

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GÉNIE MINIER

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Influence des travaux souterrains à l'explosif en site urbain sur les ouvrages en surface

(Cas du métro d'Alger)

Proposé par :
COSIDER

Etudié par :
MALEK Farid

Dirigé par :
Dr Md Aguid Bachar

PROMOTION
Juin 1991

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- Mon père;
- Ma mère;
- Mes frères et soeurs;

Ainsi qu'à mes neveux, ma nièce et tout qui me sont chers.

REMERCIEMENTS



Je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué à ma formation et à la réalisation de ce modeste travail et en particulier :

- DR Mohamed AGUID BACHAR (mon promoteur);
- Mr. Ait YARIATENE (Chef de département);
- Mr J-KUDELKO;
- Mme BOUMBAR;
- Mme CHABOU;

et tout les enseignants du département de Génie-Minier (E.N.P.A).

Je n'oublierai pas de remercier tous ceux qui n'ont ménager aucun effort pour me venir en aide au niveau de COSIDER (projet METRO-D'ALGER) et de l'E.M.A .

Que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail trouve ici l'expression de ma gratitude.

S O M M A I R E

INTRODUCTION01

CHAPITRE I : COMPAGNE DE RECONNAISSANCE ET PRESSIONS
DE TERRAIN

1- CONTEXTE GEOLOGIQUE :

1-1/ DESCRIPTION GEOLOGIQUE DE LA REGION D'ALGER (14).....03

1-2/ DESCRIPTION GEOLOGIQUE DES FORMATIONS LE LONG DU
 TRONCON (GRANDE POSTE - KHELITA BOUHALFA) (1).....05

2- ETUDE HYDROGEOLOGIQUE (11,15).....06

3- ETUDE GEOTECHNIQUE (11,15).....08

4- APPRECIATION DE LA STABILITE AUTOUR DU TUNNEL:

4-1 ETAT DE CONTRAINTE DANS LE MASSIF ROCHEUX (2), (4).....10

4-2 ETAT DE CONTRAINTE DES ROCHES SUR LE CONTOUR DE
 L'EXCAVATION (2).....11

4-3 CALCUL DE LA STABILITE DE L'OUVRAGE (2), (5).....13

4-4 PRESSION DE TERRAIN SUR LES EXCAVATIONS MINIERES (2).....15

4-5 CONCLUSION16

CHAPITRE II/ PROCESSUS TECHNOLOGIQUE D'APPRESENT (13,15)

INTRODUCTION18

1/ CHOIX DE LA MACHINE DE FORATION19

2 CHOIX DU TYPE D'EXPLOSIF ET MOYEN DE MISE A FEU20

3/ TRAVAUX DE TIR POUR LA DEMI-SECTION SUPERIEURE25

4/ SOUTÈNEMENT PROVISOIRE26

5/ MARINAGE28

6/ SECTION INFÈRIEURE30

7/ SOUTÈNEMENT DEFINITIF	30
8/ VENTILATION	32
9/ CONCLUSION	37

CHAPITRE III: INFLUENCE DES AFFAISSEMENTS SUR LA SURFACE

1- GENERALITES SUR LES AFFAISSEMENTS :	
1-1 INTRODUCTION	41
1-2 ANALYSE DU MOUVEMENT DE SURFACE [63].....	42
1-3 PARTICULARITE GEOMETRIQUE DE LA CUVETTE D'AFFAISSEMENT [63].....	43
1-4 MECANIQUE DE L'AFFAISSEMENT MINIER [63].....	44
1-5 LES DEGATS DE SURFACE [43],[63]	
a- LES DEFORMATIONS PAR EXTENSION	44
b- LES DEFORMATIONS PAR COMPRESSION	47
c- LES DESORDRES DUE A L'AFFAISSEMENT	
1-6 DEROULEMENT DU MOUVEMENT DE SURFACE EN FONCTION DU TEMPS [43],[63]	49
1-7 CLASSIFICATION DES OUVRAGES EN SURFACE ET LIMITES ADMISSIBLES [123]	50
2- CAS DU METRO D'ALGER :	
2-1 METHODE DE MESURE	53
2-2 MATERIELS UTILISES	53
2-3 RESULTATS DE MESURE	54
2-4 INTERPRETATION	
3- CONCLUSION	67

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'EFFET DU TIR SUR LE SOL

INTRODUCTION69

1/ GENERALITES SUR LES VIBRATIONS DU SOL [81].....69

 1-1/ ENERGIE ET ONDES69

 1-2/ ATTENUATION DES ONDES73

2/ LA PREDICTION DES EFFETS D'UN TIR [81]

 2-1/ INFLUENCE SUR LA NATURE D'EXPLOSION.....74

 2-2/ INFLUENCE SUR LA NATURE DU TERRAIN.....75

 2-3/ INFLUENCE SUR LA DISTANCE ET LA QUANTITE DE CHARGE.....75

 2-3-1/ INFLUENCE DE LA DISTANCE.....76

 2-3-2/ INFLUENCE DE LA CHARGE.....77

 2-3-3/ INFLUENCE SIMULTANEE.....78

CHAPITRE V : ETUDE DE L'EFFET DU TIR SUR LES

OUVRAGE

INTRODUCTION81

1/ INTERACTION SOL-STRUCTURE :

 1-1/ COMPORTEMENT DES STRUCTURES SOUS L'EFFET DES
 VIBRATIONS [121]81

 1-2/ FREQUENCE PROPRE D'UN BATIMENT [131]82

2/ NUISANCES ET DEGATS [81, [9], [10]83

3/ CRITERES DE SECURITES — RECOMMANDATIONS ET NORMES — [111]86

 3-1/ PROJET DE NORME DE L'AFTES90

 3-2/ PROJET DE NORME DE L'ISO91

 3-3/ NORME DIN 415094

CHAPITRE VI : ACQUISITION DE DONNEES ET INTERPRETATION

1/ Acquisition des données	102
1-1/ Description du site	102
1-2/ Plan de tir	103
1-3/ Les mesures de vibrations	
1-3-1/ Appareillages	105
1-3-2/ Mesures	106
1-3-3/ Résultats	108
2/ Nuisances et dégâts produits	113
3/ Interprétations	
3-1/ Etude descriptive	113
3-2/ Etude comparative	115
3-3/ Détermination de la vitesse limite	116
3-4/ Conclusion	118
CONCLUSION GENERALE	119

INTRODUCTION :

- Le nombre d'habitants de la ville d'Alger a doublé en moins de vingt ans.

