

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE MINIER



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة —
BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDE

**Creusement de souterrain à l'explosif
en site urbain
(cas de la station du métro Khelifa
Boukhalfa)**

Proposé par :
E.M.A

Présenté par :
LARBI BENHORA Djamel

Dirigé par :
Dr.Mohamed Aguid.BACHAR

Promotion Juin 2000

10, Avenue Pasteur, Hassen Badi-B.P.182 ElHarrach-ALGER

ملخص :

في موضوع بحثنا حددنا هدفين رئيسيين، الأول يتمثل في اختيار طريقة حفر وإسناد لتفادي انهيار التربة، والثاني يتمثل في دراسة الإهتزازات المتولدة عن التفجير التي ستسمح لنا بضمان أمن و سلامة البنايات على السطح.

الكلمات المفاتيح :

حفر، إسناد، أرضية، متفجر، اهتزازات، محيط عمراني، مترو، أمن وسلامة.

Résumé :

Dans notre projet, nous avons visé deux buts principaux ;

- Le premier est le choix d'une méthode de creusement et de soutènement qui permet d'éviter l'effondrement des terrains ;

- Le deuxième est l'étude des vibrations engendrées par les tirs qui permet d'assurer la sécurité des ouvrages en surface.

Mots clés :

Creusement, soutènement, explosif, vibrations, site urbain, métro, sécurité.

Abstract :

Our work untitled " Digging out of under ground with explosive in urban site (example of metro station Khelifa Boukhalfa) " is aiming to choose a method of digging and keeping up to avoid the collapse of ground; and to study the vibrations generated by rifle range for assuring the security of upper grown building.

Words keys :

Metro, digging out, keeping up, under ground, vibrations, urban site, security.

Dédicaces

je dédie ce modeste travail à :

Ma mère

Mon père

Ma grand mère et mon grand père

A toutes ma grande familles

Mes frères

Mes sœurs et en particulier Amina

Tous mes amis d'ElHarrach

Tous mes amis de Médéa

Et à toi

Djamel

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon promoteur Dr Mohamed Aguid BACHAR, pour son dévouement ses conseils judicieux et son aide, qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

Je tiens également à remercier Mme S.CHABOU, (chef du département) pour ses critiques constructives et son aide pour l'élaboration de ce travail. Mes remerciements s'adressent ainsi, à Mlle N.BOUMBAR pour ses conseils précises, et sans oublier les enseignants qui ont contribué à ma formation en particulier : Dr.AIT YAHIATÈNE qui a opter pour une bonne présentation de ce travail ; Mr SAADA ; Mr DJAADOUN ; Mr OULED HAMOU.

Je tiens à remercier tous les agents techniques de la station khelifa boukhalfa pour leur accueil chaleureux durant mon stage, en particulier l'ingénieur DJATOUF. Samir qui était auprès de moi durant la réalisation de ce travail, Mr HADBI (directeur infrastructure Métro) ; Mr LABRAOUI.F pour son aide et ses orientations ; Mr BOUHDJAR. Dj pour le temps qu'il a sacrifié pour moi ; Mr S.ADROUCHE pour ses encouragements et ses recommandations .

Je tiens à remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci infiniment

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE I : GENERALITES	02
I APERÇU DU METRO D'ALGER EN ALGERIE	03
II GEOLOGIE GENERALE DE LA REGION D'ALGER.....	06
III CADRE TOPOGRAPHIQUE, GEOLOGIQUE, ENVIRONNEMENT	09
IV RESULTATS DES RECONNAISSANCES.....	11
V CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES DIVERSES FORMATIONS.....	15
VI HYDROGEOLOGIE DU SECTEUR	18
VII DESCRIPTION DE LA STATION KHELIFA BOUKHALFA	19
CHAPITRE II : SOUTENEMENT	21
INTRODUCTION.....	23
I TYPES DE SOUTENEMENT.....	24
II. RECOMMANDATION AFTES POUR LE CHOIX DU SOUTENEMENT.....	29
CHAPITRE III : CREUSEMENT	30
INTRODUCTION.....	33
I MODES DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES SOUTERRAINS.....	35
II. PRESENTATION DE LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE	38
III. CREUSEMENT A L'EXPLOSIF.....	39
CHAPITRE IV : LOI DE PROPAGATION ET CHARGE ADMISSIBLE	42
INTRODUCTION.....	43
I. LES PHENOMENES VIBRATOIRES.....	43
II NOTION DE SEUIL DE VIBRATION ADMISSIBLE	46
III LOI DE PROPAGATION	50
IV APPLICATION POUR LE SITE KHELIFA BOUKHALFA.....	52
CHAPITRE V : APPLICATION A LA GRANDE VOUTE	61
I. MODE DE CREUSEMENT.....	62
II. SOUTENEMENT.....	64
III. PLAN DE TIR.....	64
CONCLUSION GENERALE	71

Introduction Générale

Les problèmes liés à la construction des réseaux de métro ont provoqué des débats animés. Néanmoins, certains analystes, soutiennent que les réseaux de métro présentent nombreux malgré leurs coûts élevés.

En effet le coût moyen de réalisation d'un kilomètre de métro est de 50 millions de dollars, ces réseaux absorbent un montant peu justifiable des fonds publics ; les critiques soutiennent aussi que les dépenses en faveur du métro dépassent les moyens des pays en développement.

D'autres affirment cependant que la considération des coûts est insuffisante, et qu'il convient de prendre en considération d'autres facteurs tel que les avantages pratiques, l'environnement, la sécurité, la performance et le développement économique.

La réalisation du métro d'Alger est techniquement délicate compte tenu des formations géologiques, du tissu urbain, et de l'emplacement des ouvrages à faible profondeur. Le creusement des ouvrages souterrains influe d'une manière directe sur la surface du sol (effondrement), pour cela il faut choisir un mode de soutènement et de creusement convenable et efficaces.

Pour un meilleur avancement des travaux dans certaines formations géologiques, l'utilisation de l'explosif comme moyen d'abattage apparaît indispensable mais son utilisation doit respecter certains seuils pour mieux assurer la sécurité des ouvrages en surface, c'est dans ce cadre que s'insère ce modeste travail.

Chapitre I

Généralités

I APERÇU DU METRO D'ALGER EN ALGERIE

La ville d'Alger, capitale administrative et centre économique, et sa région se sont développée à un rythme très élevé au cours de ces deux dernières décennies. Ainsi d'un million d'habitants en 1966, la population d'Alger dépasse actuellement les 3 millions.

En conséquence de cette croissance, les problèmes de circulation et de transport se présentent avec acuité. La demande de déplacement par le transport en commun ne peut être satisfaite par les moyens actuels nécessitant la mise en place d'un moyen de transport de grande capacité, régulier, dont puissent bénéficier toutes les couches de la population. Ce moyen de transport en l'occurrence, le métro doit en l'occurrence être adapté à la topographie et au tissu urbain de la ville.

L'analyse des flux de déplacement des personnes dans la ville d'Alger montre une forte densité sur l'axe Bab El-Oued- Hussein.Dey. C'est pour ce la que le choix s'est porté pour la réalisation en priorité de la première ligne qui s'étend de Oued-Koriche jusqu'à Hai-Elbadr et qui traverse les zones suivantes :

- Bâb El-Oued
- Casbah
- Centre ville
- Belcourt
- Hussein dey

La longueur de la 1^{ère} ligne est de 12,5 km, avec 17 stations (Fig. I-1).

Le réseau du métro d'Alger prévu pour l'avenir s'étendra sur 60 km et il comprend 3 grandes lignes (Fig. I-2).

Ligne1 : Ain Allah- Hai Elbadr

Ligne2 : Grande Poste- El Annassers

Ligne3 : Hussein Dey- Bir Khaden.

Cela pour répondre à la forte demande de transport. Les trains succédant toutes les 3 minutes permettant ainsi d'écouler un trafic de plus de 20.000 personnes par heure et sens. Ce chiffre peut être porté jusqu'à 30.000 personnes/ heure/sens.

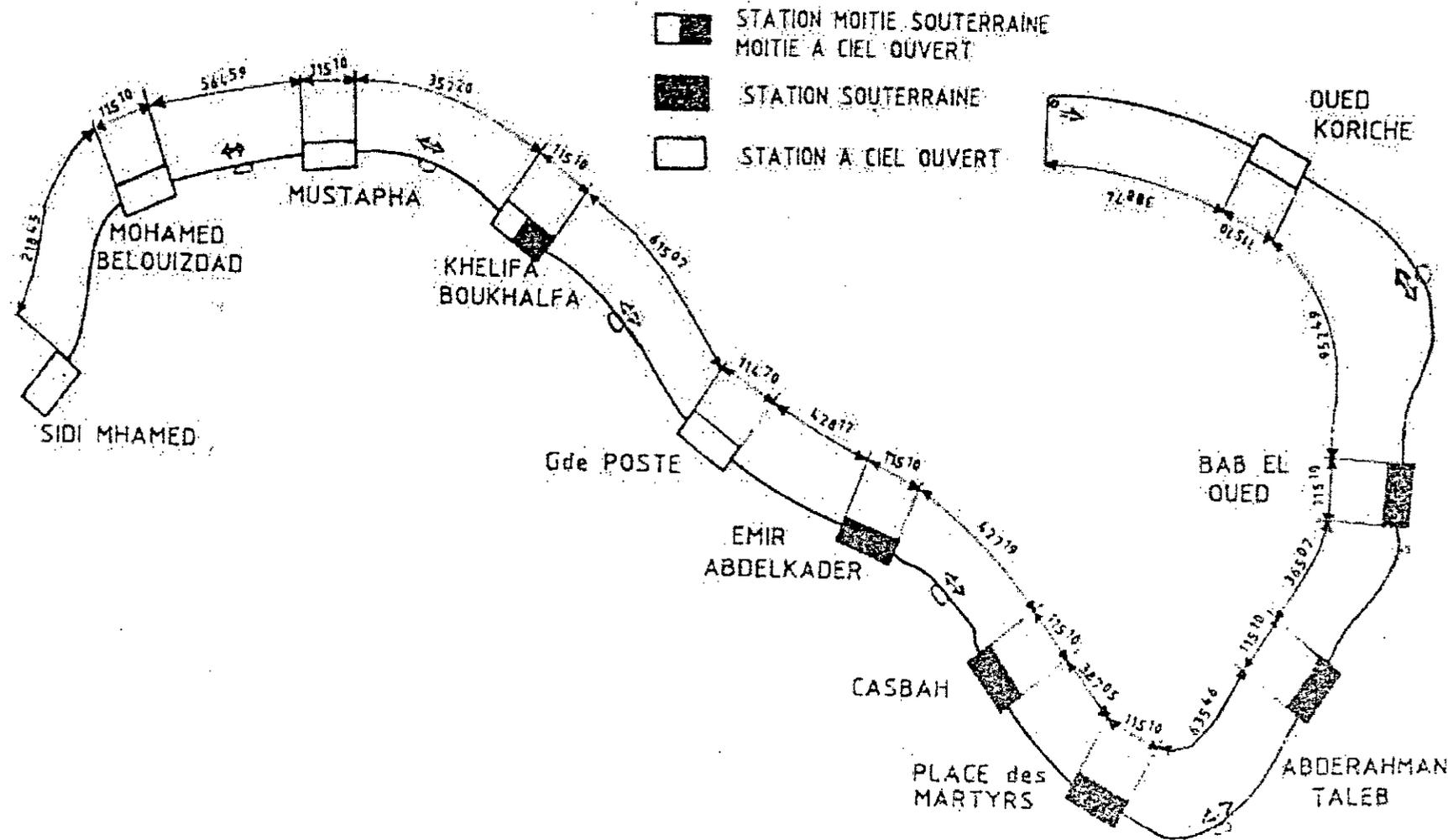


Fig. I-1 : Ligne N° 1 du métro d'Alger
(Inedit,EMA1983)

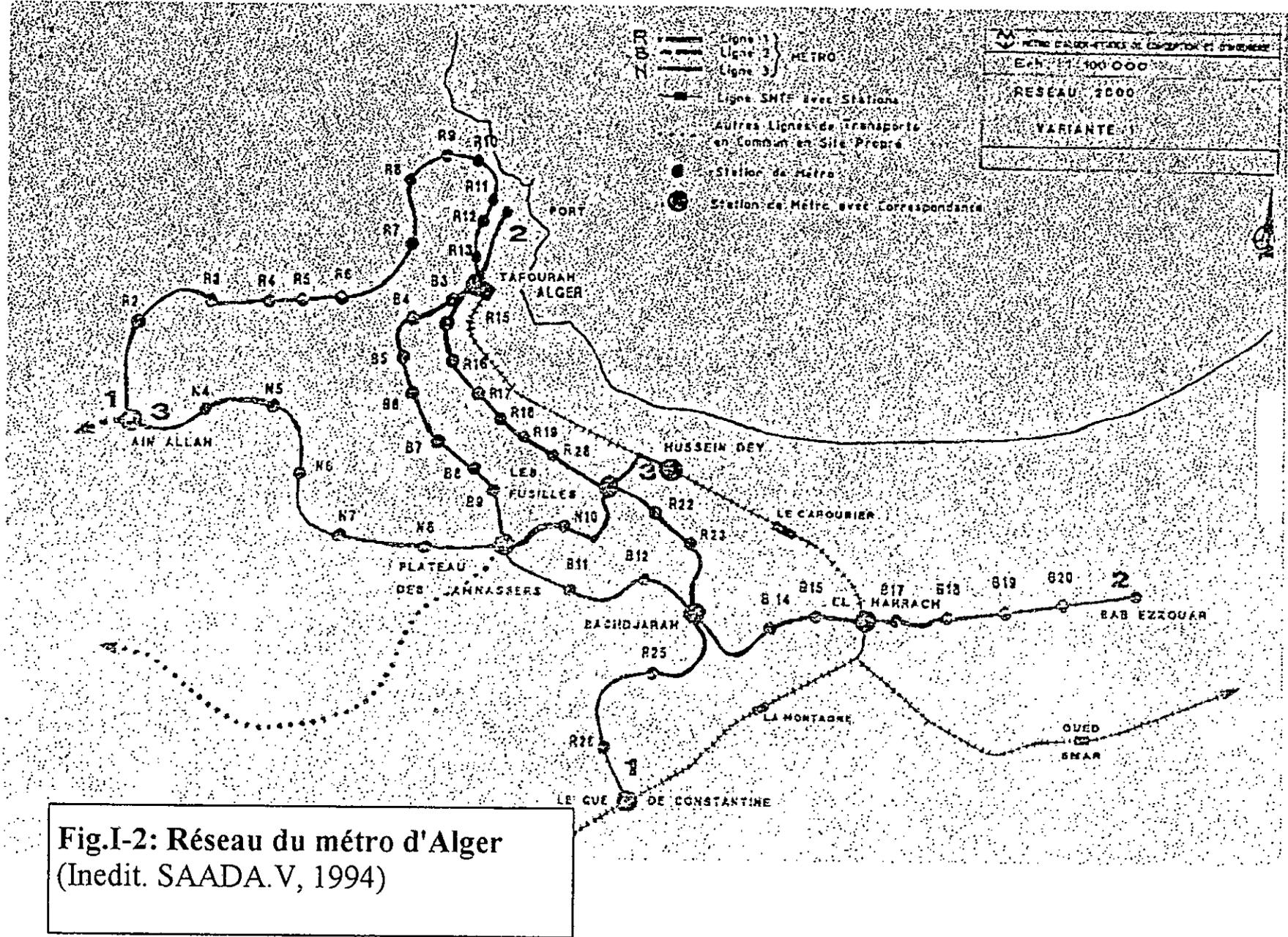


Fig.I-2: Réseau du métro d'Alger
(Inedit. SAADA.V, 1994)

II GEOLOGIE GENERALE DE LA REGION D'ALGER

L'examen des cartes géologique et des sondages révèle que la région d'Alger est constituée de deux zones différentes par leur nature et leur âge (FigI-3) (Ourabia.K.1983) :

- ✓ Au Nord, le massif cristallophyllien de «*Bouzareah*», d'âge primaire, forme un relief allongé d'Est en Ouest sur 20 KM de long.

