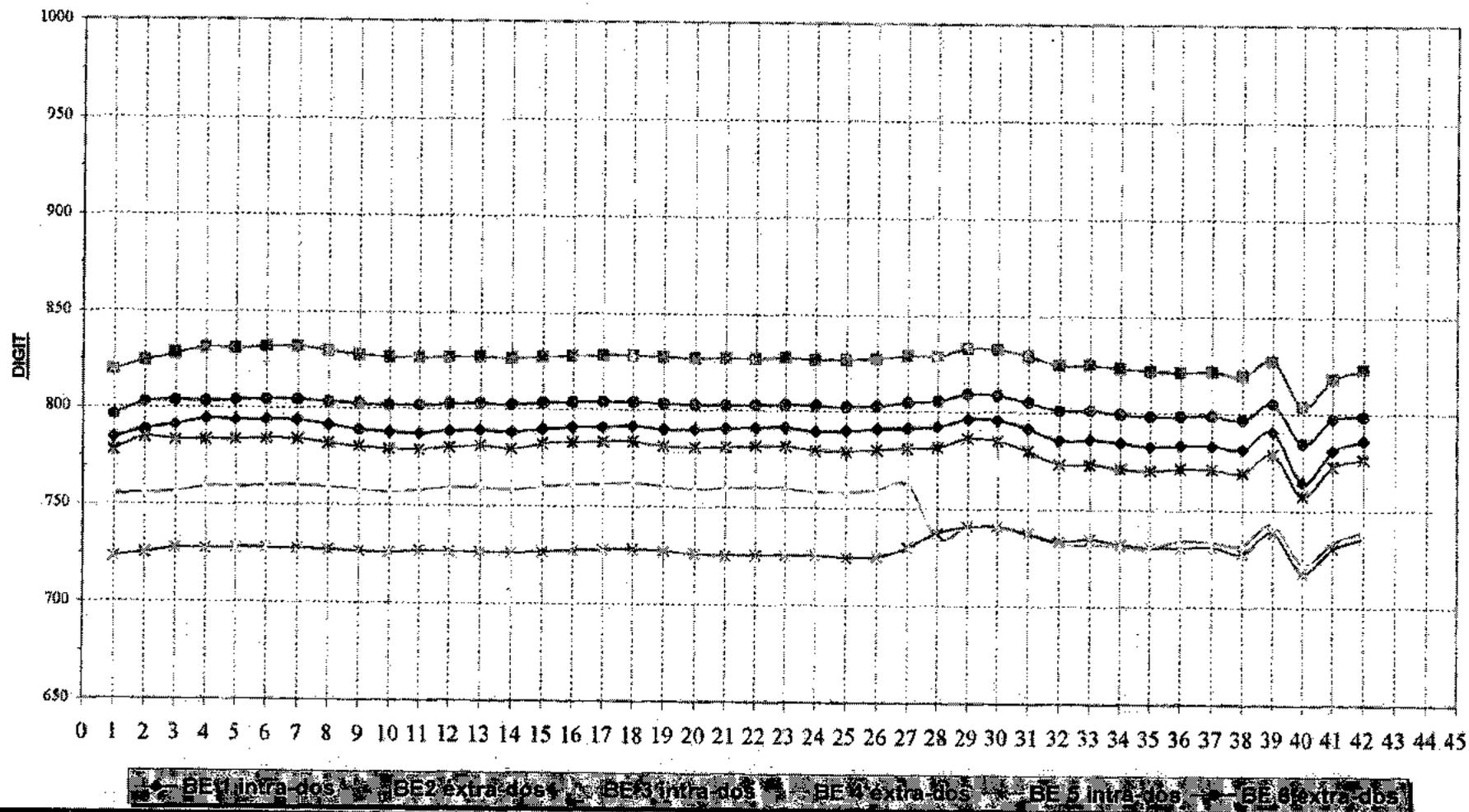
* BE 3 Intra-dos

● BE 4 Extra-dos

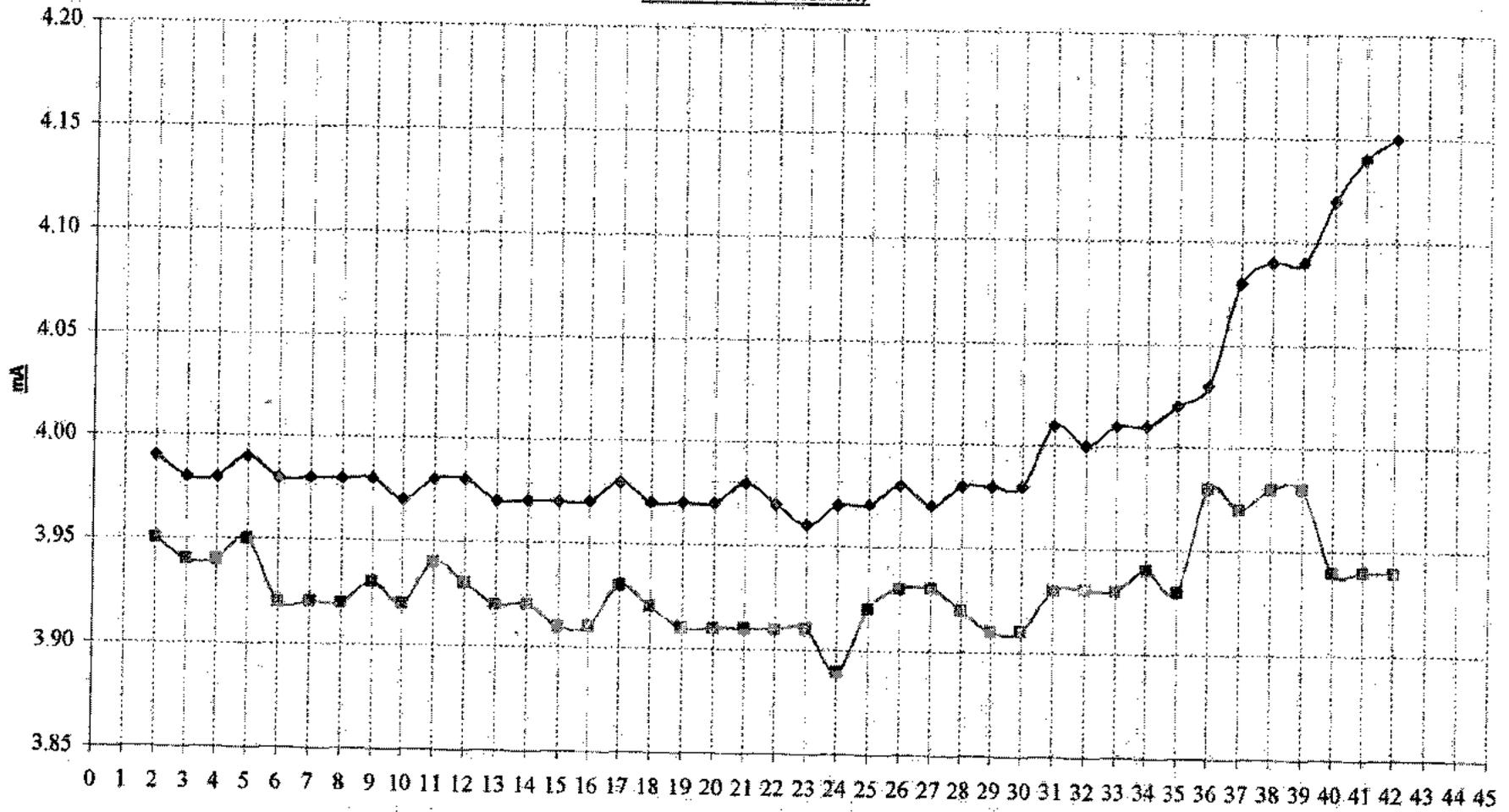
+ BE 5 Intra-dos

-x- BE 6 Extra

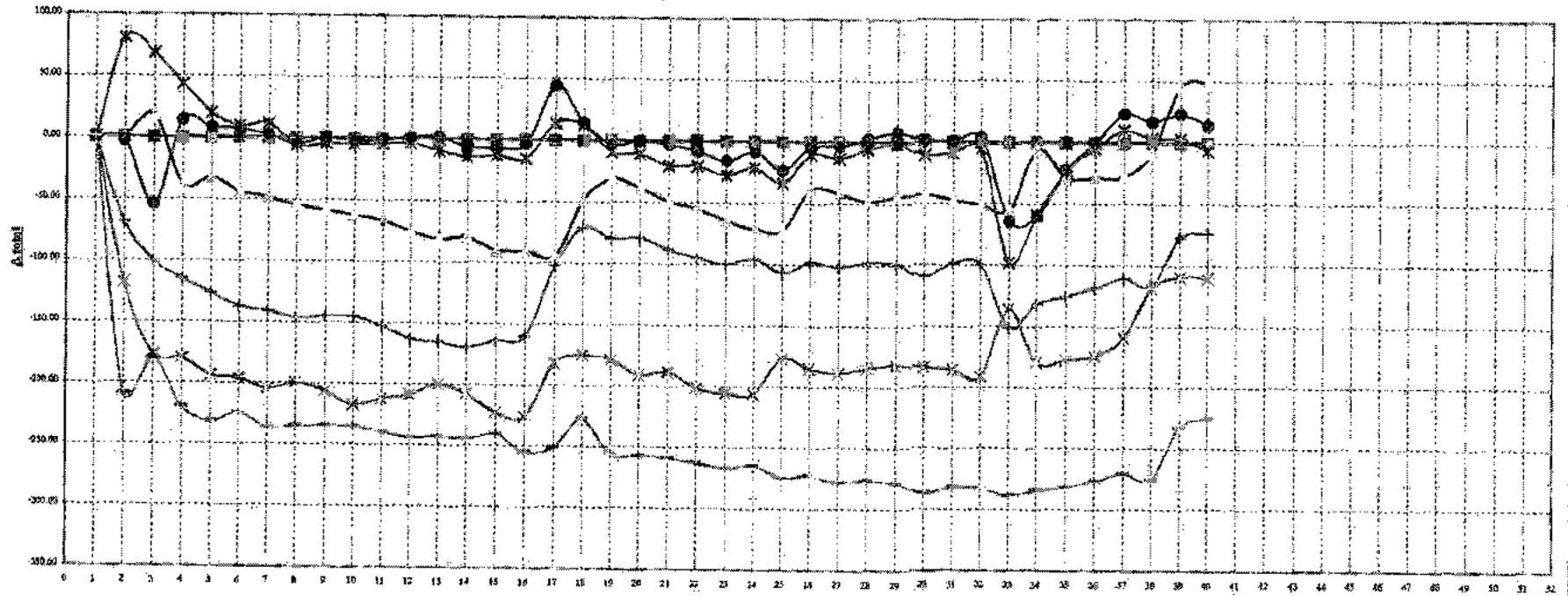
EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION
(Barrettes Extensométriques)



EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION
(Cellules de Pression)