- L'analyse de l'ensemble des moyens existants d'une part et de la demande a révélé un état critique pour le transport. Les cadences sont telles que seul un moyen de grande capacité et en souterrain, tel que le METRO d'ALGER, pourrait les désorber.

- Les constructions de tunnels ont de tout temps suscité un intérêt certain. Ces réalisations qui, dès le début demandèrent un effort soutenu et présentèrent des dangers évidents furent créées dans des buts divers et en particulier pour le transport : c'est le cas du METRO d'ALGER.

- La réalisation d'un tel ouvrage, de part son emplacement en site très urbanisé et sa petite profondeur nécessite une sécurité totale tant pour les immeubles et les infrastructures (routes, ponts ...) que pour les êtres.

- Et c'est dans ce cadre que s'insère notre modeste projet que nous espérons contribuer dans la construction du tunnel métropolitain (METRO D'ALGER).

CHAPITRE I : COMPAGNE DE RECONNAISSANCE ET PRESSIONS
DE TERRAIN :

1- CONTEXTE GEOLOGIQUE :

1-1/ DESCRIPTION GEOLOGIQUE DE LA REGION D'ALGER.

1-2/ DESCRIPTION GEOLOGIQUE DES FORMATIONS LE LONG DU
TRONCON (GRANDE POSTE - SHELIFA BOUKHALFA).

2- ETUDE HYDROGEOLOGIQUE

3- ETUDE GEOTECHNIQUE

4- APPRECIATION DE LA STABILITE AUTOUR DU TUNNEL:

4-1 ETAT DE CONTRAINTE DANS LE MASSIF ROCHEUX

4-2 ETAT DE CONTRAINTE DES ROCHES SUR LE CONTOUR DE
L'EXCAVATION

4-3 CALCUL DE LA STABILITE DE L'OUVRAGE

4-4 PRESSION DE TERRAIN SUR LES EXCAVATIONS MINIERES

4-5 CONCLUSION

1- CONTEXTE GEOLOGIQUE:

1-1 DESCRIPTION GEOLOGIQUE DE LA REGION D'ALGER:

Dans la région d'Alger et suite à la reconnaissance géologique basée sur l'étude des cartes géologiques et des sondages carottés, on distingue:

- * Au nord, le massif cristallophylien d'âge primaire formant un massif allongé d'EST en OUEST sur 20 Km environ.
- * Au sud, la série sédimentaire d'âge tertiaire qui forme un anticlinal du N/EST au S/OUEST.

Il est oblique par rapport au domaine cristallophylien et se prolonge dans les bassins de la Mitidja.

Ces deux ensembles géologiques sont localement recouverts par des formations très récentes du quaternaire.

LE MASSIF CRISTALLOPHYLIEN PRIMAIRE:

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

- * les schistes et micaschistes,
- * les schistes ardoisiens fortement injectés de quartzite dans lesquels s'intercalent des bancs calcaires métamorphiques.
- * les gneiss plus ou moins veillés de quartz et injectés de roches granitiques (granito-gneiss, pegmatites, embrichites).

- Toutes ces formations présentent en surface une zone d'altération qui peut aller de quelques mètres à une dizaine de mètres et dont les produits d'altération sont constitués d'argiles, de sable et de cailloux.

LES TERRAINS SEDIMENTAIRES DU TERTIAIRE:

On rencontre de bas vers le haut les formations suivantes:

Le Pointien: C'est une formation de grès, conglomérats et poudingues surmontant le massif primaire et dont l'épaisseur est d'environ 10 m.

Le Plaisancien: C'est une formation marneuse coquillienne de plus en plus gréseuse en allant vers l'EST avec souvent d'importants passages de calcaires gréseux. L'épaisseur varie de 50 à 100 m au niveau de la mitidja.

L'Astien: C'est un ensemble de formations de teinte jaunâtre d'âge astien et qu'on regroupe sous le terme de mollasse et constitué de grès calcaires, sables, calcaire en plaquettes et de marne sableuse. L'épaisseur peut aller jusqu'à 40 m.

LE QUATERNAIRE:

Les différentes assises géologiques du primaire et du tertiaire sont généralement recouvertes indifféremment par les couches quaternaires suivantes:

*** les ALLUVIONS et COLLUVIONS:**

Ils regroupent les formations d'âge CALABRIEN A QUATERNAIRE RECENT dont l'épaisseur peut aller jusqu'à 17 m et regroupent le plus souvent, des argiles ou limons argileux rougeâtres, sableux ou graveleux ainsi que les sables et graviers.

*** Les remblais:**

Ce sont généralement les éléments sablo-graveleux et limoneux avec des débris. Leurs épaisseurs est d'environ 12 m, mais la limite avec les formations sous-jacentes est souvent difficile à déterminer.

2-2 DESCRIPTION GEOLOGIQUES DES FORMATIONS LE LONG DU TRONCON (GRANDE POSTE - KHELIFA BOUKHALFA)

- Du haut vers le bas, on distingue :

* les remblais forment une couche continue le long du tronçon de 1 à 5 m d'épaisseur.

* Plus bas, les alluvions ayant une épaisseur pouvant atteindre 3 à 4 mètres pouvant être inexistantes sur des parties du tronçon.

* Ensuite viennent des formations de gneiss et de gneiss-alterés.

- Ce tronçon est entièrement situé dans des formations primaires. Les couches observées au fond du tunnel pendant l'avancement de celui-ci sont généralement des gneiss et des gneiss-alterés. On trouve parfois et par endroits, au dessous des remblais, des couches d'extension réduite de schistes et de micaschistes fortement injectés de quartzite.

- Ces formations très fracturées sont souvent granitisées (granito-gneiss). On a reconnu ponctuellement quelques pegmatites et brèches de failles. Il existe plusieurs micro-failles dont la densité varie très brusquement comme c'est le cas pour le degré d'altération des gneiss.

(PLANCHE 1)

ETUDE HYDROGEOLOGIQUE:

- Les conditions hydrogéologiques peuvent être définies par différentes méthodes qui sont:

* Par des points d'observations visuelles (présence de sources, différence de végétations ...).

* Par une étude de site, au moyen d'essais in situ.

- les essais réalisés sont :

- * Relevés piézométriques;
- * Essai LUGEON (roche);
- * Essai LE FRANC (sol);
- * Essai de pompage.

1- Relevés piézométriques:

Consiste à installer un biézomètre lors de l'exécution du forage et par des mesures de pression qui permettent de définir les principales caractéristiques des divers aquifères.