- ✓ Au Sud, la série sédimentaire d'âge tertiaire, qui forme un anticlinal de direction Nord-Est, Sud-Ouest, oblique par rapport au domaine cristallophyllien et se plongeant dans le bassin de la «*Mitidja*» : Localement ces deux ensembles sont recouverts par « les formation plus récentes d'âge quaternaire.

II.1 Le massif cristallophyllien ou du primaire

Les principaux faciès reconnus dans le primaire, du Nord vers le sud, sont :

- ✓ Les schistes et micaschistes.
- ✓ Les schistes ardoisiers fortement injectés de quartzites dont lesquelles s'intercalèrent des bancs de calcaires métamorphiques.
- ✓ Les gneiss plus ou moins oillés très durs, dont lesquels on rencontre localement des bancs de quartzites, des passages des micaschistes et de filons de pegmatites riches, en micas et en quartz et des filons de pyrite.

Ces divers faciès pétrographiques sont imbriqués de manière anarchique, suite à une tectonique très importante et complexe.

II.2 Les terrains sédimentaires du Tertiaire

On rencontre de bas en haut :

Le Pontien : C'est une formation de grès, conglomérats et poudingues, surmontant le massif primaire, dont l'épaisseur est d'environ 10 m. Deux sondages, aux environs de «*Khelifa Boukhalfa*», ont atteint l'assise d'âge «*Burdigalien*», identifiée entre «*Oued-Koriche*» et «*BAB-ELOUED*» .

Le Plaisancien : C'est une formation marneuse de plus en plus gréseuse, en nous dirigeant vers L'EST, avec souvent d'importants passages de calcaires gréseux. L'épaisseur varie de 50 à 100 m au niveau de la « Mitidja ». Deux sondages entre « Khelifa Boukhalfa » et la place du 1^{er} Mai confirment la présence des marnes argileuses.

L'Astien : C'est un ensemble de formations jaunâtres appelées mollasses, qui comprend des grès calcaires, des sables, confirment la présence des marnes sableuses. L'épaisseur peut aller jusqu'à 40 m.

II.3 Le Quaternaire :

Les différentes assises décrites ci-dessus sont recouvertes indifféremment par les couches quaternaires suivantes :

Les alluvions et colluvions : Elles regroupent les formations d'âge « calabrien » à « quaternaire » récent, dont l'épaisseur peut aller jusqu'à 17 m, et, qui comprennent le plus souvent des argiles ou limons argileux rougeâtre, sableux ou graveleux, ainsi que les sables et graviers.

Les éboulis : On les rencontre seulement que sur 3 à 6 m d'épaisseur, au voisinage de « la place du premier mai », sous forme de marnes argileuses.

Les remblais : Ce sont généralement les éléments sablo-graveleux et limoneux à débris divers ; forment une couche continue ; leur épaisseur maximale est d'environ 12 m, mais la limite avec les formations sous-jacentes est souvent difficile à déterminer (fig.I-3).

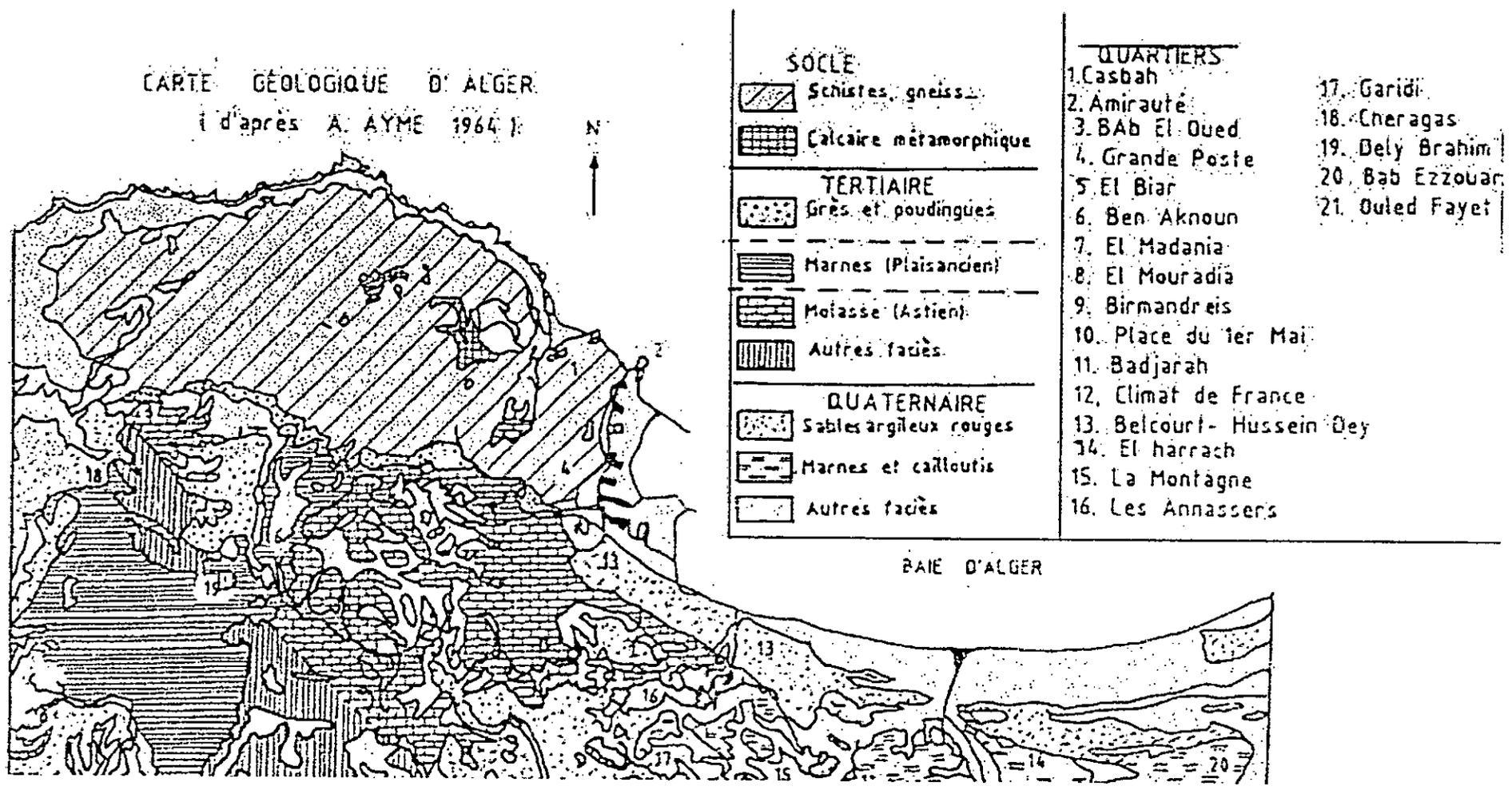


Fig. I-3 : Carte géologique de la région d'Alger (Inedit.Saada.V,1994)

III CADRE TOPOGRAPHIQUE, GEOLOGIQUE, ENVIRONNEMENT :

La station *Khelifa Boukhalfa* est dans un quartier d'Alger descendant en pente vers l'Est. La pente moyenne est de l'ordre de 10 % mais se trouve marquée par divers ressauts et replats ; la station est sur un replat assez net dont l'élargissement maximum est dit-on occupé par un rocher qui occupait l'emplacement de la mosquée « *Errahma* ».

Ce replat n'est plus visible côté sud de la station ou la rue Victor Hugo descend en pente régulière depuis la rue *Didouche* jusqu'à la rue *Hassiba*.

La rue *Khelifa Boukhalfa* qui règne sur la longueur de la station est à peu près horizontale à la côte 27,70 m.

Un talus plus raide règne à 100 m de la station en direction Sud-est la station est entourée de divers bâtiments (Fig. I-4) (Inedit.Genisider,1991).

Côté est :

- ✓ Bâtiments construits dans les années 50 à structure en béton armé de 7 étages sur caves aux angles de la station.
- ✓ Mosquée en maçonnerie de pierre avec un perron venant à l'aplomb de la partie souterraine de la station.

Côté ouest du sud au Nord :

- ✓ Une Ecole à 3 étages.
- ✓ Un bâtiment de trois niveaux vers 1960.
- ✓ Une série de quatre maisons individuelles identiques de 1 étage, de construction traditionnelle.
- ✓ Des maisons individuelles.

ECHELLE : 1/500

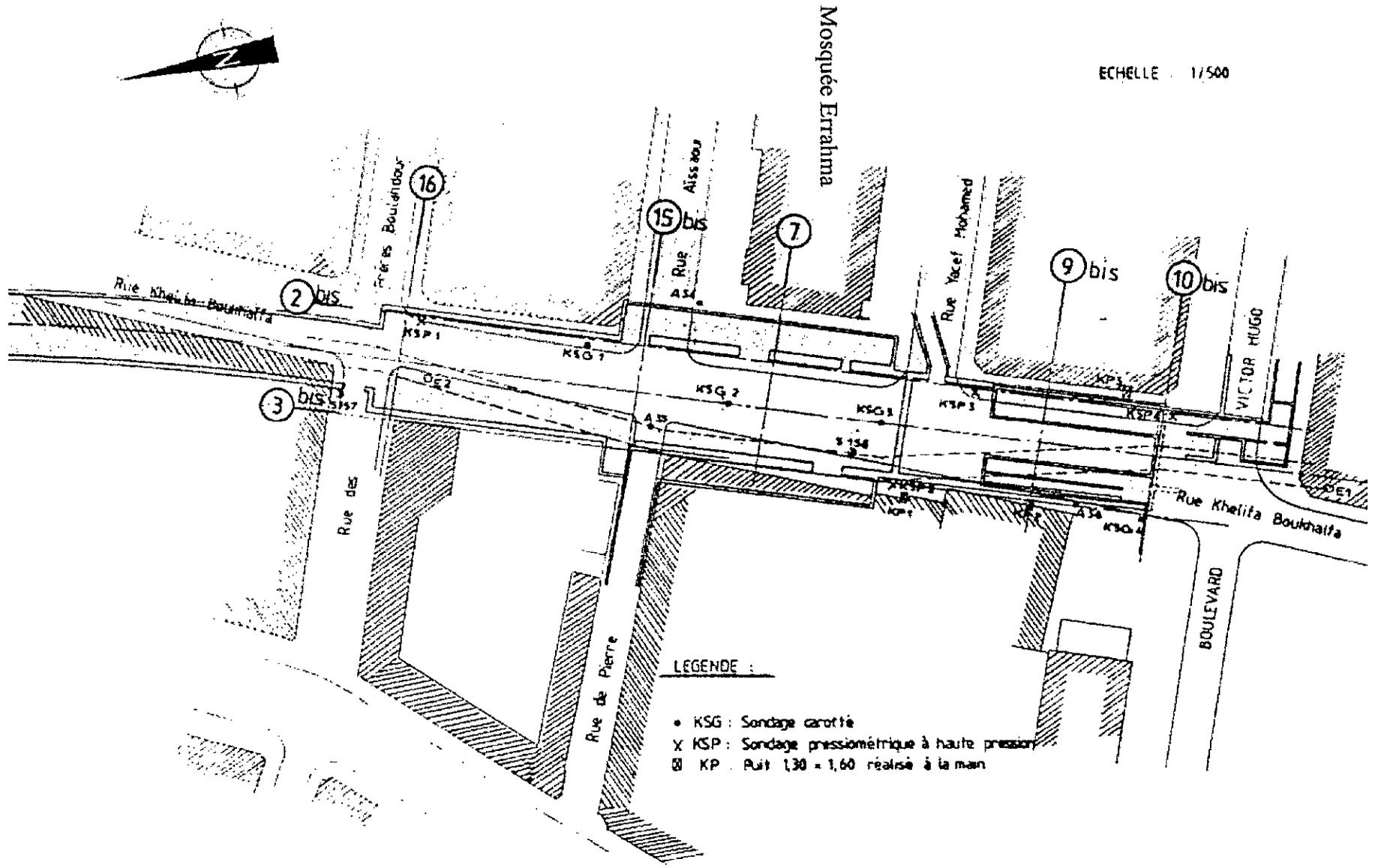


Fig. I-4 : Plan de situation de la station KHELIFA BOUKHALFA (Inedit.Genisider1991)

L'urbanisation a affectée les anciens talwegs et éperons qui devaient marquer la topographie, il semble toute fois pas que ces mouvements de terre qui terrassent de forte épaisseur.

Les terrains du site sont constitués par des gneiss formant parfois des affleurements rocheux, lesquels sont masqués par les remblais et les constructions, le plus souvent les gneiss étaient recouverts par des formations diverses, éboulis, alluvions, colluvions (Fig. I-5), (Inedit.Genisider,1991).

IV RESULTAS DES RECONNAISSANCES

IV.1 Sondages carottes :

Neuf sondages carottes ont été exécutés en 3 campagnes :

- ✓ S 7-157-158 :GEMA 1982
- ✓ S 34-35-36 :LNTP 1988
- ✓ KHB 1-2-3-4 ENDMC-UREG mars 1990.

Les machines utilisées et les outils de carottages n'ont pas été toujours précisées par les entreprises. Le commentaire principal que l'on est contraint de faire est que le carottage des gneiss est difficile (Inedit.Genisider.1991).

Les pourcentages de carottage dans la partie supérieure de cette formation sont souvent inférieurs à 60%. Par manque d'autres résultats de sondage nous avons été obligés de prendre ces résultats comme base d'étude.

Nous avons résumé les coupes de sondage dans le tableau I-1 ci-après.

Sondages			Remblais	Recouvrement	Gneiss
Droite	Axe	gauche			
S157			Sable limoneux + devin 4.50 m	Argile brun rouge 6.60 m	Altéré de 6.6-7.5 m micaschistes 7.5 à 11.80
		KHB1	Argile sableuse 2.00 m	Argile sableuse 12.2 m	
S35			Argileux 3 m	Argile sable Argile limoneuse rouge 9 m	Peu altéré 9.6 à 13.7
		S34	Argile sableuse 5 m	Argile sable Argile limoneuse rouge 11.5 m	Altéré 11.5 à 18 m
	KHB 2		Sable argileux + galets 2.9 m	Argile sable sables 10.8	altéré
S158			3 m	Eboulis gneiss 11.80m	Altéré 14.30 m
	KHB 3		1.7 m	Argile sableuse 13.05 m	/
S36			9 m	Argile rouge 11.2 m	Alterné de 11.2 à 12.6 m
KHB4			Sable argileux 1.70 m	Argile sableuse et sable 14.3 m	/
		S7	Hétérogène 11.80 m	Alluvions limoneuses 13.00 m	Altérée de 13 à 15.1 m

Tableau I-1 : Synthèse des Résultats des Sondages

Les sondages montrent une épaisseur variable de recouvrement entre 6.6 m à l'extrémité Nord – Ouest et près de 13 m à l'extrémité Sud – Est).

On remarque que les sondages KHB montrent des profondeurs plus fortes pour le toit des substructions gneissiques que les autres sondages :

- ✓ KHB1 : 12.2m voisins de S34 : 11.5 m et S 35 : 9 m
- ✓ KHB3 : 13.05 m voisin de S158 : 11.8 m
- ✓ KHB4 : 14.3 m voisin de S36 : 12.2 m

Les sondages KHB n'ont pas fait d'objet d'une mise en cause systématique.