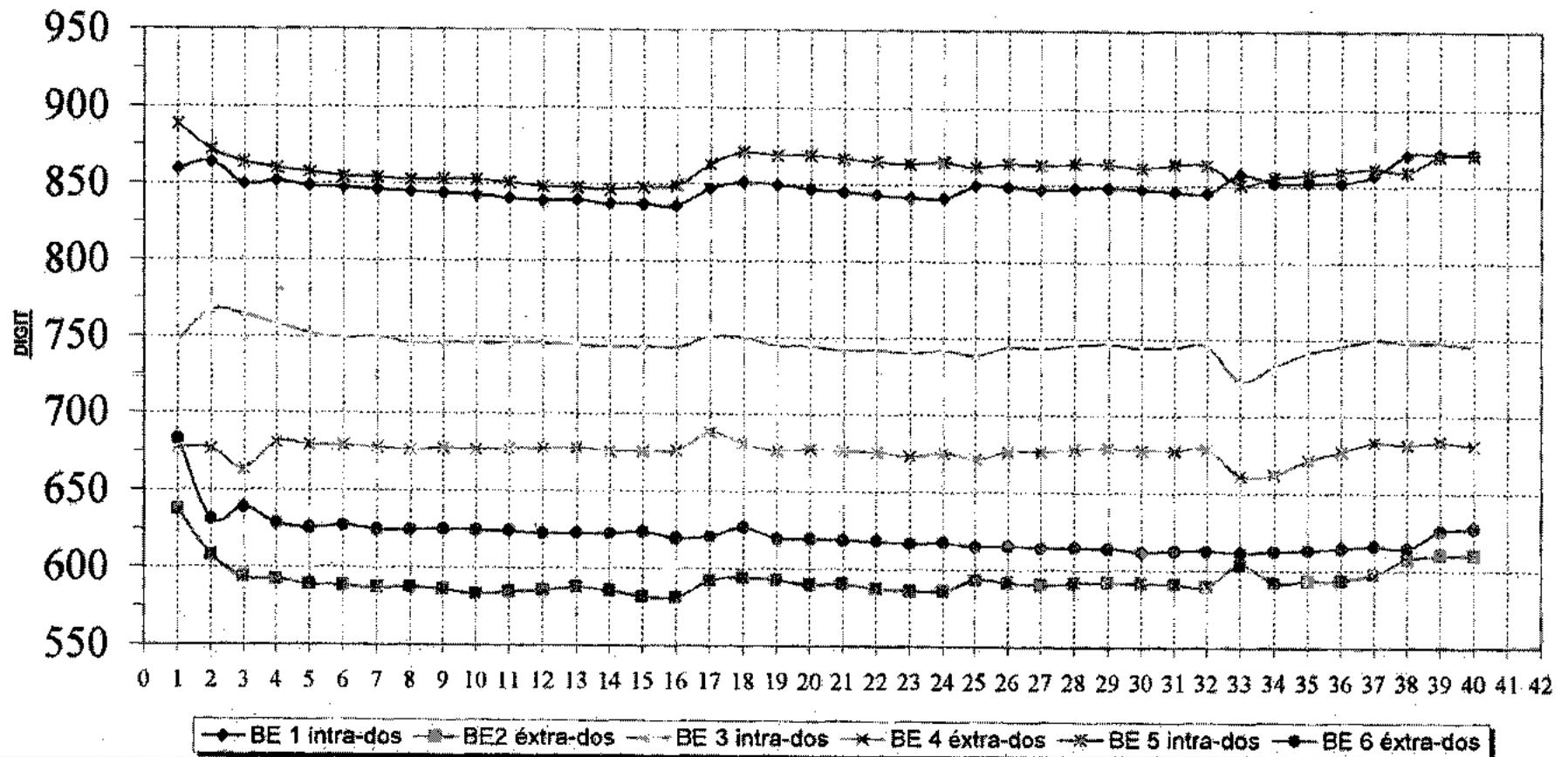


EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION

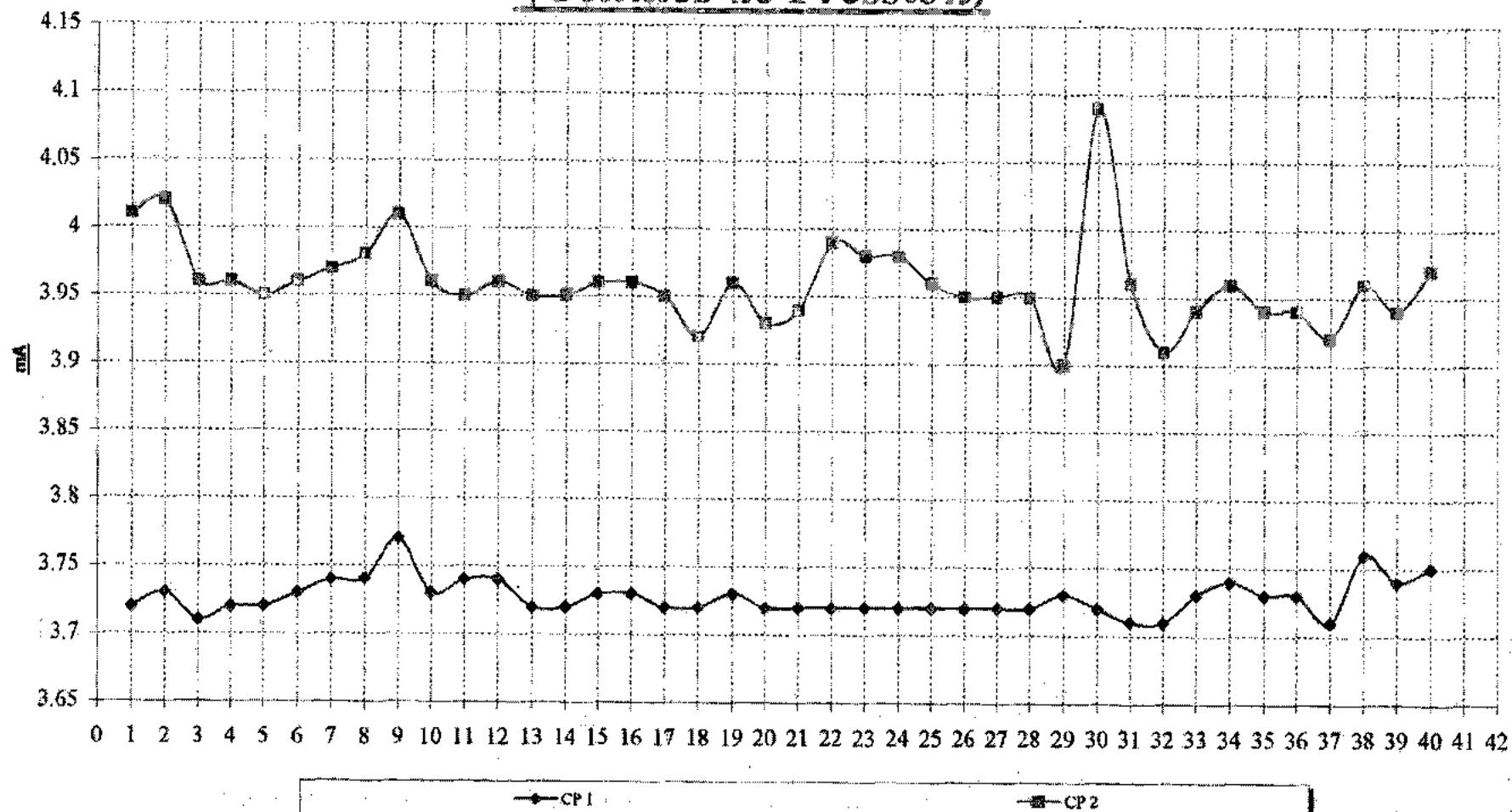


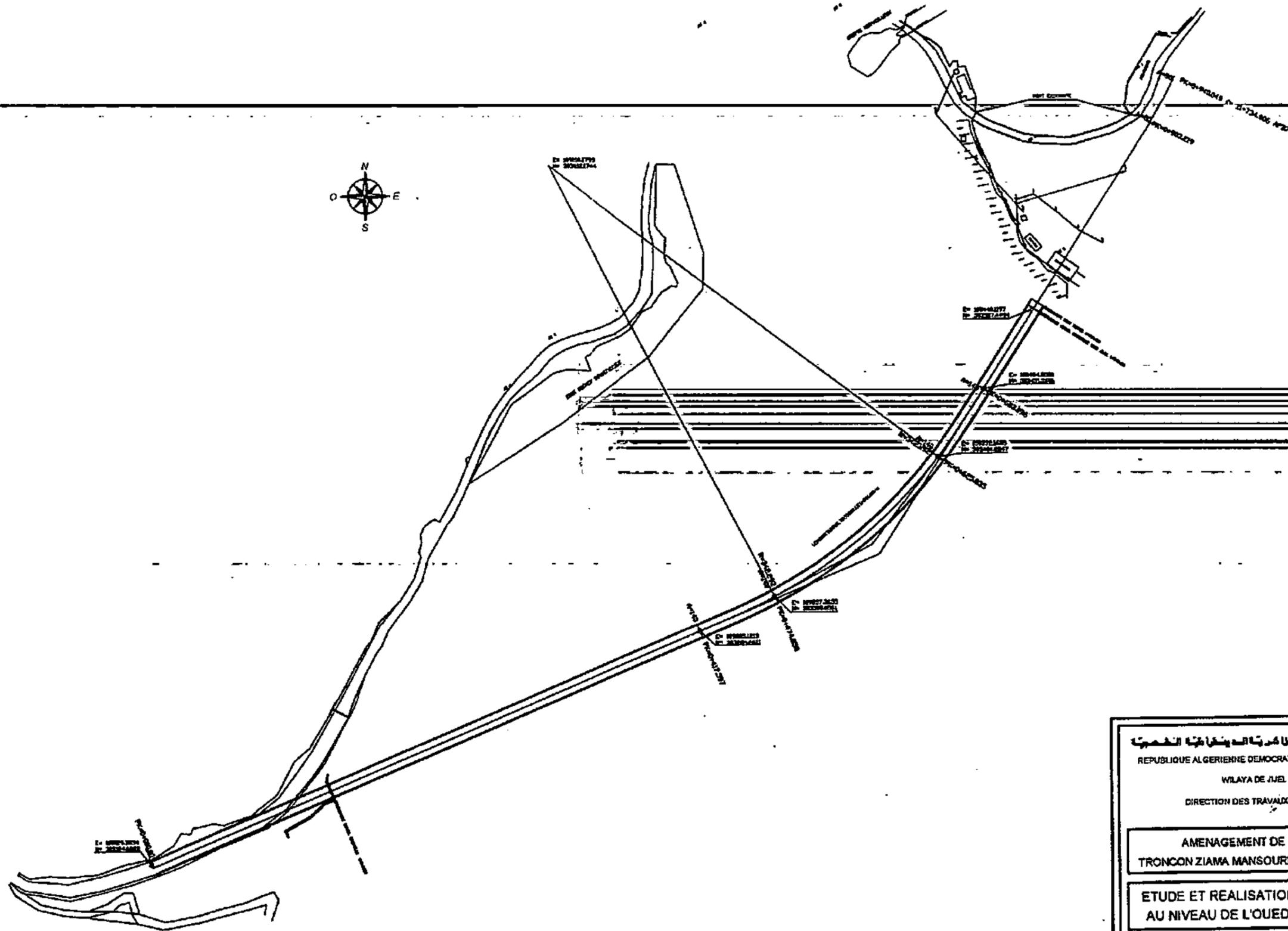
● CP 1
 ■ CP 2
 ▲ BE 1 intra-dos
 × BE 2 Extra-dos
 * BE 3 Intra-dos
 ◆ BE 4 Extra-dos

EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION *(Barrettes Extensométriques)*



EVOLUTION DES MESURES D'AUSCULTATION *(Cellules de Pression)*





الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 WILAYA DE JUEL
 DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS

AMENAGEMENT DE LA RN 43
 TRONCON ZIAMA MANSOURIAH - QUED TAZA

ETUDE ET REALISATION D'UN TUNNEL
 AU NIVEAU DE L'OUED DAR EL OUED

Entreprise: ASTALDI S.p.A. - Chef de File du Groupement
 ASTALDI - COSIDER TP

PLAN TRACE D'AXE		N° du Plan 11
---------------------	--	-------------------------

Date	NOU	Etat	1:1000	Plan N°	11	N° de Plan
0	NOU	1	mesur	Calage	100	Calage
1	TCB	01	Calage	100	Calage	Calage
2	JUL	02	Calage	100	Calage	Calage
3	TCB	03	Calage	100	Calage	Calage