2-Essai LUGEON:

Consiste à envoyer dans une tranche du forage de hauteur h, isolée du reste du forage par un obturateur de l'eau sous charge constante. La mesure de la variation du niveau d'eau permet de se faire une idée du degré de fissuration de la roche et des possibilités de colmatation et de décolmatation des fissures.

3- Essai LE FRANC:

- Consiste à réaliser une cavité au fond d'un forage et à y injecter ou à en pomper de l'eau. La cavité doit être aménagée de telle sorte que la filtration ne se fasse que par ses parois et non pas par celles du forage.

- La perméabilité du sol est déterminée en traçant les graphes : hauteur/débit ou hauteur/temps.

Essai de pompage:

- Consiste à pomper l'eau de la nappe et d'y voir la variation du niveau piézométrique qui donnera une idée sur le débit des venues d'eau.

- Du point de vue hydrogéologique, les niveaux d'eau à des profondeurs très variées sont mis en évidence par des relevés piézométriques: ils montrent l'absence d'une nappe continue, mais seulement l'existence d'une circulation locale, ce qui a provoqué la formation des gneiss pourris ou la minéralisation des fractures en silice (quartz) dans les gneiss et les micaschistes.

- Les quelques essais LUGEON réalisés au cours de la 2ème campagne de reconnaissance dans les schistes et les calcaires métamorphiques montrent que la perméabilité est faible: elle se situe entre 10^{-6} et 10^{-7} m/s.

ETUDE GEOTECHNIQUE:

- Pour la réalisation des caractéristiques géotechniques du tracé du tunnel, des essais ont été réalisés. Ces essais sont:

- * Essais de laboratoire (échantillons extraits lors du sondage)
- * Essais in-situ.
- * Essai de CROSS-HOLE.

ESSAIS DE LABORATOIRE:

C'est l'étude des échantillons des sondages carottés.

ESSAI IN-SITU:

Ces essais sont réalisés dans une chambre d'essai, en terrain rocheux de la dimension de la demi-section supérieure du tunnel, conçue pour appréhender le comportement des terrains. Ce sont :

- * Mesure de convergence.
- * Mise en place de boulon extensométrique.
- * Mise en place du béton projeté.
- * Essai de siège.
- * Essai de dilatomètre de forage.

ESSAI DE CROSS-HOLE:

- Ces essais ont pour objet de déterminer les caractéristiques géodynamiques du terrain, qui sont :

- * Module dynamique de YOUNG (E)
- * Module dynamique de cisaillement (Gd)
- * Coefficient de POISSON (μ)

- Le principe de l'essai consiste en la mesure des vitesses des ondes de compression et de cisaillement dans le terrain étudié et de déterminer les caractéristiques géodynamiques comme suit:

$$E = \frac{V_p^2 \cdot \rho \cdot (1+\mu)}{g \cdot (1-\mu)}$$

$$Gd = \rho \cdot V_s \cdot E + 2$$

$$\mu = \frac{2 - (V_p \cdot E + 2 / V_s \cdot E - 2)}{2 \cdot (1 - V_p \cdot E + 2 / V_s \cdot E - 2)}$$

avec

γ : Densité du terrain

V_p : Vitesse de l'onde de compression

V_s : Vitesse de l'onde de cisaillement

4- APPRECIATION DE LA STABILITE DES ROCHES ENTOURANT LE TUNNEL:

4-1 ETAT DE CONTRAINTE DU MASSIF ROCHEUX :

- Avant le creusement d'une excavation minière, il existe un état de contraintes volumiques en équilibre dans le massif.

- La composante verticale de la tension à la profondeur H , en considérant que le massif rocheux est homogène, sans fissures et sans cavités, est :

$$\sigma_z = \gamma \cdot H$$

γ : la masse volumique moyenne des roches (Kg/m³).

- Les composantes horizontales sont déterminées par les propriétés élastiques des roches suivant :

$$\sigma_x = \sigma_y = \lambda \cdot \sigma_z$$

$$\lambda = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

où

λ : coefficient de poussée latérale

μ : coefficient de déformation de POISSON
($\mu = 0.1 \div 0.35$)

- Mais généralement, on trouve dans le massif rocheux beaucoup de fissures et de cavités et l'adhésion entre les blocs de la structure n'existe pas. Un tel état de massif est dit "milieu versé".

- Si la zone considérée dépasse de 3 ou 4 fois la dimension des blocs structuraux, on considère alors :

$$\sigma_z = \gamma \cdot H$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \lambda_2 \cdot \sigma_z$$

$$\lambda_2 = \text{tg}^2 (45^\circ - \varnothing / 2)$$

avec

λ_2 : coefficient de poussée latérale du milieu versé

\varnothing : angle de frottement interne

4-2 ETAT DE CONTRAINTES DES ROCHES SUR LE CONTOUR DE L'EXCAVATION MINIERE:

- Le champ de contraintes qui existe dans le massif rocheux influence les zones de tensions élevées et basses autour des cavités et des fissures qui ont pris naissance dans les ouvrages miniers après le creusement. Ces tensions peuvent même être des tensions de traction.

- L'état de contraintes des roches sur le contour de l'ouvrage horizontal est donné par (FIG I.1)