Les formations de recouvrement sont constituées de limons sableux et d'argiles rouges plus ou moins sableux et plus ou moins chargé en sable gravier et blocs gneissiques.

Des essais de laboratoire ont été réalisés dans ces formations dont on peut retenir les résultats suivants (Inedit.genisider,1991) :

- ✓ Teneur en eau : 10 à 14 %
- ✓ Limites d'Atterberg :
 - Limite de liquidité : 22 à 42 %
 - Indice de plasticité : 08 à 19.5 %.

Essais de cisaillement : Il s'agit d'essais non consolidés non drainés (UU) avec imbibition partielle augmentent la teneur en eau mais sans atteindre la saturation. La confession varie de 0.15 à 1.2 bars pour les angles de frottement variant de 9° à 31°.

La substruction gneissique est généralement décrite comme peu altéré dans les sondages il est composé d'une succession de quartzites, de gneiss grés blancs et de micaschistes.

Les résistances à la compression simple **Rc** dans les gneiss variant de 200 à 500 bars avec une moyenne de 360 bars sur 9 essais.

IV.2 Galerie de reconnaissance

La galerie de reconnaissance entreprise en 1981 traverse la station de part en part à une profondeur de 17 m à la clé de la galerie.

Les relevés montrent que le gneiss est le terrain encaissant exclusif de la galerie, il s'agit d'un gneiss altéré à peu altéré se débitant suivant des dièdres décimétriques à métriques.

IV.3 Prèssiomètres

Quatre Forages avec essais prèssiometriques ont été réalisés par l'entreprise UFSI en 1990. Ces essais permettent d'atteindre deux objectifs principaux :

- ✓ Position du contact de recouvrement avec les gneiss.
- ✓ Caractéristiques mécaniques et particulièrement les modules de formation.

IV.3.1 Position du toit de gneiss compact

Le toit du gneiss est mis en évidence par l'augmentation des modules préssiométriques et des pressions limites

La profondeur du contact est estimée dans les divers sondages :

- ✓ KSP1 : transition 7 à 10 m
- ✓ KSP2 : 7 /8 m contact assez net
- ✓ KSP3 : 8/9 m contact net
- ✓ KSP4 : 12/13 m contact net.

IV.3.2 Caractéristiques des terrains :

Terrain de couverture

Les caractéristiques des terrains de couvertures sont variables, on estime que les caractéristiques sont fortement fonction de l'état hydrique des argiles :

- ✓ Pression limite Pl. : 3.5 à 25 bars
- ✓ Module préssiométrique E : 11 à 170 bars.

Substratum gneissique

Le substratum gneissique présente des résultats qui ne sont pas aussi homogène et aussi élevée que ce que permettait de prévoir d'autres investigations dans les gneiss :

pL : 18 à 40 bars.

E > 2000 bars.

Dans les zones disjointes et plus ou moins développées, on se trouve dans les gneiss altérés avec :

pl. = 30 bars

E = 3000 bars.

IV.4 Puits de reconnaissance

Des puits de reconnaissance ont été exécutés au pied des façades des immeubles limitrophes en vue d'en déterminer le type de fondation.

Quatre puits ont été exécuté (*Inedit.Genisider,1991*) :

Puits K1 : disposé au pied d'un immeuble en Béton Armé coté est de la station ce puits montre des fondations filante dans le gneiss, la sous face de la fondation n'a pas été mise en évidence.

Puits K2 : disposé au pied d'un bâtiment ancien (école) ce puits atteint la sous face de la fondation filante du bâtiment. Cette fondation repose sur des éboulis argileux à une profondeur de deux mètres la fondation est constituée de bloc gneissique grossièrement hourdé remblayée en pleine fouille.

Puits K3 : Ce puits est situé au pied d'un immeuble dont la structure en béton armé est vraisemblablement constituée par la présence d'eau qui n'a pas permis d'explorer la sous façade de fondation. La hauteur du puits est dans un limon sableux et argileux.

Puits K4 : Ce puits est réalisé à l'extrémité sud-est de la station, au pied du mur de l'école; la fondation est à 1.8 m de profondeur dans les formations de recouvrement.

V CARACTERISTIQUES GEOTHECNIQUES DES DIVERS FORMATIONS

Nous présentons la synthèse des résultats géotechniques des diverses formations dans le tableau I-2 à partir des résultats menés par les entreprises (*Inedit.Genisider,1991*).

	γ_a Kg/m ³	γ_s Kg/m ³	Caractéristiques de cisaillement				Caractéristique de la poussée			Module de déformation	
			Court terme		Long terme		Ko	Ka	Kp	K bar/m	E bar
			C KPa	φ°	C' KPa	φ'°					
Remblais	18	20	5	20	0	20	0.66	0.5	2	0.2	20
Argile et éboulis	22	22	0.4	20	0.2	25	0.5	0.33	3	0.5	50
Gneiss peu altéré	27	27	Sol	Sol	50	40	0.35	0.27	4.60	10	2000
Gneiss altéré	27	27	/	/	10	35	0.4	0.27	3.69	3	450

Tableau I-2 : Synthèse des résultats géotechniques.

γ_a : Poids spécifique apparent

γ_s : Poids spécifique saturé

C: Cohésion

φ : angles de frottement.

Ko: Coefficient des terres au repos

Ka: Coefficient de poussée

Kp: Coefficient de butée.

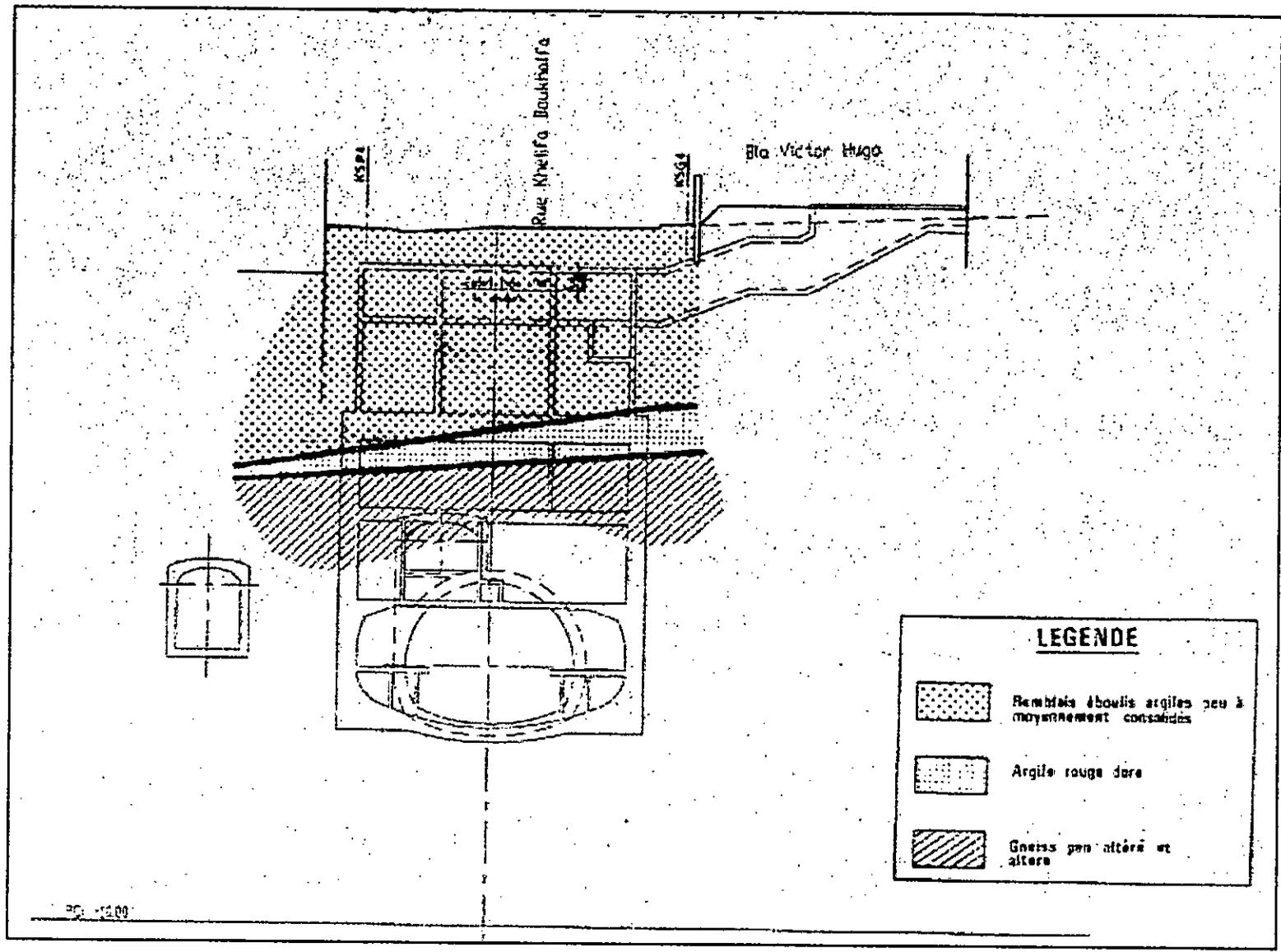


Fig. I-5 : Coupe géologique de la station (Inedit.Genisider.1991)

VI HYDROGEOLOGIE DU SECTEUR

La présence d'un horizon d'argiles rouges surmontant les gneiss assure le soutien d'une nappe de versant repéré dans des sondages carottés (S157 à 3.75m) et dans le puits K3.

Même dans la galerie de reconnaissance, on a observé des venues d'eaux correspondant à des percolations des débits à travers les argiles vers nappe profonde qui se tient dans les gneiss.

En 1982, d'après le sondage S7 la nappe profonde était à 13.45 m de profondeur.

Dans l'état actuel, la présence de la galerie de reconnaissance dont le radier est à 21m de profondeur moyenne est le siège de venues d'eaux ponctuelles, il est vraisemblable que la galerie participe à un rabattement de la nappe du gneiss. Le niveau actuel est donc en dessous du niveau naturel de la nappe.

La charge hydraulique est faible et parfois absente. La perméabilité varie entre 10^{-8} à 10^{-10} m/s. (*Inedit. Génisider, 1991*).

VII DESCRIPTION DE LA STATION KHELIFA BOUKHALFA (Fig. I-5)

La station *Khelifa Boukhalfa* est prévue pour recevoir la ligne N°1 du métro d'Alger en cours de réalisation. La station *Khelifa Boukhalfa* est d'une réalisation très compliquée en vue de l'exiguïté du site.

La station est construite en partie souterraine (2/3 Nord) et en partie à ciel ouvert (1/3 Sud) et des ouvrages accessoires.

VII.1 Partie à ciel ouvert

Elle s'étend sur 38 m. elle est constituée d'une « boîte » en béton de 38 m par 16.50 m et de 27 m environ de profondeur les grandes lignes du système constructif sont :

- ✓ Mise en place d'une berlinoise (pieux béton 60 + béton projeté coulé en place entre pieux), sur une hauteur d'environ 13 m.
- ✓ Excavation avec bétonnage jusqu'à la base de la berlinoise (Saada.V,1994).
- ✓ Excavation complémentaire sur 10 m environ avec béton projeté et clonage du gneiss.
- ✓ Construction de génie civil.

VII-2 . Partie souterraine

Elle est scindée en deux parties distinctes :

Voûte basse : Est constituée d'une voûte de 14.50 m d'ouverture pour 9.40 m de hauteur et une longueur d'environ 30 m, la couverture en clef est d'environ 16 m.

Grande voûte : constituée d'une voûte principale de 14.50 m d'ouverture et 13 m de hauteur. Sur toute sa longueur la côte principale est encadrée par des galeries latérales de 5 m de portée. La couverture est de 12 m environ.

Les grandes lignes du système constructif sont :

- ✓ Réalisation des accès latéraux encadrant la « voûte haute » à partir du puits *YACEF*. Ceci permet de répondre de manière définitive, en appui les poussées enduites par le revêtement provisoire et définitif de la voûte centrale.
- ✓ A partir de la galerie de liaison réalisée en 1 ère phase entre les deux galeries d'accès, réalisation en sections divisées des voûtes principales.

VII-3. Ouvrages annexes

Débouchés au sol : La station est reliée au sol par deux accès, l'un situé au Sud de la Station, l'autre à l'Ouest sur le trottoir.

Salle des billets : La salle des billets a une longueur de 26.60 m dont 20.65 m hors contrôle.

Locaux d'exploitation : Ce sont les salles de contrôle de bagages.

Ventilation : compte tenu de l'environnement et de l'importance de l'ouvrage, on retient les dispositions de ventilation suivante :

- ✓ Une baie d'insufflation tunnel, est implantée sur le puits N°3 (en face *Boulahdour*).
- ✓ Une baie d'extraction est implantée à l'est du carrefour *Victor-Huigo*.
- ✓ L'extraction de l'air chaud sera assurée par une centrale située au niveau de la salle des billets, ses caractéristiques sont les suivantes :

Debits : 70 m³/s

Longueur : 23 m

Largeur : 4 m

Hauteur : 4.20 m.

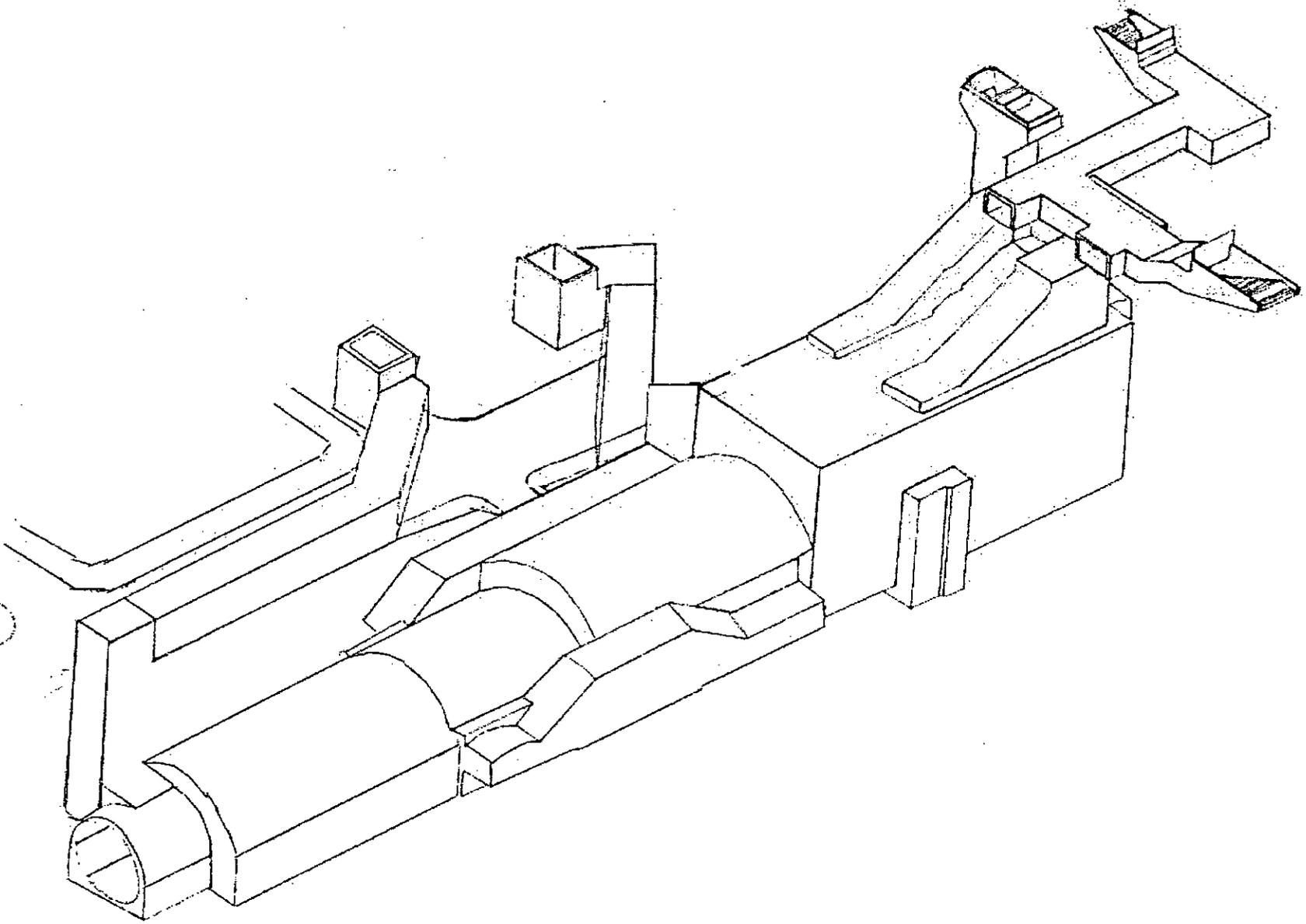


Fig. I-6 : Perspective KHELIFA BOUKHALFA (Inedit.Genisider.1991)

Chapitre II

Soutènement

INTRODUCTION

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet de l'exécution d'un ouvrage souterrain. Il s'agit d'un problème complexe en raison de l'influence de nombreux paramètres.