L = 128.666 p = 0,2386 %

L = 589.728 p = -1,620 %

L = 47.285 p = -11,179 %

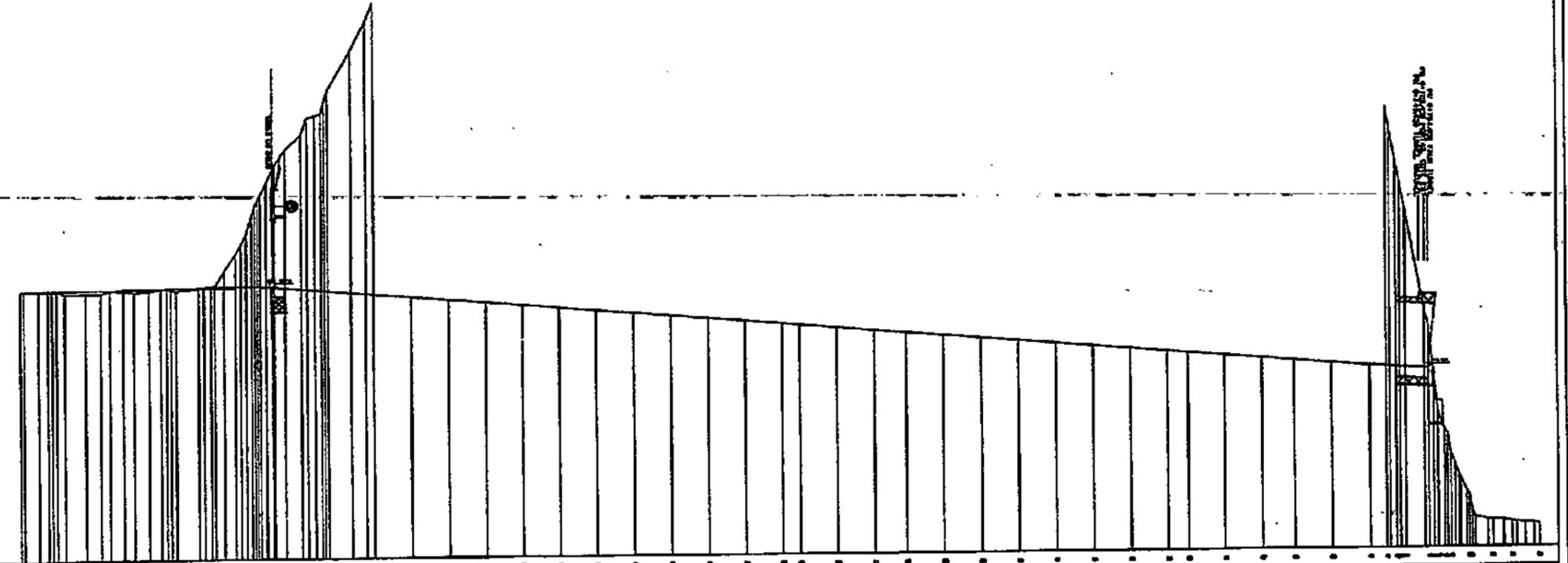
ELE = 28.839

PK = 0 + 128.666
 ELE = 29.146
 R = 500.000
 T_{go} = 4.645
 T_{dr} = 4.645

PK = 0 + 718.394
 ELE = 19.592
 R = -700.000
 T_{go} = 1.683
 T_{dr} = 1.683

PK = 0 + 765.980
 ELE = 19.050

TUNNEL NATUREL L = 614.883



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 WILAYA DE JIJEL
 DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS