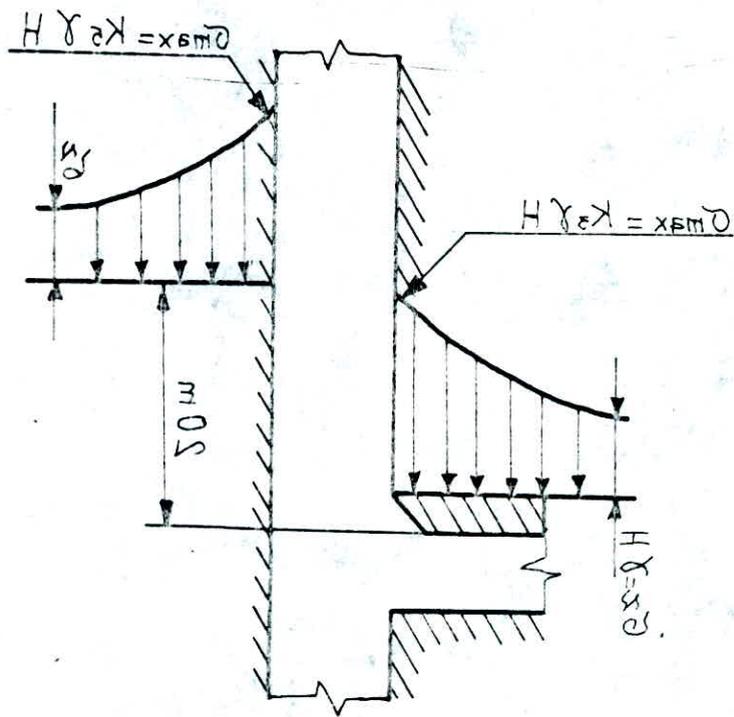
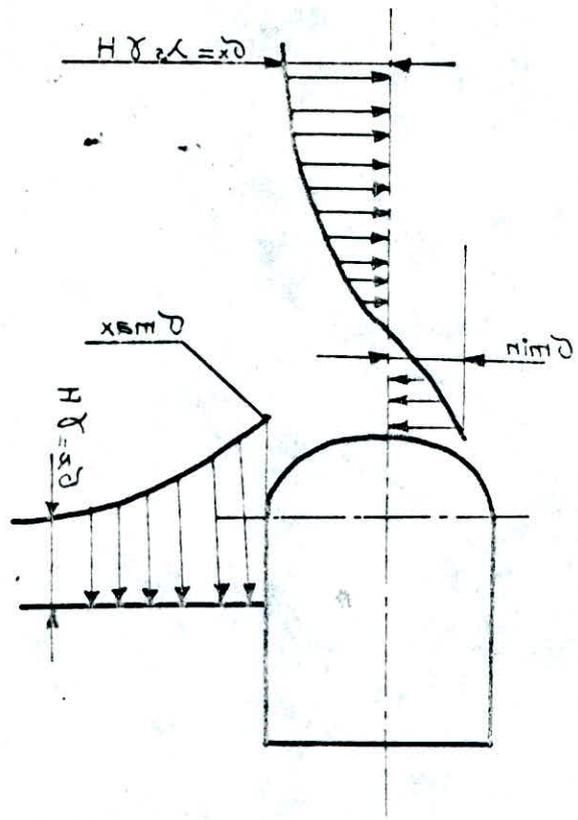


Fig-1 - EPURES DE CONTRAINTES SUR LE CONTOUR DE L'EXCAVATION MINIERE

* Pour les murs, la tension de compression maximale est :

$$\sigma_{\max} = K1 \cdot \tau \cdot H$$

* Pour les toits, la tension de traction minimale est :

$$\sigma_{\min} = K2 \cdot \tau \cdot \lambda_1 \cdot H$$

où K1 et K2 sont respectivement les coefficients de concentration des tensions de compression et de traction déterminés d'après le tableau suivant :

Forme de la section transversale	Hauteur de la route	Parametres de la route		coefficient de concentration		f
		R.d'axe	R.laterale	K1	K2	
voute et pied droit	1/4 b	0.905 b	0.173 b	2	0.4	f >= 12
	1/3 b	0.692 b	0.262 b	2	0.3	f <= 12
	1/2 b	0.5 b		2	0.25	f <= 12
Trapezoidale	--	--	--	2	1.0	--

- Dans le cas des ouvrages verticaux, la tension verticale maximale est :

$$\sigma_{\max} = K3 \cdot \tau \cdot H$$

où K3 est le coefficient de concentration des tensions de compression .

- K3 = 3 dans le cas général

- K3 = 6 dans le cas de jonction des puits et des ouvrages horizontaux.

4-3 CALCUL DE LA STABILITE DE L'OUVRAGE:

- On peut considérer le contour de l'ouvrage comme stable si les tensions sur le contour ne dépassent pas la valeur de la résistance du massif rocheux :

$$* \text{ Pour les murs : } N_m = \frac{R_{comp}}{\sigma_{max}} \geq 1$$

$$N_t = \frac{R_{tr}}{\sigma_{min}} \geq 1$$

N_m et N_t sont les degrés de stabilité dans le mur et dans le toit.

- Ces conditions sont des conditions limites et ne peuvent pas, par conséquent être utilisées dans les calculs. Il faut donc passer à la condition nominale en utilisant les règlements des structures en béton. La condition essentielle de la stabilité de structure s'écrit :

$$R_{comp} \cdot m \geq \sigma_{max} \cdot n_s \cdot n_i$$

m : coefficient de la condition de travail pour le béton.

$m = 0.7$ dans les conditions souterraines.

n_s : coefficient de surcharge pour les pressions de terrain. $n_s = 1 \div 5$

n_i : coefficient de réserve de la résistance du béton.

$$n_i = \frac{\sigma_b}{\sigma_{no}}$$

où σ_b et σ_{no} sont les résistances respectives de l'échantillon du béton et nominale du béton. Elles s'écrivent comme suit :

$$\sigma_{no} = \frac{\sigma_{nr}}{K} \quad \text{et} \quad \sigma_{nr} = \sigma_{normale} = 0,7 \cdot \sigma_b$$

K : coefficient de sécurité pour le béton lourd

$$K = 1 \div 5$$

$$n_i = \frac{\sigma_b}{\sigma_{no}} = \frac{K \cdot \sigma_b}{\sigma_{nr}} = \frac{K \cdot \sigma_b}{0,7 \cdot \sigma_b} = \frac{K}{0,7}$$

Pour K = 2

$$n_i = \frac{1,5}{0,7} = 2$$

$$R_{com} \cdot 0,7 \geq \sigma_{max} \cdot 2 \cdot 1,5$$

$$\frac{R_{com}}{\sigma_{max}} \geq 4$$

Donc, les conditions de stabilité des ouvrages souterrains sans soutènement sont :

$$N_m = \frac{R_{comp}}{\sigma_{max}} = \frac{\sigma_{max} \cdot K_s \cdot \varepsilon}{K_1 \cdot 1 \cdot H} \geq 4$$

$$N_t = \frac{R_{tr}}{\sigma_{max}} = \frac{\sigma_{tr} \cdot K_s \cdot \varepsilon}{K_1 \cdot 1 \cdot H} \geq 4,$$

où:

ε : coefficient de la résistance de longue durée. Il montre la diminution de la résistance de la roche avec l'augmentation de la durée du chargement.