Le choix doit alors prendre en compte les conditions naturelles du terrain, les conditions économiques et les sujétions résultant de l'organisation et de la sécurité du chantier.

Le soutènement peuvent être classés en deux catégories principales d'après leur mode d'action :

a. soutènement agissant par supportage :

- ✓ Les cintres métalliques (lourds et légers) ;
- ✓ Les voussoirs préfabriqués ;
- ✓ Les tubes perforés (voûte parapluie) ;
- ✓ Les boucliers ;

b. soutènement agissant par confinement :

Comme le béton projeté et les boulons . Le béton projeté peut être utilisé seul ou plus généralement en association avec des ancres qui servent également d'armature au terrain encaissant, quelque fois en association avec des cintres.

L'action par supportage se caractérise par une forte résistance relative des éléments de soutènement. Elle est prestigieuse à la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistance propre du terrain.

Au contraire, dans l'action par confinement, le terrain joue le rôle essentiel du soutènement se limite à développer sur les parois de l'excavation des pressions radiales de confinement permettant au terrain de se soutenir lui-même (Colombet.G,1988).

I TYPES DE SOUTÈNEMENT

Les soutènements sont classés dans deux catégories principales dont les suivantes :

- ✓ Les boulons qui arment le terrain, ils sont associés ou non au béton projeté apporte aux parois de l'excavation une pression radiale rendant en quelque sorte le terrain apte à se soutenir lui-même.
- ✓ Les soutènements par anneaux qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constituer le soutien des parois et qui travail comme une peau de protection ou une coque(cintres, voussoirs).

Le béton projeté est souvent associé à d'autres éléments de soutènement. Il n'entre pas non plus, dans l'une ou l'autre des catégories précédentes et doit être traités séparément.

I.1 Soutènement par boulons

Il existe deux types de boulons exécutés en souterrain :

- ✓ Boulons à ancrage ponctuel ;
- ✓ Boulons à ancrage repartis ;

I.1.1 Boulons à ancrage ponctuel

Ces boulons comportent une tige qui est tendue entre l'ancrage en fond de trous et la tête bloquée en parement. L'ancrage est couramment un ancrage à expansion constituée de deux demi-coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant. La mise en tension de boulon est obtenue par serrage de l'écrou de tête. Ils sont caractérisés par :

- ✓ Mise en œuvre rapide ;
- ✓ Efficacité immédiate ;
- ✓ Ils appliquent aux parois une pression de confinement radiale d'intensité connue ;

Les domaines privilégiés de ces boulons sont :

- ✓ Les tunnels sous forte couverture pour éviter ou limiter l'écaillage ;
- ✓ Assurer la stabilité des parements dans les massifs rocheux avec une direction de discontinuité privilégiés.

- ✓ Assurer la sécurité du personnel contre les chutes des pierres, il s'agit là d'une utilisation très fréquente des boulons à ancrage ponctuel auxquels on associe un grillage de protection.

1.1.2 Boulons à ancrage repartis

Ils comportent une barre nervurée scellée sur toute sa longueur dans le forage.

Parmi ces boulons, il existe :

les boulons avec scellement à la résine.

Se sont des cartouches de résine contenant dans des compartiments séparés. La résine le catalyseur sont introduites dans le trou.

On distingue deux techniques de mise en œuvre :

- ✓ Les boulons avec remplissage préalable au mortier : avant la mise en place de la barre, le trou est injecté avec un mortier du ciment introduit depuis le fond par un tube. Le mortier injecté par une pompe repousse le tube vers l'extérieur du trou.
- ✓ Les boulons au mortier suivant la technique «Perfo » : Le procédé «Perfo » consiste à introduire dans le forage de diamètre approprié un tube cylindrique constitué de demi-coquilles perforé, préalablement remplies de mortier. Le boulon est ensuite enfoncé dans le tube «Perfo ». La tige fait piston et chasse le mortier par les trous de deux demi-coquilles, ce qui assure le remplissage de l'espace annulaire les demi coquilles et les parois de forage.

Les boulons cités précédemment sont des tiges d'acier de 16 à 25 mm de diamètre et de 1.5 à 6 m de longueur (P.Gesta,1980).

L'action des boulons sur la paroi ne s'applique qu'au voisinage de sa tête et de sa plaque d'appui. les boulons sont rarement utilisés seuls, les boulons à ancrage ponctuel sont souvent associés à un simple grillage, quelque fois à des plaques minces.

1.2 Le béton projeté

1.2.1 Définitions et Constituants

Le terme béton projeté s'applique à un béton mis en œuvre par refoulement. Le béton mis en place ne peut s'appliquer sur une certaine épaisseur (en particulier en voûte) que si sa prise est accélérée. Il faut que le pourcentage de sable soit assez élevé et que la granulométrie des agrégats ne comporte pas de discontinuités importantes.

L'AFTES propose dans ces recommandations trois faisceaux granulométriques de granulats : ϕ 8 mm, 12.5 mm, 16 mm. (P.Gesta, 1980).

1.2.2 Domaines d'applications

Le béton projeté armé d'un treillis soudé est couramment utilisé en association avec un autre type de soutènement, il peut s'agir :

- ✓ De boulons à ancrage repartis dans le cas de construction des tunnels avec soutènement immédiat ou de cintres métalliques.
- ✓ Sans cintres ou sans boulons, dans le cas des tunnels de section modeste dans des terrains altérables.

Le béton projeté ne peut être utilisé en cas des venues d'eau importante.

1.2.3 Mise en œuvre

Il existe deux grandes techniques de projection :

- ✓ Par voie sèche.
- ✓ Par voie mouillée.

Projection par voie sèche

Le mélange constitué de ciment, d'agrégats et d'adjuvants en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, puis transporté très rapidement dans un courant d'air comprimé.

En passant dans la buse de sortie, l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application (Comblet.G, 1988).

Les avantages principaux de ce procédé sont :

- ✓ Vitesse de projection élevée, ce qui permet une bonne adhérence.
- ✓ Seule la quantité d'eau nécessaire pour l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse. Le rapport eau/ciment reste faible, ce qui limite le retrait du béton.

Les inconvénients de ce procédé sont :

- ✓ Les rebondissements, donc les pertes qui sont très importantes (25 à 40 % du mélange.).
- ✓ La projection de poussière à la projection.

Projection par voie mouillée

Le mélange eau, agrégat, ciment est gâché suivant les procédés traditionnels, puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange mouillé est assurée par l'air comprimé (flux dilué) ou par l'action d'une pompe à béton (flux dense).

Les avantages principaux de ce procédé sont :

- ✓ Une faible pollution (peu de poussière) ;
- ✓ Une réduction des rebondissements ;
- ✓ Le dosage en eau est plus précis ;

Au titre des inconvénients, il convient de noter que la capacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche.

I.3 Les armatures

L'amélioration du comportement à la traction est couramment obtenue par une armature en treillis soudé. Mais la présence de l'armature pose des problèmes à la mise en œuvre du béton. Il en résulte que le treillis soudé tient lieu d'écran gênant la pénétration du béton.

Le treillis soudé est long à mettre en place et à fixer à la paroi ce qui diminue la vitesse de creusement. Sa rigidité l'empêche de coller parfaitement à la paroi (Colombet.G,1988).

I.4 Soutènement par anneaux intérieurs

I.4.1 Les cintres métalliques

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc disposées selon la section transversal de l'excavation. Ils peuvent être en bois, profilés métalliques, treillis métalliques. Les cintres les plus utilisés dans les travaux souterrains sont en profilés métalliques HEB et TH.

Pour que les cintres jouent un rôle déterminant dans le soutènement, il est indispensable de veiller à la qualité du blocage du cintre avec le terrain.

Dans le cas de creusement des ouvrages souterrains de la station *KHELIFA BOUKHALFA* le blocage s'effectue à l'aide du béton projeté armé de treillis soudé afin d'augmenter l'efficacité du soutènement.

L'espacement entre les cintres est généralement entre 0.8 et 1.5 m selon la tenu du terrain et la capacité du cintre.

Parmi les cintres métalliques on distingue :

- ✓ Les cintres métalliques légers,
- ✓ Les cintres métalliques lourds.

Les cintres légers

Ils présentent une capacité de portance limitée. Leur faible poids rend leur mise en œuvre plus aisée qu'avec les cintres lourds. Ils sont utilisés au titre provisoire de protection du personnel. Ils sont utilisés dans des cas spécifiques :

- ✓ Dans les tunnels de petit diamètre (5 à 10 m) .
- ✓ En association avec les encrages et le béton projeté (le cintre généralement TH 29 kg).
- ✓ Le cintre joue le rôle de répartissant d'effort entre les têtes de boulons.

les cintres métalliques lourds

Ils sont conçus comme soutènement par supportage, chaque cintre se compose de plusieurs éléments, suivant la dimension de la galerie.

Les dimensions des éléments de cintre sont fonction de :

- ✓ Les encombrements admissibles de leur transport et leur mise en place.
- ✓ Mode réalisation de l'excavation.

Le tableau III-1 (Comblet.G, 1988) donne les différents cintres lourds en fonction du diamètre de l'excavation :

Cintre	Diamètre
HEB120	2.5 à 5 m
HEB140	4 à 8 m
HEB180	7 à 10 m
HEB220	9 à 12 m

Tableau III-1 :Les différents cintres

1.4.2 Voussoirs préfabriqués

Les voussoirs préfabriqués sont assemblés pour constituer des anneaux circulaires faisant fonction de soutènement ou revêtement définitif. Leur domaine d'emploi privilégié correspond au tunnel creusé avec une machine à attaque globale dans les roches meubles ; les voussoirs sont fabriqués en béton armé ou en fonte (G.Comblet,1988).

II. RECOMMANDATION AFTES POUR LE CHOIX DU SOUTÈNEMENT :

Les recommandations de L'AFTES comportent deux grandes catégories de critères lors du choix du soutènement (P.Gesta, 1980) :

Critères liés au terrain encaissant :

Parmi ces critères on distingue :

- ✓ La résistance à la compression de la roche ;
- ✓ Les discontinuités ;
- ✓ L'altérabilité ;
- ✓ Les conditions hydrogéologie ;
- ✓ Les conditions naturelles de gisement ;

Critères liés à l'ouvrage et son mode d'exécution :

- ✓ Les dimensions et forme de la cavité ;
- ✓ Le procédé d'abattage (mécanique ou à l'explosif) .

Critères relatifs à l'environnement :

Il s'agit particulièrement :

- ✓ De la plus grande nocivité des tassements vis à vis de l'environnement.
- ✓ Des effets d'une modification de l'équilibre hydrologique ;

II.1 Choix du soutènement

Chacun des critères cité précédemment est successivement examiné et fait l'objet d'un tableau à 2 entrées ou, en fonction des différents cas chacun des modes de soutènement possible (P.Gesta, 1980).

Les recommandations de l'AFTES comportent au total 9 tableaux de ce type relatif à chacun des critères étudiés. Lorsque ont été passés en revue tous les critères, il est possible de dresser in tableau de synthèse d'où l'on conduit à l'élimination de certains types de soutènement et à une tendance nettement favorable pour certains autres.

II.2 Application des recommandations de l'AFTES

Pour le choix de soutènement au niveau de la station *Khelifa Boukhalfa* nous sommes basés sur les caractéristiques suivantes :

Par références aux recommandations AFTES concernant la description des massifs rocheux utiles à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains (Colombet.G,1988).

L'environnement : c'est un environnement urbain

Mode d'abattage : L'abattage se fait à l'explosif ;

L'altération : s'étend sur toute la masse rocheuse, et la roche est d'une grande partie friable à non-friable. Alors on peut classer l'état d'altération en catégorie :

AM3 moyennement altéré 90% diffuses.

AM4 très altéré 10% diffuses.

Conditions hydrogéologiques : Charge hydrauliques en dessous du radier de l'ouvrage souterrain $H < 10$ m, d'après l'AFTES c'est la catégorie H1.

La perméabilité faible à moyenne à forte, varie entre 10^{-8} à 10^{-6} m/s c'est K2, et entre 10^{-6} à 10^{-4} m/s c'est K3.

Fissuration : Les discontinuités sont rapprochées avec des bancs minces, alors d'après l'AFTES c'est la catégorie ID4/S5.

La famille de discontinuité dominante est parallèle à l'ouvrage et pendage fort, l'angle entre le pendage et l'axe d'avancement du creuset α de $65^\circ - 90^\circ$, et l'angle de pendage $\beta = 60-90^\circ$, alors c'est la catégorie OR4. On distingue 3 ou plus de familles principales de discontinuité, alors N4b ;

Résistance à la compression : Les valeurs de la résistance à la compression en place variant de 200 à 500 Mpa placent la roche en catégorie R1.

Sur la base de ces éléments, on peut établir un tableau de synthèse (tableau II-1), d'après ce tableau on prévoit le soutènement suivant :

- ✓ Béton projeté avec un ancrage continue en association avec des cintres légers.
- ✓ Des cintres lourds en association avec du béton projeté.

Application au Ouvrage dans le gneiss		Classes		Boulons			Cintres		Voussoirs	
				Ancrage ponctuel	ancrage repartis	Barres	lourds	légers	métal	béton
Critères										
Comportement	R1	#	#	□	§	#	□	□	&	&
Mécanique										
Discontinuité	OR4/S4/ N4b/ID4	&	&	□	§	#	#	#	#	#
Altérabilité	délitage	&	&	□	#	#	□	□	□	□
Hydrologie	H1/K2-K3	#	#		§	#	□	#	#	#
Couverture	CN4	#	#	□	#	#	#	#	#	#
Dimension galerie	2.5<D<15 m	#	#	□			□	&	&	&
Environnement	Sensibilité de tassement	&	&	#	§		□	□	&	&
Synthèse		#	#	□	§		□	□	&	&

Tableau II-1 : Choix du soutènement

□ : Nettement favorable ,

: Plutôt favorable,

& : Plutôt défavorable,

§ : Nettement défavorable,

Chapitre III

Creusement

INTRODUCTION

Un cycle traditionnel de creusement se décompose schématiquement comme suit (Colombet.G,1988) :

Opération 1 : creusement :Le creusement peut être exécuté mécaniquement avec une machine ou à l'explosif. Dans ce dernier cas,cette opération se décompose elle même en phase successive :Perforation, chargement des trous, abattage(tir).