AMENAGEMENT DE LA RN 43
 TRONCON ZIAMA MANSOURIAH - OUED TAZA

ETUDE ET REALISATION D'UN TUNNEL
 AU NIVEAU DE L'OUED DAR EL OUED

Entreprise: ASTALDI S.p.A. - Chef de File du Groupement
 ASTALDI - COSIDER TP

PROFIL
 EN
 LONG

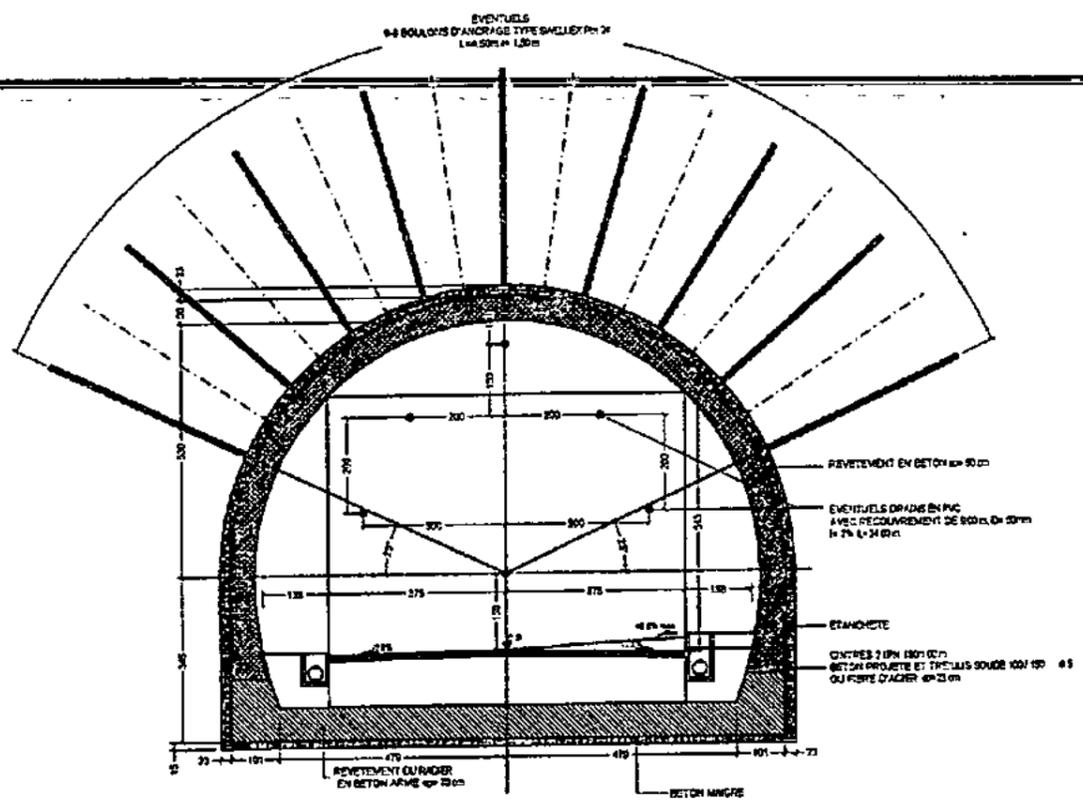
N° du Plan
07

Echelle horizontale 1:1000
 Echelle verticale 1:200
 Plan de comparaison 0,00

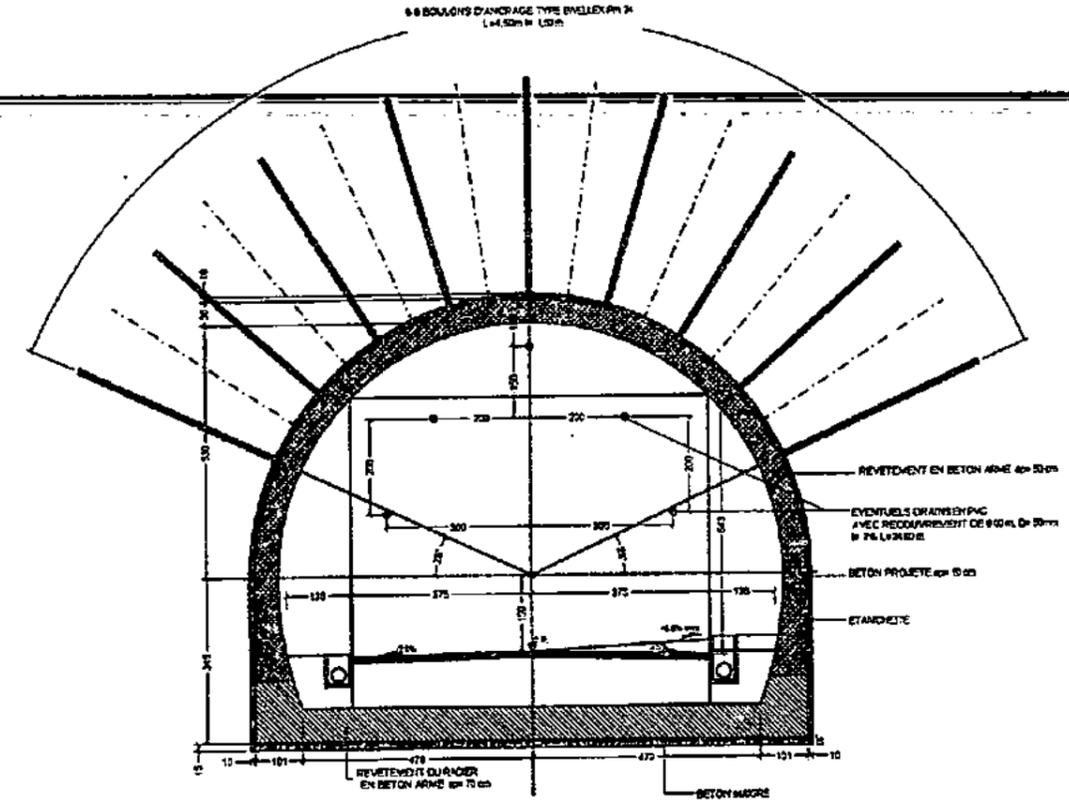
Nombres de profils en travers		Distances partielles T.N.		Distances cumulées		Altitudes T.N.		Altitudes projet		Alignements droits et courbes		Pentes transversal	
PK	Alt	PK	Alt	PK	Alt	PK	Alt	PK	Alt	PK	Alt	PK	Alt
0	28.839	0	29.146	0	29.146	0	29.146	0	29.146	0	29.146	0	29.146
128.666	29.146	128.666	29.146	128.666	29.146	128.666	29.146	128.666	29.146	128.666	29.146	128.666	29.146
718.394	19.592	718.394	19.592	718.394	19.592	718.394	19.592	718.394	19.592	718.394	19.592	718.394	19.592
765.980	19.050	765.980	19.050	765.980	19.050	765.980	19.050	765.980	19.050	765.980	19.050	765.980	19.050

Bureau d'Etat: S.G.S. STUDIO GEOTECHNICO ESPERTONNE S.P.A. - ROMA

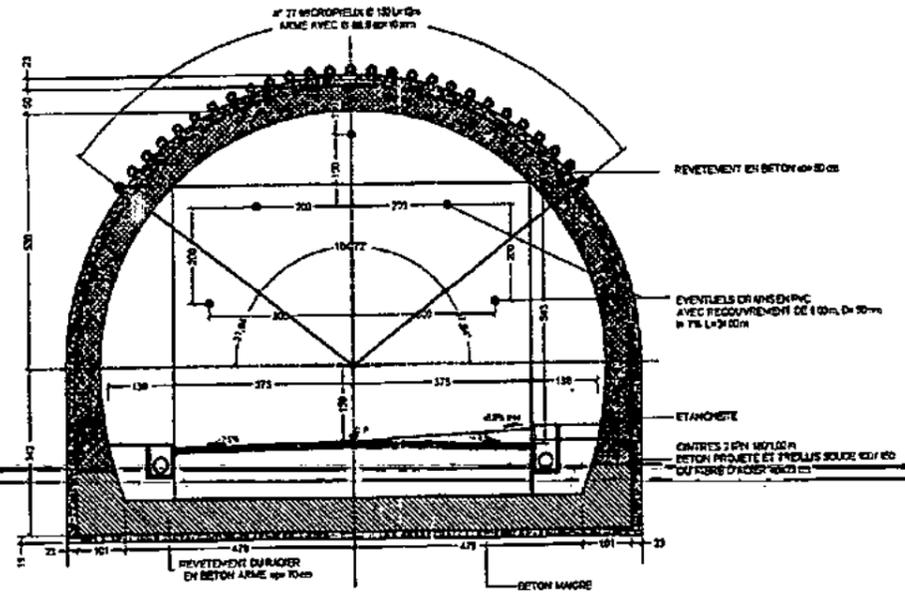
PROFIL EN TRAVERS TYPE 2
Echelle 1/20



PROFIL EN TRAVERS TYPE 3
Echelle 1/20



PROFIL EN TRAVERS TYPE 1
Echelle 1/20



TABEAU DES MATERIAUX

ACIER
- TREILLIS SOUS Fc 200
- CANTRE Fc 200
- ANCRAGE Fc 200

BOLLETS D'ANCRAGE
- CHARGE DE ROUPES 30/40

BETON
- BETON POUR COFFRAGE Fc 20
- BETON PROJETE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 WILAYA DE JIJEL
 DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS