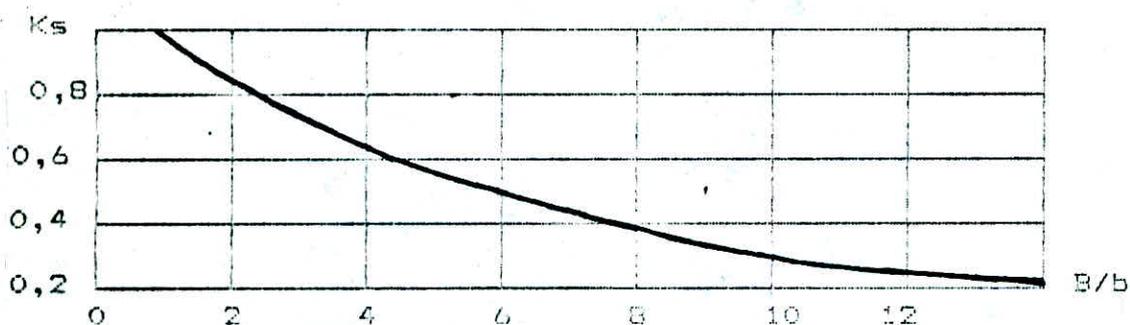
K_s : coefficient d'affaiblissement de structure dépendant de la présence de fissures dans le massif rocheux : lorsque le degré de fissuration croît, le coefficient K_s augmente.

- La valeur de K_s dépend de la distance entre les fissures et peut être déterminée de la manière suivante :

* Soit par un tableau :

Distance entre fissures (m)	K_s
> 1.5	0.9
$1.5 \div 1$	0.8
$1 \div 0.5$	0.6
$0.5 \div 0.1$	0.4
< 0.1	0.2

* Soit par la méthode graphique :



* B : Dimension de la partie du massif.

* b : Distance entre fissure.

4-4 PRESSIONS DU TERRAIN SUR LES EXCAVATIONS MINIERES :

- les excavations minières engendrent des vides dans les terrains. Ces vides sont à l'origine des mouvements et de manifestations de pressions.

- On appelle pressions de terrain, les tensions dans le massif rocheux autour de l'excavation, créé sur le revêtement après le creusement de celle-ci.

- Pour préserver les excavations contre la désagrégation, on utilise un soutènement minier dont les dimensions et la résistance doivent supporter la grandeur de la pression du terrain.

- Pour calculer la pression du terrain, il faut choisir, en fonction des degrés de stabilité N_2 et N_0 , le schéma qui les met en considération.

- Nous pouvons choisir le schéma de voute et de pieds-droit, et compte tenu de la dimension assez grande et de la fissuration du terrain dans notre cas, nous pouvons dire que les pressions exercées sur le toit et sur les pieds-droit sont en forme de prisme.

4-5 CONCLUSION :

En plus des cintres métalliques et du boulonnage, le soutènement choisi en béton armé possède une résistance à la compression égale à 27 Mpa. cela est largement suffisant aussi bien pour la stabilité des terrains que pour celle de l'ouvrage.

CHAPITRE II/ PROCESSUS TECHNOLOGIQUE DU CREUSEMENT

INTRODUCTION.

- 1/ CHOIX DE LA MACHINE DE FORATION.
- 2/ CHOIX DU TYPE D'EXPLOSIF ET MOYEN DE MISE A FEU.
- 3/ TRAVAUX DE TIR POUR LA DEMI-SECTION SUPERIEURE.
- 4/ SOUTÈNEMENT PROVISOIRE.
- 5/ MARINAGE.
- 6/ SECTION INFERIEURE.
- 7/ SOUTÈNEMENT DEFINITIF.
- 8/ VENTILATION.
- 9/ CONCLUSION.

INTRODUCTION:

- Pour une meilleure organisation du travail, un meilleur rendement des engins et une possibilité de leurs utilisations, le creusement se fait par deux demi-sections.

* Demi-section supérieure :

Diamètre = 10,24 m

Section = 41,17 m².

* Demi-section inférieure :

Largeur = 5,12 m.

Hauteur = 3,52 m.

Section = 17,96 m².

- La galerie de reconnaissance est réalisée dans l'objectif de :

* Faire la reconnaissance géologique.

* Créer une surface de dégagement supplémentaire pour les tirs d'abattage.

- Le creusement de la galerie de reconnaissance est réalisé à l'aide de la gelantit 1/30 par plan de tir bouchon Canadien qui est très commode pour le creusement des galeries en sites urbains à petite profondeur.

- La référence kilométrique qui a été utilisée est la suivante :

* Le PK 0.000 de référence se trouve à l'entrée nord de la station " Place des martyrs " au point dont les coordonnées sont :

x = 523448 ; 937388.

y = 387300 ; 634961.

* Les PK sont positifs en se déplaçant de la station PLACE DES MARTYRS en direction de BACHJARAH, et négatifs dans le sens PLACE DES MARTYRS - STATION OUED KORICHE.

1/ CHOIX DE MACHINE DE FORATION:

- Les choix des machines et des équipements de foration se fait en fonction de :

- * La dureté de la roche.
- * La section de l'ouvrage.
- * Le mode de creusement.
- * la destination de l'ouvrage.
- * Le rendement.

- Pour les conditions du terrain donné et la dimension de la section, la foreuse choisie est du type : BOOMER H175, équipée de deux bras hydrauliques : BUT 35.

Caractéristiques technique de BOOMER:

(BOOM 2 * BUT 35).

Dimensions :

- Longueur = 11630 mm.
- Largeur = 2500 mm.
- Hauteur = 3050/3750 mm.

Caractéristiques techniques du RUT 35:

- Poussée = 12,5 kn.
- Rotation = 360°.
- Extension télescopique = 1600 mm.
- Zone de couverture = 85 m².

2/ CHOIX DU TYPE D'EXPLOSIFS ET MOYEN DE MISE A FEU:

1/ Caractéristiques générales des explosifs :

- Les explosifs sont des composés chimiques ou des mélanges mécanique qui sous l'action d'une impulsion extérieure (échauffement, étincelles, chocs) sont aptes à exploser, c'est à dire pouvant se transformer instantanément en d'autres composés chimiques avec un dégagement de chaleur et formation d'un gaz capable de produire un travail mécanique, en engendrant une onde de choc dans le milieu environnant (vibrations).

2/ Types d'explosifs :

- Les explosifs sont classés dans les catégories suivantes:

* Explosifs déflagrants : Ils détonnent lentement, atteignant au maximum 500 m/s et provoquent une flamme longue et prolongée.

* Explosifs détonnants : Ils détonnent avec une grande vitesse, comprise entre 1200 et 7200 m/s.

- Les explosifs peuvent aussi être classés d'après leurs conditions d'emploi :

1. Permis seulement pour les travaux à ciel ouvert.
2. Permis pour l'utilisation souterraine et à ciel ouvert dans les mines dangereuses.
3. Permis pour l'utilisation dans les travaux souterrains et à ciel ouvert, y compris les mines de dégagement de gaz et en poussière.

Ce type d'explosif renferme, contrairement aux deux premiers groupes (ordinaires), les explosifs de sûreté.