Opération 2 :marinage :Le marinage des déblaies est toujours précédé de la purge de la voûte et du front. Parfois la mise en œuvre d'une première couche de béton projeté précède également le marinage.

Au niveau du métro d'Alger, le marinage se fait à l'aide d'un excavateur à godet de type « TORO 150 D » pour la demi-section supérieure et de type « TORO 400 D »pour la demi-section inférieure. Dans la station *Khelifa Boukhalfa* l'évacuation des déblaie à la surface se fait à l'aide d'une grue.

Opération 3 :soutènement : (si la tenue du terrain le rend nécessaire) :Le soutènement assure la stabilité de l'excavation, il est généralement placer avant de débiter une nouvelle phase d'excavation. Dans les terrains de mauvaise tenue, la longueur d'une phase est égale à la portée maximum de l'excavation, qui peut rester stable par elle-même le temps nécessaire pour placer le soutènement : Ainsi lorsque des cintres sont prévus, la longueur des passes de creusement est généralement égale à l'espacement entre cintres.

Le choix de la méthode de creusement dépend des paramètres suivants :

- ✓ La nature du terrain ;
- ✓ La profondeur et les dimensions de l'ouvrage ;
- ✓ Le personnel ;
- ✓ Le matériel disponible ;
- ✓ Le délai d'exécution ;
- ✓ L'environnement ;

Pour l'exécution du métro d'Alger deux méthodes sont utilisées :

- ✓ Méthode d'extraction à ciel ouvert (Saada.V,1994);
- ✓ Méthode d'extraction souterraine ;

La méthode de creusement souterraine est appliquée dans le cas où l'ouvrage se situe sous une zone urbaine ou dans le cas de l'inexistence d'une surface suffisante pour l'exécution de tranchée, cette méthode est caractérisée par une surface réduite d'implantation.

I MODES DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES SOUTERRAINS

On distingue 3 modes de creusements :

- ✓ Creusement en pleine section ;
- ✓ Creusement en demi-section ;
- ✓ Creusement en sections devisées ;

I.1 Creusement en pleine section

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est généralement utilisée dans le creusement des roches de bonne tenue.

Elle facilite l'organisation du chantier, elle est la plus rapide. Dans les tunnels de 40 à 50 m², elle nécessite de gros engins, elle suppose d'autre part un bon terrain systématique.

La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devient très difficile pour des sections aussi grandes.

Dans les tunnels de très faible section elle constitue la méthode habituelle, tout au moins dont la tenue du terrain est suffisante pour permettre la mise en place du soutènement.

I.2 Creusement en demi-section

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 à 6m. Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée «stross». La mise en place du soutènement s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'exécution.

L'excavation du stross est effectuée suivant une méthode semblable à celle des terrassements à ciel ouvert. Elle peut être réalisée une fois le creusement du tunnel en demi-section supérieure terminée ou avec un certain décalage (20 m à plusieurs centaines de mètres).

Elle s'adapte bien aux procédés modernes avec soutènement immédiat. vue la dimension réduite du front d'attaque en demi-section supérieure, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité de l'excavation en terrain médiocre et de placer des cintres métalliques lorsqu'ils s'avèrent nécessaires, dans des conditions plus favorables.

I.3 Creusement en sections divisées

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode.

Avec un creusement en sections divisées, chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par cette méthode la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée.

Le creusement en section divisées s'applique ainsi :

- ✓ Aux grandes excavations souterraines dont la section est très importante.
- ✓ Aux tunnels dans des mauvais terrains lorsque les autres méthodes de constructions présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements en surface inadmissible (tunnel en site urbain sous faible couverture).

La division de la section est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable pour elle-même avant la mise en place du soutènement.

On distingue deux modes de creusement en sections divisées :

- ✓ Le mode de creusement possible consiste à creuser dans une première phase une galerie de faite en clé de la voûte, puis élargir latéralement pour achever la demi-section supérieur de l'excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte.
- ✓ Un autre mode consiste à commencer par deux galeries de base au niveau des piédroits pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.

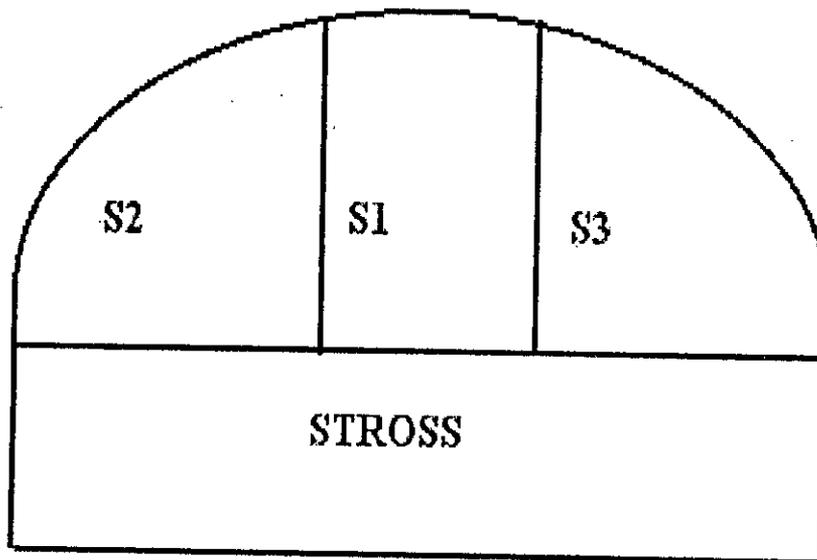


Fig III.1 : creusement en sections divisées

II. PRESENTATION DE LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE

Pour le creusement des ouvrages souterrains, le choix s'est porté sur la Nouvelle Méthode Autrichienne (N.M.A) au niveau du métro d'Alger (C.Louis, 1972).

Avant le creusement le terrain se trouve dans une stabilité naturelle. Lors du creusement du tunnel le terrain se trouve notablement bouleversée pendant le creusement du tunnel qui a pour effet de décompresser le terrain. Cette décompression déstabilise les terrains voisinages de l'excavation. La stabilité de l'ensemble (terrains, excavation) ne peut être assurée que par la mise en place d'un soutènement important, et immédiat.

L'action du béton projeté renforcé par un léger ferrailage est accrue par boulonnage, ce qui a pour effet de rendre le terrain apte à se supporter lui-même, en éliminant les visages de décompression.

Principe de la méthode

On s'efforce de réduire au maximum les désordres dans le terrain, en travaillant en section partielle très faible.

En utilisant le béton projeté, légèrement armé de treillis soudé, on réalise un soutènement, solidaire aux terrains.

Dans les cas difficiles, l'exécution des armatures et du boulonnage est renforcée par la mise en place des cintres métalliques léger noyé dans le béton projeté.

La N.M.A permet, par l'association du béton projeté renforcé par du treillis soudé et éventuellement des cintres légers et scellé au terrain par boulonnage, de réaliser un soutènement pressant les caractéristiques suivantes :

- ✓ La mise en oeuvre rapide, aussitôt après l'excavation ;
- ✓ Il peut intervenir en section totale ou partielle, même de faible dimension ;
- ✓ Présente une souplesse et s'adapte à tous terrains.
- ✓ Il est continue et n'engendre aucune force ponctuelle élevée entre le massif et le soutènement ;
- ✓ Il est parfaitement solidaire du terrain et forme avec lui une voûte monolithique.
- ✓ Il améliore les caractéristiques mécaniques du milieu naturel.
- ✓ Il apporte une pression radiale de complément stabilisatrice du massif.

III. CREUSEMENT A L'EXPLOSIF

L'emplacement des ouvrages souterrain de la station *Khelifa Boukhalfa* au sein des gneiss à conduit à l'utilisation de l'explosif comme moyen d'abattage pour accélérer la vitesse d'avancement des travaux.

III.1 Caractéristiques générales des explosifs

On entend par explosif, tous mélanges ou composés chimiques capable sous l'influence de la chaleur ou d'une action mécanique ou électrique de se transformer très rapidement en dégageant une très grande quantité de gaz porté à haute température, l'expansion considérable du volume de ces gaz produit des effets mécaniques dont la nature varie avec la vitesse de transformation de la matière (S.Christon, 1977).

On distingue deux sortes d'explosifs en fonction de la vitesse d'explosion au sein de l'explosif :

- ✓ Explosif déflagrant : lorsque la vitesse de l'explosion dans l'explosif est lente (10 à 400 m/s).
- ✓ Explosif détonant (brisant) : Lorsque la vitesse de l'explosion dans l'explosif est très grande.

La principale différence entre les deux c'est que la déflagration exerce une poussée sur le terrain, la détonation donne au terrain un coup et une poussée.

Parmi les caractéristiques on distingue :

La densité : Elle à une influence directe sur la capacité du travail elle varie de 0.8 à 1.7.

La vitesse de détonation : C'est la vitesse de propagation de l'onde explosive dans l'explosif.

Le coefficient de self excitation (C.S.E) : C'est la distance maximale entre deux charges identiques pour qu'il y est une transmission de l'explosion sans que les charges sont reliées.

Le coefficient d'utilisation pratique (C.U.P) : Il caractérise la puissance de l'explosif.

Fumée et gaz : Le gaz le plus dangereux produit après le tir est l'oxyde de charbon CO, c'est un gaz incolore, inodore. L'emploi des explosifs rend l'atmosphère de la galerie dangereuse pour l'homme, c'est pour cela qu'il faut procéder à la ventilation immédiatement après le tir.

Le tableau III-1 résume les principales caractéristiques des différents types d'explosifs.

NOM	Résistance à l'eau	densité	Vitesse de détonation m/s	C.U.P Kg/m ³	C.S.E cm	Volume de gaz L/Kg	Utilisations
GELANIT	Très bonne	1.50	5800	1.15	18	733	Explosif sismique Roche dur.
GELANIT I	Bonne	1.40	6300	1.33	8	865	Abattage en carrière Roche dur
GELANIT II	bonne	1.45	6000	1.27	6	808	Abattage souterrain Roche dur.
MARMANI T	médiocre	1.00	4500	1.27	10	892	Roche dur à mi-dur.
MARMANI T I	médiocre	0.95	4000	1.28	5	842	Roche moyennement dur Abattage souterrain
MARMANI T II	médiocre	0.95	4400	1.27	2	868	Roche de dureté moyenne
MARMANI T III	médiocre	0.95	3800	1.18	2	907	Pour les roches tendres
ANFOIL	médiocre	0.90	3000	1.15	0	975	Roche tendres carrières

Tableau III-1 : Les principales caractéristiques des explosifs (ONEX).

III.2 Choix des explosifs

Le choix d'explosif dépend des facteurs suivants :

- ✓ La densité des roches ;
- ✓ Le type de travail à exécuter ;
- ✓ Les conditions intervenant dans le creusement ;
- ✓ Les effets induits sur la surface ;
- ✓ Caractéristiques de l'explosif ;

Au niveau du métro d'Alger le choix s'est porté sur le GELANIT II dont les caractéristiques sont données dans le tableau II-1.

III.3 Choix de moyen d'amorçage

Pour créer la détonation, il faut produire une onde de choc, qui constitue l'action extérieure pour mener l'explosion ;

Au niveau de la station *Khelifa Boukhalifa* l'amorçage s'effectue à l'aide des détonateurs électriques micro retard 30 ms (DMR 30 HI) à haute intensité, afin d'éviter les courants vagabonds.

L'utilisation de micro retard permet de répartir la charge totale d'explosif en charge instantané afin de réduire les vibrations particulières.

Les détonateurs sont connectés entre eux en série pour garantir la connections de tous les détonateurs et éviter d'avoir des ratés.

Chapitre IV

**Loi de propagation
et
charge admissible**

INTRODUCTION

Une vibration peut être définie comme l'oscillation d'une particule ou d'un corps à partir de sa position de référence.

La surface qui constitue la limite entre les particules au repos et les particules en mouvement constitue le front d'onde.

A partir de la source, cette surface se déplace à une certaine vitesse : il s'agit de la vitesse de propagation du front d'onde.

Les études de vibration prennent en considération les mouvements particuliers, en particulier les vitesses particulières de vibration.

L'explosion utilisée pour disloquer le rocher, limitée en un temps relativement court libère une grande quantité d'énergie, qui peut être répartie :

- ✓ Une énergie utile qui provoque sur une partie de la roche une rupture et un déplacement, c'est l'abattage du rocher.
- ✓ Une énergie inutile qui engendre des déformations élastiques du milieu : c'est le phénomène des vibrations.

Pour optimiser un plan de tir, on essaiera de réduire l'énergie de vibration, au profit de l'énergie utile d'abattage.

Les phénomènes de vibrations peuvent poser des problèmes d'une grande diversité, en fonction de l'origine de la vibration, et de la nature des constructions soumises à ces vibrations.

I. LES PHENOMENES VIBRATOIRES

I.1 Les différents types d'ondes

La propagation du mouvement des particules suivant la direction de la propagation provoque des déformations du milieu. Le type de déformation dépend de la nature des ondes. Les ondes différentes ondes qui peuvent exister à la suite d'un tir sont :

Les ondes de volume

Onde P : dans le cas de cette onde, le mouvement des particules se fait suivant la direction de la propagation. Elle est également appelée onde longitudinale de dilatation. C'est l'onde la plus rapide.

Onde S : elle correspond à une déformation sans changement de volume. Les particules de milieu oscillent perpendiculairement à la direction de propagation. Cette onde est appelée onde transversale ou secondaire. Elle est également appelée onde de cisaillement.

Les ondes de surface

Ce sont les discontinuités qui donnent naissance à ces ondes. On distingue deux types :

Onde de Love : elle est caractérisée par un mouvement des particules de type cisaillement dans un plan parallèle à la surface où elle prend naissance.

Onde de RAYLEIGH : Correspondent au contraire à un mouvement dans un plan perpendiculaire à la surface où elle prend naissance

Les ondes P étant plus rapides, elles sont détectées en premier, viennent ensuite les ondes S.

Les vitesses de propagation des ondes P (V_p) et ondes S (V_s) sont reliées par la relation :

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{(0.5-\gamma)}{(1.0-\gamma)}}$$

γ : coefficient de poisson.

I.2 Fonction d'un phénomène vibratoire

Trois fonctions caractérisent un phénomène vibratoire :

Le déplacement : C'est la distance parcourue par un élément de matière à partir de sa position d'équilibre.

La vitesse : c'est la rapidité avec laquelle se déplace l'élément de matière.

L'accélération : c'est la variation de vitesse avec le temps.

Dans le cas d'un mouvement périodique sinusoïdal, l'expression du mouvement s'écrit :

$$E = E_0 \sin(\omega t)$$

E_0 : Elongation maximale

ω : pulsation du mouvement

$$\omega = 2\pi F = 2\pi/T$$

F : Fréquence de la vibration

T : Période de la vibration

La vitesse de la vibration est donnée par :

$$V(t) = E_0 \omega \cos(\omega t) \quad \text{avec} \quad V_{\max} = E_0 \omega = E_0 2\pi F,$$

Et l'accélération du mouvement par:

$$A(t) = -E_0 \omega^2 \sin(\omega t) \quad \text{avec} \quad A_{\max} = E_0 \omega^2 = 4 E_0 \pi^2 F^2.$$

I.3 Les sources des vibrations

Parmi les sources de vibration artificielles plus fréquentes on distingue :

- ✓ Les vibrations entretenues ou compensées dans le temps (trafic routier, station de pompage, engin).
- ✓ Les vibrations transitoires ou en impulsion, comme le compactage dynamique, et les tirs des mines.