**AMENAGEMENT DE LA RN 43
 TRONÇON ZIAMA MANSOURIAH - OUED TAZA**

**ETUDE ET REALISATION D'UN TUNNEL
 AU NIVEAU DE L'OUED DAR EL OUED**

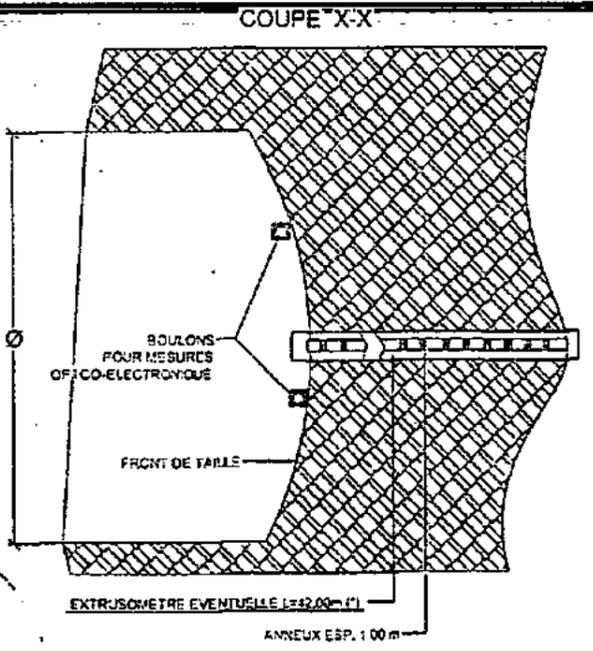
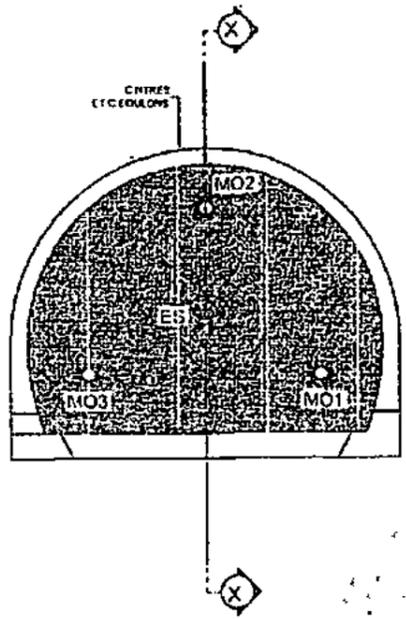
Entreprise: ASTALDI S.p.A. - Chef de File du Groupement
 ASTALDI - COSIDER TP

COUPE TYPE DE SOUTÈNEMENT 06

NO	DESIGNATION	QUANTITE	UNITE	REMARQUES
1	MAÇONNERIE	100	m ³	
2	BETON	200	m ³	
3	ACIER	10	t	
4	BOLLETS D'ANCRAGE	100	kg	

Date: 2008
 Dessiné: S.S.
 Vérifié: S.S.
 Approuvé: S.S.

AUSCULTATION DU MASSIF ROGHEUX



(*) EN PRESENCE DE MASSES ROCHEUSES TRES FRIABLES

AUSCULTATION COURANT

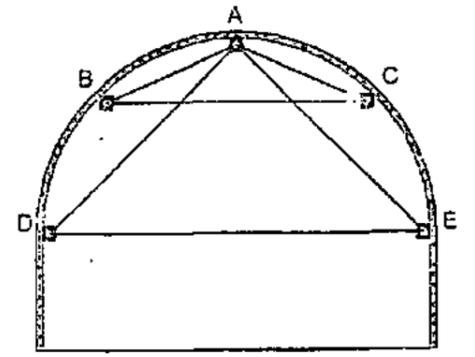
MESURES AT 5 CLOUX CHAQUE 50,00 m

VERIFICATION DES CONDIION GEOTECHNIQUE ET GEOLOGIQUE DU FRONT DE TAILLE

AUSCULTATION SPECIAL

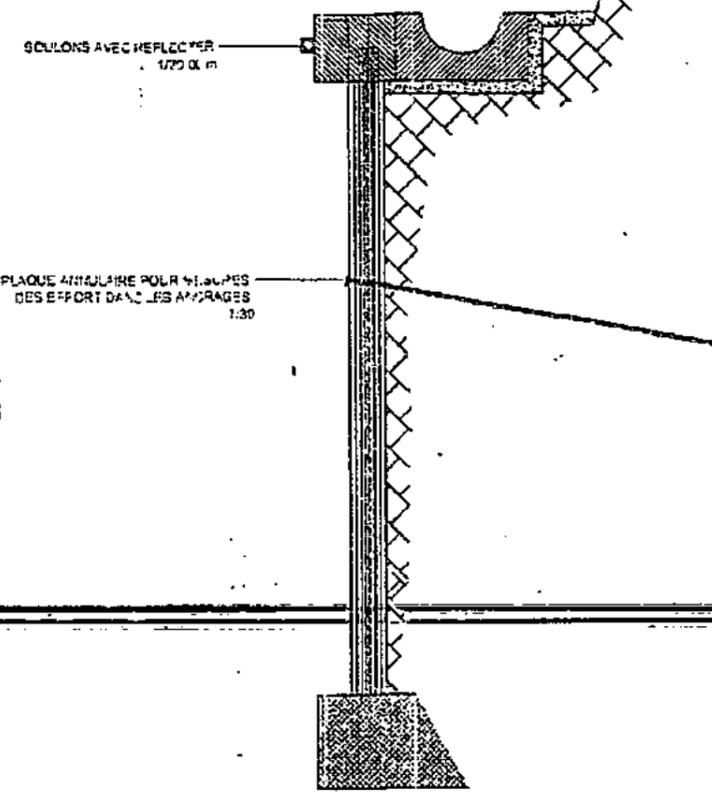
MESURES TENSO-DEFORMATIF DES REVETEMENT CHARGUE 150/200 m