Ils sont classés en :

- * Pour les travaux au charbon et au rocher.
- * Pour les travaux au rocher exclusivement.
- * Pour les travaux dans les mines de soufre.

- Les explosifs utilisés dans les travaux souterrains peuvent être classés en :

- * Dynamites.
- * Explosifs gélatineux.
- * Explosifs à faible pourcentage de nitroglycérine (moins de 10%) .

- Les principales caractéristiques servant de critères de choix des explosifs sont :

* Densité :

- C'est une caractéristique physique qui a une influence directe sur sa capacité de travail, elle varie de 0,8 à 1,7 .

* Vitesse de détonation :

- C'est la vitesse de propagation de l'onde explosive dans l'explosif lui même.

* Coefficient de self-excitation (C.S.E) :

- Il est défini comme étant la distance maximale entre deux charges identiques pour qu'il y est transmission de l'explosion sans que ces deux charges ne soient reliées.

* Coefficient d'utilisation pratique (C.U.P) :

- C'est la quantité relative d'une masse (m) de l'explosif sur la masse (ms) d'un explosif de référence (acide picrique ou milinite) provoquant un evasement de même volume dans un bloc de plomb sans bourrage.

3/ Choix de l'explosif :

- Le choix de l'explosif dépend des facteurs suivants:

- * La densité des roches.
- * Le type de travail à exécuter.
- * Les conditions intervenants pendant le chargement (sol humide, souterrain, etc...);
- * Les effets sur la surface.

- Dans le cas du Métro d'Alger, le choix a été fait sur la gélanit I/30 dont les caractéristiques sont données dans le tableau II.1 .

4/ Moyen de mise à feu :

- Pour créer la détonation d'un explosif en pratique, il faut lui communiquer une onde de choc. Cette dernière est l'action extérieure nécessaire pour amorcer l'explosion.

- Les détonateurs sont des tubes cylindriques de cuivre ou d'aluminium de 6 à 7 mm de diamètre dans lesquels se trouvent au moins une charge amorçante, une charge détonante, un filament électrique et une masse isolante. L'inflammation de la charge amorçante qui est transmise à la charge détonante est provoquée par le passage du courant électrique dans le filament.

- Les détonateurs utilisés sont :

* DMR-HI 20 (détonateur à haute insensibilité avec un micro-retard de 20 ms).

On utilise à défaut de punerie les détonateurs :

* DER-HU 500 (détonateur à haute insensibilité avec un retard de 500 ms).

- L'exploseur est une source de courant à action instantanée du type Z.E.B 400.

- Les détonateurs à retard et micro-retard nous amène à définir trois notions de charges :

* Charge unitaire : qui est la charge globale dans un trou de mine.

* Charge instantanée : qui est la charge maximale par retard ou micro-retard.

* Charge totale : qui est la charge utilisée dans tout le tir.

T A B L E A U II.2 : Charge spécifique en fonction de la dureté de la roche:

COEFFICIENT DE DURETE DES ROCHES (f)	CHARGE SPECIFIQUE DE L'EXPLOSIF POUR LES CONDITIONS STANDARDS (Kg/m) (q)
15 ÷ 20	1,2 ÷ 1,5
10 ÷ 15	1,0 ÷ 1,1
8 ÷ 9	0,8 ÷ 0,9
4 ÷ 7	0,4 ÷ 0,7
2 ÷ 3	0,2 ÷ 0,3
2	0,15

3/ TRAVAUX DE TIR POUR LA SECTION SUPERIEURE :

- Contrairement aux techniques traditionnelles qui consistent à faire l'excavation suivant la plus grande section possible en gardant comme objectif la rentabilité de foration, la section minimale à abattre devant être compatible avec la dimension des éléments de soutènement (cintres métalliques), l'excavation dans le cas du Métro d'Alger se fait par la nouvelle méthode AUTRICHIENNE (N.M.A) de construction de tunnels.

- Selon la méthode Autrichienne, on s'efforce de réduire les désordres dans le terrain et à la surface, surtout que l'on se trouve dans une zone très urbanisée, en travaillant en sections partielles avec un plan de tir finement calculé ou même par excavation mécanique, en s'affranchissant des problèmes de rendements.

- La consommation spécifique est de 0,25 à 0,40 (Kg/m³), par contre la consommation par retard ou micro-retard varie de 0,500 à 0,875 Kg.

- Le partage en sections partielles de la section supérieure, se fait de deux manières, selon la géologie locale (front de taille). On s'efforce toujours de dégager la partie la plus facile.

Les deux possibilités de partage sont données par les figures II.2 et II.3 .