L'explosif apparaît comme la source de vibration la plus violente. C'est sur l'utilisation d'explosif que plusieurs adaptations sont possibles. Ces adaptations portent sur le plan de tir qui caractérise la nature de la source.

Les paramètres qui interviennent dans le plan de tir sont :

- ✓ La nature de l'explosif.
- ✓ Le comptage explosif rocher.
- ✓ La maille de foration.

- ✓ La charge spécifique de l'explosif : C'est la quantité totale d'explosif rapporté au volume rocheux total à abattre. Elle est donnée en Kg/ m³.
- ✓ le plan d'amorçage des différents trous de mines :
 - Il est caractérisé par :
 - La datation de chaque détonation dans chaque trou de mine.
 - La charge unitaire instantanée à chaque détonation. Celle-ci peut être obtenue par des détonateurs électriques.

II NOTION DE SEUIL DE VIBRATION ADMISSIBLE

Il est important de définir un seuil de vibration pour lequel on aura le minimum de dégâts.

Sur une maison d'habitation on peut considérer plusieurs types ou degré de nuisances :

- ✓ La destruction de l'habitation par écroulement ou fissuration d'un mur ou effondrement d'un plancher.
- ✓ Des fissurations apparentes dans les enduits sans que l'ouverture du bâtiment ne soit menacée.
- ✓ Des dégradations mineures, dans des constructions peu récentes ou dans un état d'entretien médiocre : il peut s'agir d'écaillage de peinture, de chutes localisées d'enduits décollés.
- ✓ La gêne ressentie par les habitants d'une maison sous l'effet des vibrations.

Ces seuils sont souvent donnés en fonction d'expériences antérieures, et en fonction des valeurs proposées dans divers documents de recommandation.

Le document de recommandation le plus connu à ce jour là est celui publié par l'AFTES (Association Française des Travaux En Souterrains). (P.gesta,1980).

Les recommandations de l'AFTES sont appliquées aux bâtiments et constructions à petit nombre d'étages.

Les constructions sont classées en trois catégories :

Catégorie A : Constructions de mauvaise qualité, murs déformés, mortiers sans adhérence.

Catégorie B : Constructions de qualité moyenne.

Catégorie C : Constructions de bonne qualité mécanique, murs en béton, fondations profondes.

L'AFTES considère des vibrations de type impulsionnel, engendrées par des tirs de mines avec usage de micro retard à retard.

Dans tous les cas, les points de mesure et de contrôle sont situés sur les éléments porteurs rigides de la construction.

L'AFTES propose de qualifier les terrains de fondation selon la célérité des ondes longitudinales (ondes de compression). Trois niveaux de qualité sont proposés sur la base des trois vitesses de propagation : 1500mm/s, 3000 mm/s, 4500 mm/s. Le tableau IV-1 (Malek.F,1991) donne la vitesse de propagation des ondes longitudinales dans quelques matériaux.

Terrain	Vitesse de propagation des ondes P (m/s)
Argile (sec)	400-600
Argile (humide)	1300-1600
Sable (sec)	400-700
Sable (humide)	1400-1700
Moraine (sec)	700-1500
Moraine (humide)	1400-2000
Gneiss	4000-4800

Tableau IV-1: Vitesse de propagation dans quelques roches

Les seuils de vibration sont compris entre 2.5 mm/s et 75 mm/s. le tableau IV-2 (P.Gesta,1980) donne les seuils de vibration admissibles de différents types de constructions, et terrains de fondation.

Vitesse des ondes P (m/s)	Type de la construction			Seuil de Vibration (mm/s)
	A	B	C	
1500	2.5	7.5	25	
3000	5	15	50	
4500	7.5	22.5	75	

Tableau IV-2 : Seuil de vibration admissible

Dans le cas de la station *Khelifa Boukhalfa*, les constructions au-dessus de la station sont de qualité moyenne. Les fondations sont peu profondes dans des terrains de célérité de 4000 à 4800 m/s.

Alors le seuil de la vitesse de vibration admissible est égale à 22.5 mm/s (d'après le tableau VI-2.).

Nous pouvons proposer d'utiliser un seuil d' environ 20 mm/s pour la vitesse de propagation particulière.

II.1 Facteurs influents sur le niveau de vibration

Le niveau de vibration mesuré sur les fondations d'un ouvrage dépend de trois facteurs principaux qui globalement peuvent être résumés ainsi :

- ✓ La distance entre le lieu du tir et l'ouvrage.
- ✓ La quantité d'explosif.
- ✓ Le rendement du tir.
 - La géologie et la structure du site :
 - Pour une distance constante entre le point de tir et l'ouvrage considéré, le niveau de vibration dépend de la natures des terrains, de la structure géologique.

II.2 Le plan de tir

Le plan de tir peut être défini comme étant la façon dont la quantité d'explosif disponible a été utilisée. Les principales caractéristiques du plan de tir sont :

la foration :

les paramètres qui caractérisent la foration sont :

- ✓ Profondeur de la foration ;
- ✓ Maille de foration.
- ✓ Diamètre de foration ;
- ✓ Inclinaison.

Le chargement :

le premier facteur qui permettra de définir le chargement est la charge spécifique d'explosif q . Elle est définie comme la charge totale d'explosif mise en œuvre, rapportée au volume rocheux à abattre. Elle est mesurée en Kg/m^3 .

On notera que la réduction de la charge spécifique d'explosif n'est pas un facteur de réduction des niveaux de vibration.

Le deuxième facteur important est la densité de chargement. La densité de chargement dépend du diamètre de la cartouche d'explosif par rapport au diamètre du trou. Plus la densité de chargement sera élevée, meilleure sera le couplage explosif-terrain et meilleure sera le rendement de l'énergie explosive pour fragmenter la roche.

L'amorçage :

le plan d'amorçage comporte deux aspects :

- ✓ Initier au mieux la détonation qui permet à l'explosif de libérer le maximum d'énergie.
- ✓ Etaler dans le temps, la quantité totale d'explosif. On parlera ainsi de la « charge unitaire d'ouverture qui correspond à la quantité d'explosif qui entre en détonation à un instant donné.

Le plan d'amorçage est un facteur essentiel du niveau de vibration aux abords d'un chantier de minage.

Le rendement d'un tir :

Le rendement d'un tir est évalué en fonction des résultats obtenus par rapport aux résultats recherchés. En général on cherche le meilleur usage possible de l'énergie explosive qui correspond à un minimum de dégâts.

L'énergie dissipée sous forme de vibrations sera d'autre plus faible, que l'effet arrière du tir dans le massif sera réduit.

L'énergie dissipée sous forme de vibration sera accrue dans le cas d'un tir raté « suspendu », c'est à dire lorsque le déplacement du rocher à abattre sera faible ou nul. C'est également le cas lors des mauvais arrachements au pied du front.

La charge spécifique et le plan d'amorçage sont les facteurs essentiels qui conditionnent un bon rendement du tir.

L'amélioration du rendement d'un tir peut être obtenue en modifiant les paramètres du plan de tir tels que :

- ✓ L'amélioration de la séquence d'amorçage, en veillant à avoir une surface de dégagement maximale à chaque instant d'amorçage.
- ✓ L'augmentation de la densité de chargement en améliorant le comptage explosif-terrain.
- ✓ L'augmentation de la charge spécifique.
- ✓ Le Choix d'un explosif mieux adapté à la nature du terrain.
- ✓ Une meilleure orientation du front de dégagement par rapport à la structure du massif, quand cela est possible.

III LOI DE PROPAGATION

La loi générale qui permet d'estimer la vitesse de vibration maximale sur un site est donnée par la relation : (P.chapot 1981)

$$V=K \times Q^a \times D^{-b} \quad (1)$$

V : La vitesse de vibration exprimée en mm/s ;

K : Constante caractéristique des terrains ;

D : La distance entre la zone d'explosion de la charge et le point de mesure exprimée en m ;

Q : la charge unitaire instantanée d'explosif en Kg ;

Une synthèse des résultats expérimentaux a été réalisée par P.Chapot en 1981. Nous reprendrons ci-après les valeurs, ainsi calculées des différents paramètres à partir de 600 valeurs mesurées sur 15 sites différents.

La constante K est généralement comprise entre 800 et 8000 avec une valeur moyenne à 2500.

Le coefficient (a) est compris entre 0.5 et 1.2, les valeurs les plus couramment rencontrées se rapprochent de 0.75.

Le coefficient (b) est compris entre 1 et 2,5 avec une valeur moyenne proche de 1,8. Sur le plan pratique, il est très difficile de prendre en compte séparément le facteur distance et le facteur charge. Aussi, a-t-il été nécessaire d'introduire la notion de la « Distance scalaire », sous la forme D/\sqrt{Q} .

La relation générale s'écrit alors :

$$V = k \times (D/Q^c)^{-b}; \quad (2)$$

Avec $c = a/b$;

Le calcul du coefficient (c) à partir des résultats établis par P. Chapot donne pour (c) des valeurs comprises entre 0,4 et 0,6.

Généralement le choix d'un coefficient $c = 0,5$ est d'une meilleure approximation.

La loi générale (2) s'écrit en fonction de la distance scalaire par la racine carrée de la charge.

$$V = K \times (D/Q^{1/2})^{-1.8} \quad (3)$$

la vitesse V étant exprimée en mm/s

P.Chapot a retenu 3 valeurs proposées pour la constante K :

- ✓ $K = 6000$: permet d'estimer la valeur maximale probable dans la plupart des cas.

- ✓ $K = 2500$: est une valeur moyenne qui permet une estimation moyenne ; le résultat expérimental peut-être au-dessus ou au-dessous avec la même probabilité.
- ✓ $K = 1200$: permet de faire une estimation moyenne dans le cas de tir particulièrement bien dimensionné avec un excellent rendement.

La représentation graphique se fait en échelle bi logarithmique ; nous obtiendrons 3 droites parallèles de pente ($-1,8$) et d'ordonnée à l'origine respectivement de 6000, 2500 et 1200 (Graphe IV-1).

III.1 Conditions d'application

Toutes les données statistiques utilisées portent sur des niveaux de vitesse maximale de signaux détectés avec des géophones de fréquence propre 4,5 Hz et cela sans prendre en compte les fréquences contenues dans les signaux. (P.Chapot, 1981).

Concernant les points de mesure ils doivent être situés, soit sur la zone de fondation soit au sommet des constructions. Il s'agit donc d'un signal qui comporte à la fois:

- ✓ La vibration transmise par le terrain.
- ✓ La réaction de l'ensemble terrain -construction.

La relation (3) est utilisée afin de procéder à une estimation des niveaux probables de vitesses de vibration sur un site.

Dans la pratique des mesures expérimentales permettent de porter quelques points sur le graphe IV-1 et d'estimer la valeur du coefficient K.

Une fois la valeur de K déterminée, on fixe le niveau de vibration maximale, « seuil de vibration » et on estime les différentes charges instantanées en fonction des distances.

IV APPLICATION (KHELIFA BOUKHALFA) :

Les tirs utilisés dans la présente étude sont exécutés lors du creusement de la galerie de ventilation qui relie le puits appelé « Yacef » et le puits « Victor Hugo », et l'appendice reliant ce puits avec la station *Khelifa Boukhalfa*.

Les dimensions de la galerie de ventilation sont les suivantes : largeur : 5.76 m , hauteur : 5 m.

Les dimensions de l'appendice sont: largeur :5.76m , hauteur :5 m.

IV.1 Plan de tir

L'ensemble de la galerie et de l'appendice est réalisé en deux demi-sections.

La demi-section supérieure à une forme conchoïdale, avec une largeur de 5.76m et une hauteur de 2.70m. la profondeur au sommet de la voûte est de 17 m.

La demi section inférieure est d'une forme rectangulaire d'une longueur de 5.76m et d'une hauteur de 2.26 m.

Les trous sont chargés avec l'explosif dont les caractéristiques sont les suivantes :

- GELANIT II /25 ;
- C'est un explosif brisant ;
- Il possède une bonne résistance à l'eau ;
- Densité 1.45 ;
- vitesse de détonation 6000 mm/s ;
- Coefficient d'utilisation pratique C.U.P= 1.27 ;
- Volume de gaz dégagé 808 L/Kg ;

La mise à feu se fait à l'aide d'un exploseur séquentiel, et l'amorçage s'effectue à l'aide des détonateurs électriques micro retard à haute intensité (HI) afin d'éviter les courants vagabonds qui peuvent déclencher l'explosion. Les détonateurs ont un micro retard de 30ms.

Caractéristiques du plan de tir :

a- Foration :

- Diamètre des trous : 32mm ;
- Longueur des trous : 1.20 à 1.60 m ;
- Espacement des trous : 0.40 à 0.60 m ;
- Nombre de trous : 55 à 70 ;

b-Chargement :

- chargement en cartouches ;
- diamètre des cartouches : 25mm ou 30mm ;
- poids des cartouches : 100g ou 250g ;
- charge unitaire : 0.750 à 2 Kg .

c-Amorçage:

On procède à un amorçage fond de trou à l'aide des détonateurs électriques micro retard :

- Haute intensité ;
- Numéro de série de 0 à 18 ;
- Micro retard de 30 ms entre deux numéros consécutifs ;
- Le circuit de tir se fait en série.

Le tableau IV-3 donne les paramètres du plan de tir lors de l'exécution des différents tirs.

N tir	Date	lieu	Poids de la cartouche	Diamètre de la cartouche	Poids total d'explosif	Nombre de trous	Nombre de détonateurs
1	28-04-99	G.y-vh	250g	30mm	14	70	70
2	11-05-99	G.y-vh	0250g	30mm	14	58	58
3	09-06-99	G.y-vh	250g	30mm	14	70	70
4	21-06-99	G.y-vh	250g	30mm	14	70	70
5	30-06-99	G.y-vh	250g	30mm	14	70	70
6	11-07-99	G.y-vh	250g	30mm	14	70	70
8	20-07-99	G.y-vh	250g	30mm	14	70	70
09	31-07-99	G.y-vh	250g	30mm	14	58	58
10	08-08-99	G.y-vh	250g	30mm	26	58	58
11	16-08-99	G.y-vh	250g	30mm	25	56	56
12	22-08-99	G.y-vh	250g	30mm	25	57	57
13	25-08-99	G.y-vh	250g	30mm	25	57	57
14	31-08-99	G.y-vh	250g	30mm	25	57	57
15	30-01-00	Appe	100g	25mm	10	70	70
16	19-02-00	Appe	100g	25mm	10	60	60
17	01-03-00	Appe	100g	25mm	14	55	55
18	13-03-00	Appe	100g	25mm	8	24	24

Tableau IV-3: Paramètres de plans de tir. (G.y-vh: galerie Yacef –Victor Hugo, Appe: Appendice)

IV.2 Mesures des vibrations

IV.2.1 Dispositif de mesures

Le dispositif de mesure se compose d'un capteur et d'un appareil d'enregistrement. Le capteur est un géophone tri directionnel de fréquence propre de 4.5 Hz. L'appareil d'enregistrement est un sismographe de type NCSC 5000/ 4 voies, disposant d'une mémoire de 180 enregistrements, et d'un échantillonnage de 512 et 1024 E/s. les enregistrements sont transférés par câble à un ordinateur en utilisant le logiciel Omis dans un environnement Windows.

IV.2.2 Mesures

Toutes les mesures ont été réalisées aux pieds du bâtiment à proximité du puits Victor Hugo parce que c'est un bâtiment résidentiel ou bien sur la surface du sol pour mieux satisfaire les effets de vibration.