MESURES DE CONVERGENZE

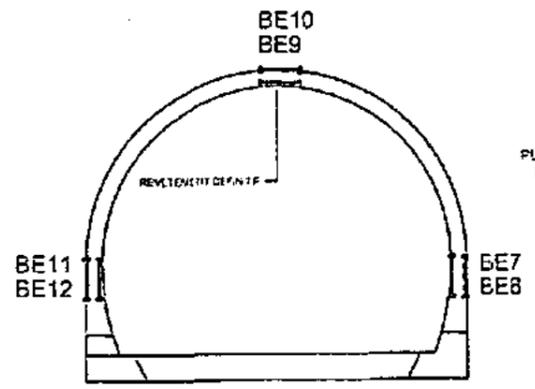
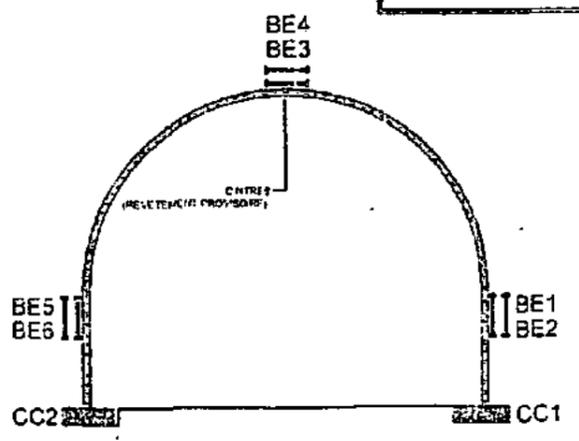


BOULONS AVEC REFLECTEUR POUR MESURES OPTICO-ELECTRONIQUES

AUSCULTATION BELINOISE COTE BEJAIA



AUSCULTATION SPECIAL



LEGENDA
 BE: EXTENSIMETRES POUR MESURES DES CONTRAINES
 CC: PLAQUE POUR MESURES DES CHARGE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 WILAYA DE JUEL
 DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS

**AMENAGEMENT DE LA RN 43
 TRONCON ZIAMA MANSOURIAH - OUED TAZA**

**ETUDE ET REALISATION D'UN TUNNEL
 AU NIVEAU DE L'OUED DAR EL OUED**

Entreprise: ASTALDI S.p.A. - Chef de File du Groupement
 ASTALDI - COSIDER TP

PROGRAMME DE AUSCULTATION		N° du Plan
		17
Des. REV 01	Scale: -	Plan N° 17
Rev. 01	Revisé	Corrigé

Bureau d'Etudes: S.G.S STUDIO GEOTECNICO STRUTTURALE S.R.L. ROMA
 Doc. Int. AS 01/21/A

Résumé :

La construction d'un ouvrage de génie civil nécessite de nombreuses études préliminaires (étude géologique du site, reconnaissance des sols de fondation, étude de la faisabilité du projet, étude d'impact sur l'environnement, etc.)

Au cours desquelles diverses méthodes de calcul sont utilisées pour donner une évaluation ou une prévision de l'état de la roche en place et du fonctionnement de l'ouvrage dans son environnement sous sollicitations (construction, service, etc.).

Après quelques clarifications relatives aux ouvrages souterrains, aux calculs des pressions et autres détails, notre projet suivra la méthodologie suivante :

L'étude de tunnel de Dar -El -Oued, consiste à connaître la géologie régionale et locale, pour déterminer l'influence de la géologie sur le choix des sites de construction, ainsi que les aspects hydroclimatologiques et hydrogéologiques de la région.

Sur le plan géotechnique, ont été effectués des calculs de pressions et des mesures de convergence et d'auscultation. Ainsi que la présentation du code numérique « SAP 2000 »

Notre conclusion relatara toutes les informations relatives aux trois parties et donnera les recommandations à suivre par le problème posé.

Mots-clé : tunnel, pression, convergence, auscultation, SAP 2000, modélisation.

Abstract:

The construction of genie civil work requires many preliminary studies (geological study of the site, recognition of soil foundations, study of the project's feasibility, environmental impacted.), during which various methods of calculations are used to give an evaluation or a forecast of the state of the rock in place and functioning in its environment under stress (construction, service, etc.).

After a few clarifications on the underground works, the calculations of pressures and other details, our project will follow the following methodology:

The study of tunnel of Dar-el-Oued is to know both local and regional geologie, in order to determine the influence of geology on the choice of construction sites, and also the hydroclimatological and hydrological aspects of the region.

On the geotechnical side, there were made calculations of pressure and measurements of convergence and auscultation. As well as the presentation of digital symbol "SAP2000"

Our conclusion will relate all information relative to the three parties and give recommendations for the problem.

Keywords: tunnel, pressures, convergence, auscultation, SAP 2000, modélisation.

المخلص:

يطلب إنشاء هيكل في الهندسة المدنية من جانب العديد من الدراسات الأولية منها (الدراسات الجيولوجية للموقع استطلاع مؤسسة التربة لدراسة المشروع الأثر البيئي..... الخ)

خلال مختلف الأساليب التي تستخدم لإعطاء تقييم لحالة الصخور في مكاتها و تشغيل الهيكل في بيئته المناسبة (التشييد والخدمات وما إلى ذلك)

بعد توضيحات بشأن الأشغال القائمة تحت الأرض إضافة إلى حسابات الضغوط و غير ذلك من تفاصيل مشروعنا سوف تتبع المنهجية التالية:

دراسة النفق - دار الواد - تتمثل في معرفة الجيولوجيا المحلية و الإقليمية , لتحديد تأثير الجيولوجيا على إختيار مواقع البناء , إضافة إلى الجوانب , الهيدروكليماتولوجية , الهيدروجيولوجية للمنطقة .

على الجيوتقنية , قدمت حسابات الضغوط و التقارب و التداير , كما عرض البرنامج الرهسي SAP 2000

خلاصتها تضم جميع المعلومات المتعلقة بالأجزاء الثلاثة و تقدم توضيحات بشكل كيفية معالجة المشكلة المطروحة

الكلمات الرئيسية: نفق, ضغط, تقارب, تداير, SAP 2000, نموذج.