PLAN DE LA 1/2 SECTION SUP

TUNNEL-B-

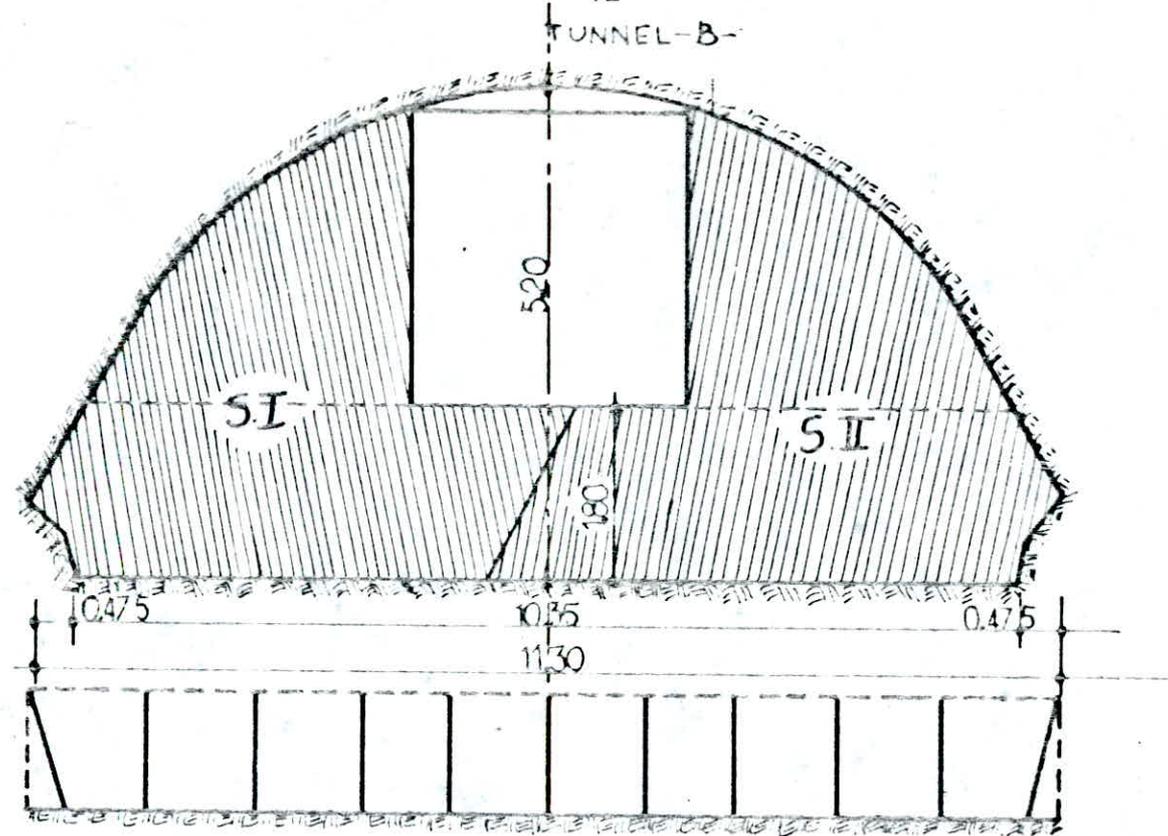


Figure : II - 3

PARTAGE DES SECTIONS
TYPE - II

detonateurs - HI / 20 milliseconde

explosif - gelanit 1/30

- La nouvelle méthode Autrichienne (N.M.A) est la méthode la plus fiable actuellement dans le creusement des tunnels en sites urbains. D'après les expériences à travers le monde, cette méthode a donné des résultats très satisfaisants en matière de rendement et de sécurité des ouvrages en surfaces. C'est le cas des tunnels routiers de la citadelle de BASTIA et des monts de CHAMBERY.

4/ SOUTÈNEMENT PROVISOIRE :

- Après l'excavation des sections partielles de la travée, un soutènement provisoire est effectué, il consiste en un soutènement agissant par supportage et sera fait comme suit:

* Dans les zones dites stables (gneiss et schistes plus ou moins homogènes), le mode de soutènement provisoire consiste en la pose de cintres métalliques et de treillis soudés, le tout recouvert de béton projeté. Les cintres espacés de 1,60 m sont scellés entre eux avec des barres de fer soudées aux deux bouts et ancrées dans des trous prévus à cet effet sur les cintres métalliques.

* Dans les zones dites broyées (marnes), on procède d'abord à la projection d'une première couche de béton puis à la pose des cintres métalliques, du treillis soudés et la projection d'une seconde couche de béton.

* Dans les terrains décomprimés, le chapeau du cadre existant comme soutènement de la galerie de reconnaissance sera maintenu et intégré au dispositif de soutènement de la section supérieure.

4.1/ Béton projeté :

- Le béton projeté légèrement armé de treillis soudés constitue un soutènement continu parfaitement solidaire du terrain, épousant exactement les irrégularités du profil, avec à la limite, remplissage des vides et des fissures du massif. A cela s'ajoute que le béton projeté est d'une mise en oeuvre très rapide quelle que soit la section abbatue et constitue une protection du massif contre toute forme d'altération. De ce fait, le soutènement par le béton projeté présente incontestablement une supériorité tant sur le plan géotechnique, technologique qu'économique.

- La machine utilisée pour la projection et le transport du béton est une machine à rotor du type MIXJET PVS 60, dont les caractéristiques sont :

- * Longueur = 1750 mm.
- * Largeur = 850 mm.
- * Hauteur = 1250 mm.
- * Poids = 550 kg.
- * Débit = 2,5 à 10 (m³)/h.
- * Entraînement = Electrique, diesel.

4.2/ Boulonnage :

- Le boulonnage est effectué dans les zones de terrain difficile afin d'augmenter sa résistance. Il est généralement utilisé pour maintenir les treillis soudés sur le massif.

- Lors de son installation, le boulon se dilate sous l'effet de la pression d'eau élevée, épousant les irrégularités du trou. L'injection de l'eau se fait à l'aide d'une pompe à haute pression; il s'agit d'un surpresseur d'eau pneumatique facile à transporter (25 kg). Il suffit de raccorder le circuit d'air comprimé à l'eau existant dans le chantier ou d'un simple réservoir.

- Suite à une étude détaillée des types de boulons existants, le choix a été fait sur le boulon SWELLEX dont les caractéristiques sont :

- * Longueur du boulon = 0,6 ÷ 3,6 m.
- * Pression de l'eau = 300 bar.
- * Dimension du taillant = 30 mm

5/MARINAGE:

- L'excavateur est une machine de terrassement destinée à la prise de la roche abbatue du front de taille jusqu'au lieu de déversement (puit).

- Au niveau du Métro d'Alger, le marouflage pose un problème sur l'organisation du travail et qui nécessite une étude détaillée. Actuellement, la solution trouvée est de faire stocker les déblais sur les bords du tunnel après les travaux de tir et le transport jusqu'au lieu de déversement se fait généralement au troisième poste pour éviter de gêner les autres travaux entre le front de taille et le puit.

- Pour la section supérieure, le choix a été fait sur l'excavateur à godet unique du type TORO 150 D dont les caractéristiques sont :

- * Longueur = 2730 mm.
- * Largeur = 1240 mm.
- * Hauteur maximale = 4650 mm.
- * Capacité du godet = 1,3 ÷ 1,75 (m³).
- * Charge maximale = 3000 kg.

- Pour la demi section inférieure, le choix a été fait sur l'excavateur à godet unique du type TORO 400 D dont les caractéristiques sont :

- * Longueur = 3500 mm.
- * Largeur = 2400 mm.
- * Capacité du godet = 3,8 ÷ 4,6 (m³).
- * Charge maximale = 8100 kg.

6/TRAVAUX DE TIR POUR LA SECTION INFÉRIEURE :

- L'excavation de la section inférieure se fait par une maille de trous verticaux ou légèrement inclinés. L'excavation se fait progressivement afin de garder la pente nécessaire au déplacement des engins utilisés (sondeuses, excavateurs, etc...).

- Les parois du tunnel sont excavées par creusement mécanique (marteaux piqueurs) car l'utilisation des explosifs sur les parois peut déstabiliser les cintres retenus par les parois.

- Il faut noter aussi qu'une fois l'excavation des parois terminée, on procède à la projection du béton légèrement armé de treillis soudés, puis au bétonnage de la banquettes et du radier.

7/SOUTÈNEMENT DÉFINITIF :

- En raison des dispositions parasismiques, le béton de revêtement définitif sera exécuté par tronçons successifs de 12.5 m de longueur. Le béton définitif sera coulé en deux phases :

* Les pieds-droits (banquettes) et le radier coulé à l'aide d'un coffrage métallique suspendu aux cintres du soutènement provisoire.