Le capteur comporte trois voies de détection des ondes :

1^{ère} voie : La voie verticale v ;

2^{ème} voie : La voie transversale t

3^{ème} voie : La voie latérale l

Les directions sont indiquées par rapport au front de taille.

Le sismographe utilisé dans l'enregistrement permet de donner les valeurs maximales des vitesses particulières suivant chaque voie de détection pour des intervalles de temps de 5s.

Le sismographe donne aussi la vitesse résultante maximale V_{max} .

V_{max} est déterminée de la façon suivante : pour chaque tir, on calcule la résultante des vitesses suivant la relation (3) et ceci pour chaque enregistrement. On prend alors la valeur maximale déterminée sur l'ensemble de ces enregistrements.

$$V_{résultante} = (V_t^2 + V_r^2 + V_v^2)^{1/2} \quad (4)$$

Les résultats de mesures sont résumés dans le tableau IV-4 :

N°	Q Kg	D m	$Vl\ max$ Mm/s	$Vt\ max$ mm/s	$Vv\ max$ Mm/s	$Vmax$ mm/s	$dscu$ $m.Kg^{-0.5}$
1	0.750	14	4.3	4.1	4.1	5.3	16.16
2	0.750	14	5.3	4.0	9.4	7.5	16.16
3	0.875	14	3.0	5.0	10.2	10.8	14.96
4	1	16	4.7	3.5	5.5	6.3	16
5	0.875	16	3.7	5.0	5.3	5.8	17.10
6	1	16	3.3	3.5	4.7	5.0	16.00
7	1	16	2.3	3.5	3.0	3.7	16.00
8	0.75	18	2.7	1.8	2.0	2.8	20.78
9	1.75	16	10.0	6.5	6.1	9.1	12.09
10	2	16	3.1	6.3	4.7	6.5	11.31
11	2	23	1.4	2.0	2.0	2.2	12.26
12	2	17	3.0	5.3	7.4	9.1	12.02
13	2	17	3	3.5	4.1	4.1	12.02
14	/	17	11.5	12.1	8.2	14.8	
15	/	/	/	/	/	/	/
16	1	12	8.8	6.1	23.2	23.3	12
17	/	30	1.8	3.7	1.2	3.7	/

Tableau IV-4: Résultats des mesures

Q : charge unitaire ;

D : la distance tir-ouvrage ;

Vl : la vitesse longitudinale ;

Vt : la vitesse transversale ;

Vv : la vitesse verticale ;

F_l : fréquence de l'onde longitudinale ;

F_t : fréquence de l'onde transversale ;

F_v : fréquence de l'onde verticale ;

D_{sca} : distance scalaire ,

IV.3 Loi de propagation à Khelifa Boukhalfa:

Afin de trouver une loi de propagation des vibrations pour le site Khelifa Boukhalfa, les vitesses maximales résultantes obtenues avec les différents tirs sont reportées sur le graphe IV-1 en fonction des rapports D/\sqrt{Q} (distance scalaire).

Sur ce même graphique sont figurées trois droites expérimentales de coefficients $V= 1200, 2500, 6000$. Ces droites sont celles établies par (P.Chapot,1981).

Après le positionnement de nos points sur ce graphe, on constate que :

- ✓ Les points sont condensés à proximité de la droite de coefficient $K=1200$.
- ✓ La droite $V= 1200*(d/\sqrt{Q})^{(-1.8)}$ peut être considérée comme droite représentative de la propagation dans le site Khelifa Boukhalfa.

D'après les études faites par (P.Chapot 1981), la loi de propagation de coefficient $K=1200$ est obtenue lors des tirs spéciaux incluant les tirs en site urbain avec un excellent rendement.

On peut conclure qu'au niveau de la station Khelifa Boukhalfa, le plan de tir est bien dimensionné compte tenu de seuil de vibration limité à 20 mm/s qui est loin d'être atteint.

IV.4 Détermination de la charge unitaire admissible

En préambule, rappelons que par charge unitaire admissible on entend la charge d'explosif totale mise à feu dans le même temps. Ce peut être une seule charge dans le même forage ou des charges réparties dans plusieurs forages et amorcés avec les mêmes numéros d'amorce.

A partir de la loi de propagation précédemment déterminée on peut calculer selon leurs distances de mise en œuvre, les charges unitaires d'explosif, qui pourraient être mises en œuvre dans les plans de tirs futurs (creusement de la grande voûte).

Les charges unitaires ont été déterminées à partir des données suivantes :

- ✓ Utilisation de la droite caractéristique du site de coefficient $K=1200$.

- ✓ Seuil de vitesse maximale limitée à 20 mm/s (AFTES), afin de prendre en compte d'éventuels effets de dispersion qui peuvent se produire avec un grand nombre de tir.

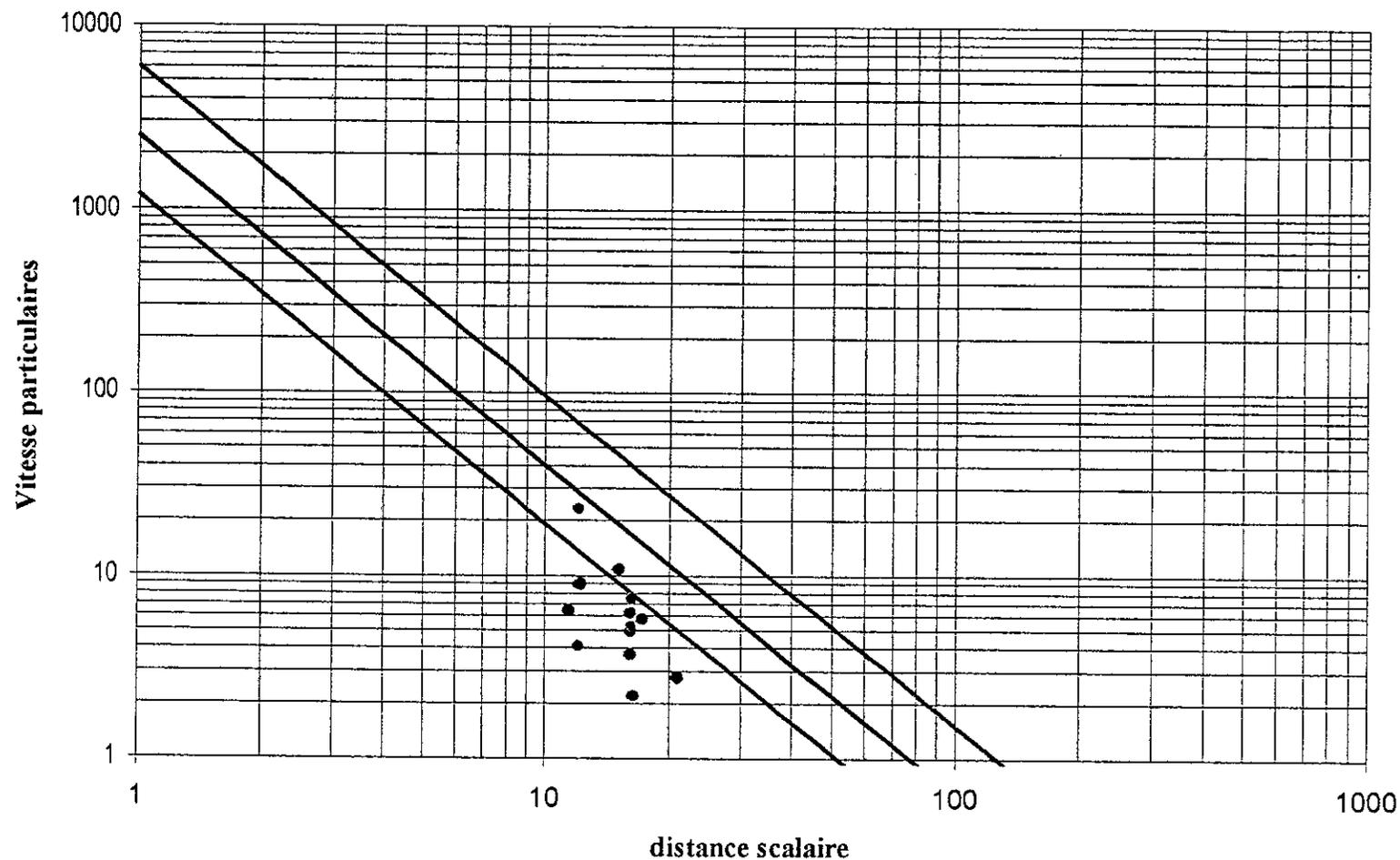
Il faut noter qu'en tir bloqué (tir de bouchon), l'explosif ne possède qu'une seule surface de dégagement, les effets vibratoires sont très importants. Ces effets sont moindres lorsqu'il s'agit de tir avec deux surfaces de dégagement.

on obtient alors pour la charge unitaire la relation suivante :

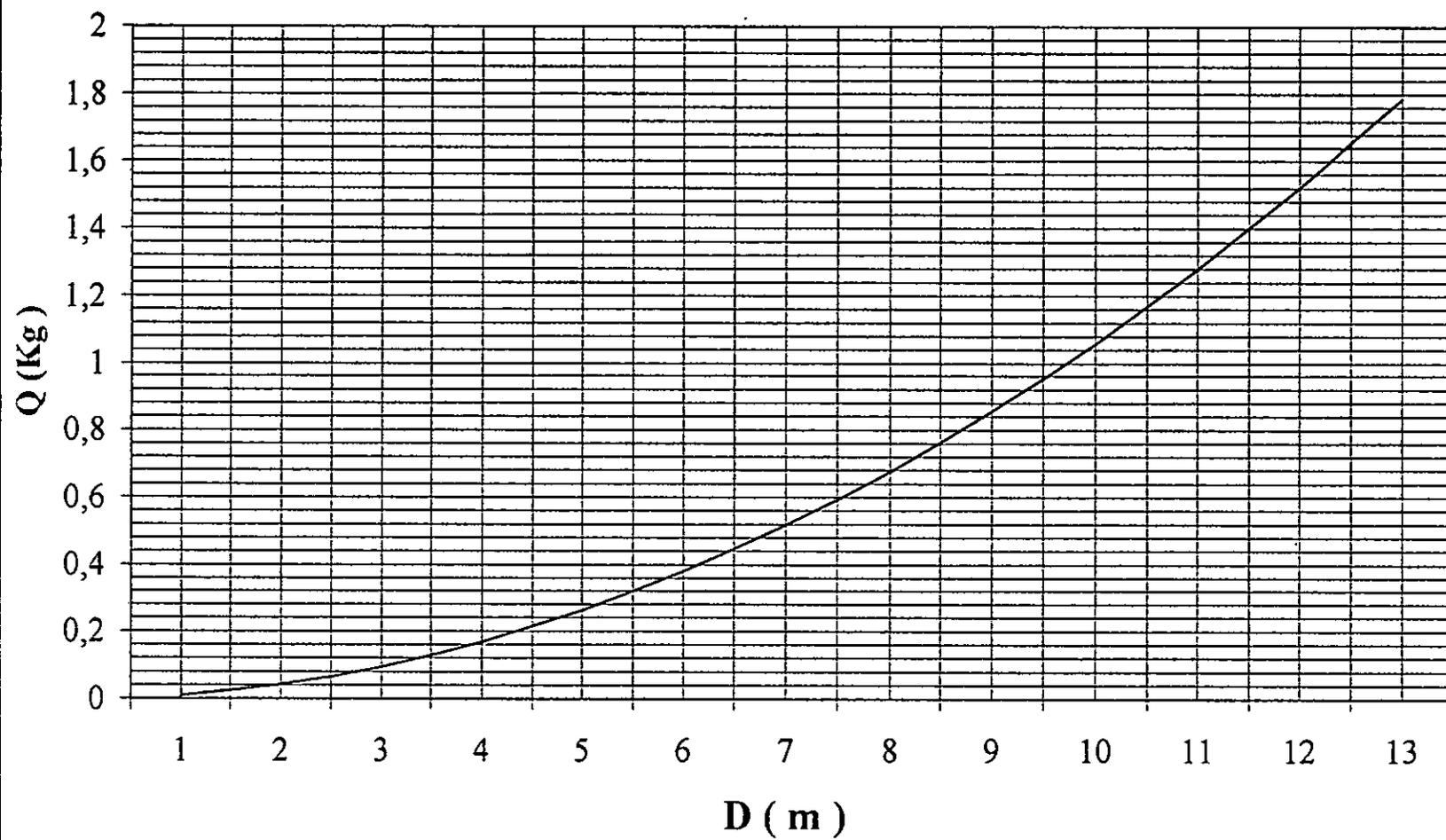
$$Q=0.0105749 \times D^2; \quad (5)$$

Pour avoir des valeurs des charges admissibles instantanées correspondantes à différentes distances tir-ouvrage, on a établi le graphe IV-2 où l'on porte suivant l'axe des abscisses les valeurs de la distance tir-ouvrage, et suivant l'axe des ordonnées les charges unitaires admissibles selon la relation (4).

Graphe IV-1:loi de propagation du site



Graphe IV-2 : charge admissible



Chapitre V

Application à la grande voûte

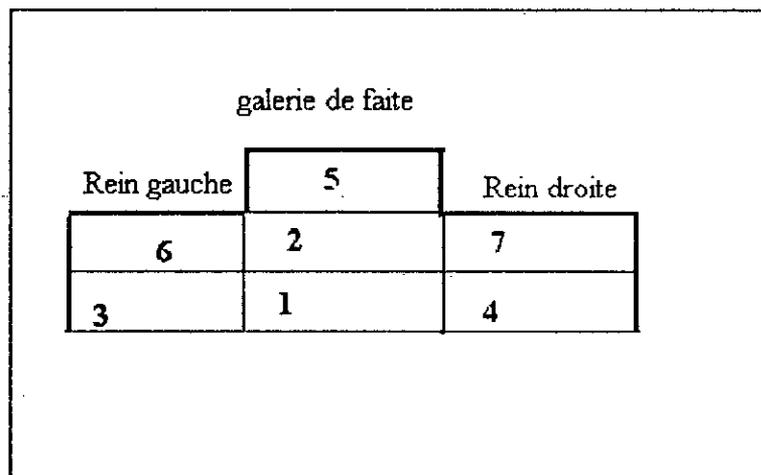
Cette partie est une voûte de 14.50 m d'ouverture et de 13 m de hauteur, et d'une longueur de 30 m la couverture au niveau de la voûte est de 30 m. La voûte se situe dans les gneiss dont l'épaisseur de gneiss est de 2 m au maximum, avec une possibilité d'avoir des contacts argileux en clé de la voûte.

I. MODE DE CREUSEMENT

D'après les données citées précédemment le creusement se fait comme suit :

- ✓ Le creusement de la voûte se fait en sections réduites (fig. V-1).
- ✓ On commence tous d'abord par le creusement d'une galerie de faite de 5 m d'ouverture, et 6.27 m de hauteur, cette galerie sera creusée mécaniquement.
- ✓ Le creusement des reins de la galerie de faite a l'explosif (la section transversale des reins est de 25 m²).
- ✓ La longueur d'avancement doit être réduite, on propose 1.00 m.

La cinétique d'avancement des volées sur le plan schématisé est la suivante :



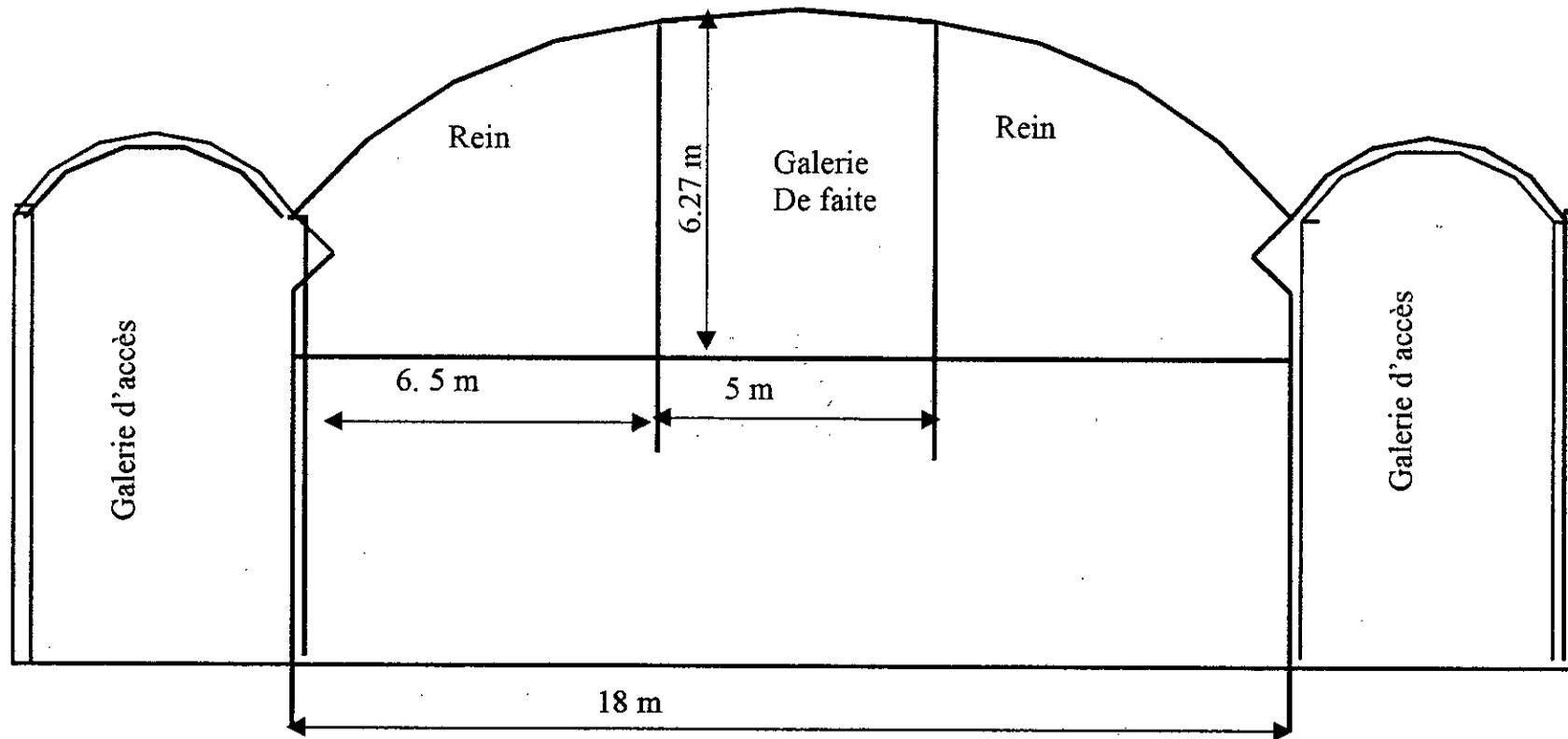


Fig. V-1 : division de la grande voûte en sections réduites

II. SOUTÈNEMENT

Le soutènement se fait d'après la nouvelle méthode autrichienne caractérisée par la pose immédiatement du soutènement provisoire ;

Le soutènement comprend :

- ✓ Des boulons à ancrage ponctuel ;
- ✓ Béton projeté armé de treillis soudés ;
- ✓ Des cintres métalliques lourds de type HEB 220 ;

Il faut prévoir un supporta du cintre au niveau de la galerie de faite, parce que les boulons peuvent ne pas êtres efficaces à cause de la faible couverture du gneiss.

L'appuis du soutènement à l'extrémité de la voûte se fait sur les galeries latérales d'accès (Fig.V-1).

Le marinage se fait par un excavateur à godet de type « TORO D 150 » .L'évacuation des déblais vers la surface du sol se fait à l'aide d'une grue.

III. PLAN DE TIR [9]

Le creusement des reins se fait à l'explosif, c'est pour cela qu'il faut établir un plan de tir permettant le creusement en toute sécurité.

III-1.Longueur d'avancement

$$L_{av} = L_{tr} \times n ;$$

L_{tr} : longueur de trou de mine ;

n : coefficient d'utilisation du trou ;

dans notre cas suivant la longueur de la tige de foration on prend $L_{tr} = 1.2 \text{ m}$;

$n : 0.83 - 0.87$, on prend la moyenne arithmitique $n = 0.85$;

dans ce cas la longueur d'avancement est : $L_{av} = 1.02 \times 0.85$

III.2 Charge spécifique d'explosif

Le massif est homogène ;

$$q = q_0 \times f_1 \times v_1 \times e ;$$

q_0 : indice de terrabilité

$$q_0 = 0.1 \times f = 0.1 \times 0.3$$

$$q_0 = 0.3 ;$$

f : c'est la dureté de la roche ;

f_1 : coefficient tenant compte de la structure du massif ;

$$f_1 = 1.3 \text{ (tableau V-1) ;}$$

e : c'est le coefficient d'utilisation pratique de l'explosif ;

$$e = 1.27 \text{ Kg/m}^3 ;$$

v_1 : coefficient tenant compte de nombre de surface libre ;

$$v_1 : 1.2 - 1.5 ;$$

Dans notre cas nous avons deux surfaces libres ; on prend $v_1 = 1.40$;

$$q = 0.3 \times 1.3 \times 1.40 \times 1.27 ;$$

$$q = 0.69 \text{ Kg/m}^3 ;$$

III.3.. Volume abattu en place

$$V = Scr \times Lav ;$$

Scr : c'est la surface transversale de creusement [m^2] ;

$$Scr = 25 \text{ m}^2 ;$$

$$V = 25 \times 1 = 25 \text{ m}^3 ;$$

III.4 Consommation spécifique par volée (q_v)

$$q_v = V \times q$$

$$q_v = 25 \times 0.69$$

$$q_v = 17.25 \text{ Kg};$$

IV.5 Calcul du nombre de trou

$$N_{tr} = \frac{Scr \times q \times 1.27}{a \times \Delta \times d_c^2};$$

a : coefficient de remplissage du trou ;

a : 0.7 – 0.85 ;

On prend $a = 0.7$ (tableau V-2) ;

Δ : masse volumique de l'explosif ;

$\Delta = 1.45 \times 10^3 \text{ Kg/m}^3$;

d_c : diamètre de la cartouche ;

$d_c = 25 \text{ mm} = 0.025 \text{ m}$;

$$N_{tr} = \frac{1.27 \times 0.69 \times 25}{0.7 \times 1450 \times 0.025^2}$$

$$N_{tr} = 34,53$$

On prend $N_{tr} = 35$;

III.6 Distance entre les trous (Dtr)

Pour les trous d'abattage :

Dtr \geq 0.3 m pour les roches dont $f > 7$;

Dtr \geq 0.45 m pour les roches dont $f < 7$;

La ligne de moindre résistance :

$$W = 47 \times a \times d_c \times \sqrt{\Delta / \rho \times e \times n}$$

ρ : masse volumique de la roche.

$$\rho = 2.6 \times 10^3 \text{ Kg / m}^3$$

$$W = 47 \times 0.7 \times 0.025 \times \sqrt{1.45 / 2.60 \times 1.27 \times 0.85}$$

$$W = 0.69 \text{ m ;}$$

Cela nous permet de prendre les intervalles suivants :

La distance entre les trous d'abattage varie entre 0.65 à 0.7 m.

La distance entre les trous de contour varie entre 0.65 et 0.8.

La distance entre les trous de contour et le contour profil de l'excavation varie entre 10 à 30 cm, dans notre cas on peut prendre 30 cm.

III.7 Consommation moyenne par trou (q_m)

$$q_m = q_{ex} / N_{tr} ;$$

$$q_m = 17.25 / 35$$

$$q_m = 0.490 \text{ Kg.}$$

IV.8 Nombre de cartouches dans chaque trou (N_c)

$$N_c = q_v / q_c ;$$

q_c : poids de la cartouche : 0.100 Kg ;

$$N_c = 0.5 / 0.1 ;$$

$$N_c = 5 ;$$

IV.9 Détermination du numéro de série de détonateurs

On procède à un amorçage fond de trou à l'aide des détonateurs électriques micro retard 30 ms à haute intensité.

Lorsqu'on utilise des détonateurs électriques micro retard, on parle de la charge unitaire ; qui a une grande influence sur le niveau de vibration fixé à 20 mm/s.

Pour l'exécution des 9 premier mètre de la grande voûte la distance minimale entre le front d'attaque et le bâtiment le plus proche est de 12 m.

Alors d'après le graphique(IV-2), on peut avoir :

La charge unitaire correspondante à cette distance est de 1.5 Kg.

Donc le nombre de trou par numéro est :

$$N = 1.5/q_m;$$

$$N = 1.5 / 0.5$$

$$N = 3$$

Pour l'exécution d'une volée le nombre de trou nécessaire est 35trous.

Alors on peut utiliser une série de détonateurs électriques dont les numéros 0 à 11.

Caractéristiques des roches	Coefficient f_1
Roches élastiques	2.0
Roches fissurées, roches schistiques disloquées.	1.4
Roches schistiques et plan de stratification parallèle à l'axe du trou.	1.3
Roches cassantes sans fissures	1.1
Roches durs homogènes	0.8

Tableau V-1 : Calcul du coefficient f_1

		Dureté f	
		0_5	5_10
d_c mm	24_28	0.35_0.7	0.75_0.85
	32_36	0.3_0.6	0.75_0.85
	40	0.3_0.5	0.5_0.75
		Coefficient a	

Tableau V-2 : Calcul du coefficient de remplissage.

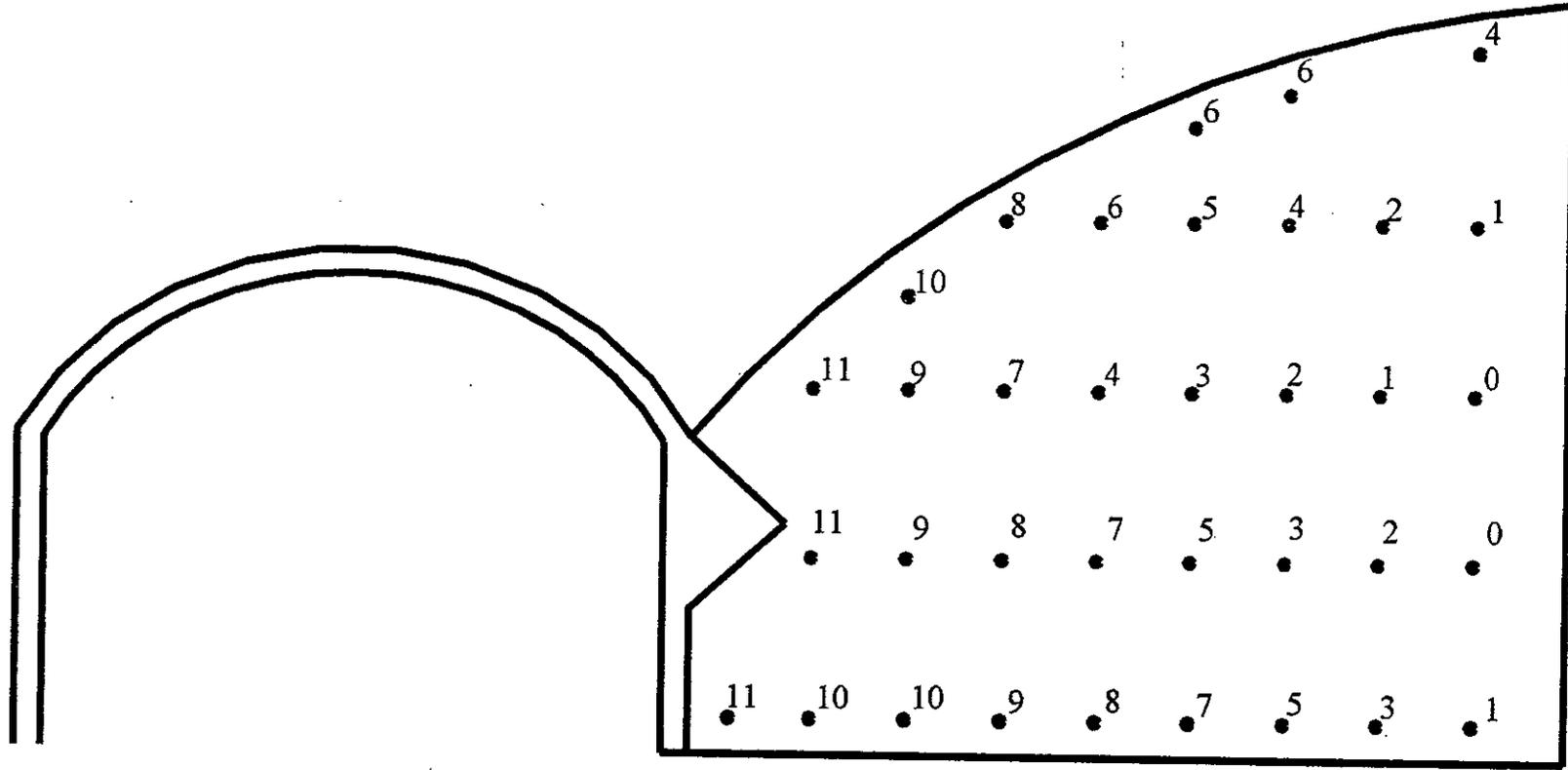


Fig V-2 : plan de tir type pour un rein

Conclusion Générale

Au terme de ce mémoire on peut retenir que lors du creusement des ouvrages souterrains à l'explosif en site urbain et avec faible profondeur deux problèmes principaux se posent : l'effondrement des terrains et les nuisances de vibrations engendrées par les tirs de mines.

Pour éviter l'effondrement des terrains qui risque de détruire les ouvrages en surface on doit procéder à un soutènement caractérisé par sa pose immédiate après l'abattage, et choisir un mode de creusement permettant de réduire la surface de décompression et facilitant la pose du soutènement.

Pour limiter les vibrations engendrées par les tirs de mines il faut déterminer les seuils des vitesses particulières en fonction de la distance séparant le lieu de tir et l'ouvrage en question, et la charge de l'explosif correspondante.

BIBLIOGRAPHIE

BOKY.B, 1968

Exploitation des mines ,Édition MIR, Moscou

BOUVARD.A,COLOMBET.G, 1988

Ouvrages souterrains, Presse de L'ENPC

BOXHO.J, 1977

Vibrations engendrées par les tirs, Annales des mines de Belgique

CHAPOT.P, 1981

Étude des vibrations engendrées par les tirs de mine. Rapport de recherche LPC N°105.

CHRISTON.S, 1977

Pratique des explosifs, Édition EYROLLES

EMA, 1983

Avant projet détaillé

GESTA P., 1980

AFTES (texte de recommandations relatives aux choix de soutènement), Édition SE PALY Devines, Paris

GENISIDER , 1991

Rapport géotechnique de la station Khelifa Boukhalfa

MALEK.F, 1991

Influence des travaux souterrains à l'explosif sur les ouvrages en surface (PFE.G.Minier)

CHAPOT.P, 1981

Étude des vibrations engendrées par les tirs de mine. Rapport de recherche LPC N°105.

SAADA.V, 1994

Projet d'implantation d'un ouvrage métropolitain, Thèse Magistère, G.Minier ENP

OURABIA.K,1983

Monographie et géotechnique de la région d'Alger, Édition OPU.