* La section voûtée, coulée en une seule fois, à l'aide d'un coffrage cintre roulant sur rails.

- Des joints à jeu transversal (joints parasismiques) seront disposés tout les 25 m dans les zones de roches dures et tout les 12.5 m dans les zones de roches tendres. Le béton définitif pourrait être coulé aussi en anneaux de 6.25 m.

- Dans les zones de faille, la bande d'arrêt d'eau (water-stop) devant constituer un joint de cisaillement doit avoir les caractéristiques suivantes :

- * Elasticité permanente de 10 à 50°C garantissant les propriétés initiales d'élongation qui permettent à l'ouvrage de conserver un caractère étanche dans le cas d'un mouvement transversal;

- * Résistances aux eaux argessives;

- * Résistances à une pression d'eau de plus de 25 m;

- * Possibilité de soudure simple sur chantier.

- Deux types de joints sont utilisés :

- * Des joints verticaux aux droits des discontinuités de terrain (faille);

- * Des joints entre parties d'ouvrages qui auront des comportements sous séisme différents de par leur différence de forme (joint entre tunnel et station, joint entre station et accès, etc...).

- L'ensemble de ces dispositions devra permettre d'assurer le bon comportement des ouvrages du Métro d'Alger en cas de séisme.

8/VENTILATION :

8.1/Rôle de la ventilation et choix du schéma de ventilation:

- La ventilation a pour rôle le renouvellement de l'air vicié qui se trouve particulièrement dans le front de taille.

- Le choix de la méthode de ventilation dépend de plusieurs facteurs naturels (géologie, taux d'humidité, etc...), technologiques (nature des engins, nombre d'ouvriers, etc...) et autres; on distingue :

1/Ventilation par aspiration :

L'air frais arrive par la galerie et l'air vicié est évacué par les canaux.

2/Ventilation soufflante :

La galerie est utilisée pour l'évacuation de l'air vicié, alors que l'air frais est amené par les conduites au front de taille.

3/Ventilation mixte :

- Pour cumuler les avantages des deux systèmes de ventilation, on utilise parfois la ventilation mixte :

- Soufflante pendant travaux au front (perçage des trous de mines, placement des cintres, marouflage, etc...).

- Aspirante pour l'évacuation des fumées après le tir (15 ÷ 30 mm).

8.2/Calcul de la quantité d'air :

- Après le choix du schéma de ventilation, on calcule la quantité d'air afin de déterminer le rendement, la dépression ainsi que la puissance du moteur de ventilation nécessaire.

- La quantité d'air frais nécessaire pour l'aérage dépend des facteurs suivants :

- * Le nombre d'ouvriers travaillant simultanément.
- * La quantité réelle d'explosif.
- * La quantité de gaz dégagés.

- La quantité d'air frais nécessaire pour l'évacuation des fumées dues aux tirs d'explosifs est :

$$Q = \frac{2,3}{t_v} [Q(\text{exp}) * S_n^2 * L^2_{\text{exe}} * b * K_n]^{1/2} \quad (\text{m}^3/\text{min}).$$

* Q : Quantité d'air pour l'aérage de l'excavation.

* $Q(\text{exp})$: Quantité totale réelle des explosifs.

* t_v : Durée de ventilation après le tir.

$$t_v = 15 \div 30 \text{ mm, on prend } t_v = 25 \text{ mm.}$$

* S_n : Section nette d'excavation

$$S_n = 56,5 \text{ m}^2 \text{ (section supérieure).}$$

* L_{exe} = Longueur de l'excavation

$$L_{\text{exe}} = 546 \text{ mm.}$$

* b : Dégagement de gaz nocifs par 1 Kg d'explosif.

$$b = 40 \text{ l/Kg.}$$

* K_n : Coefficient de saturation par l'eau des roches entourant le tunnel, déterminé par le tableau suivant :

Excavation horizontale ou inclinée			Excavations verticales (puits, cheminées, etc...)		
Roches	Sèche	Humide	Aquifère	Débit < 15 m/h	Débit > 15 m/h
Kn	1	0,8	0,6	0,3	0,15

Application numérique :

$$Q = 758,5 \text{ (m}^3\text{)}/\text{min}$$

- La quantité d'air frais doit être vérifiée par la vitesse du courant d'air dans une excavation.

$$V_c = Q / (60 * S_n) \text{ m/s.}$$

$$V_c = 758,5 / (60 * 56,5) = 0,27 \text{ m/s.}$$

- D'après la norme de sécurité et dans le cas des tunnels:

$$0,25 < V_c < 8,0 \text{ m/s.}$$

8.3/ Rendement du ventilateur :

$$Q_v = P * Q \text{ (m}^3\text{)}/\text{min}.$$

Q : Quantité d'air nécessaire.

P : Coefficient de perte d'air dans les conduites dépendant de la longueur de celles-ci et donné par le tableau suivant :

Longueur de la conduite ; (m)	P
50	1,04
100	1,07
150	1,11
200	1,14
250	1,16
300	1,19
400	1,22
500	1,30
600	1,35
700	1,39
800	1,43
1000	1,54

Dans notre cas $P = 1,30$

Donc $Q_v = 16,43 \text{ (m}^3\text{/s)}$.

5.4/Dépression du ventilateur :

- La dépression du ventilateur est donnée par :

$$h_v = Q_v^2 * R_{\text{cond}} \quad (\text{Kgf/m}^2).$$

h_v : Dépression du ventilateur (Kgf/m^2).

Q_v : Rendement du ventilateur.

R_{cond} : Résistance aérodynamique de la conduite dépendant de sa longueur et de son diamètre.

La résistance aérodynamique est donnée par le tableau suivant:

Longueur de la conduite (m)	R.cond (résistance aérodynamique de la conduite)		
	Diamètre de la conduite (mm)		
	d = 400	d = 500	d = 600
50	16	5	3
100	30	10	4
150	43	14	5,5
200	56	18	7
250	69	22	8,5
300	81	26	10
400	102	33	13
500	123	40	15,5

Dans notre cas, $d = 600$ mm, $L = 500$ m.

Donc R.cond = 15,5

====> $h_v = 418,62$ (Kgf/m²).

8.5/Choix du ventilateur :

- Le choix du type de ventilateur peut se faire selon les paramètres de rendement et de dépression du ventilateur voulu à partir des tableaux de caractéristiques des ventilateurs.

- Le ventilateur choisi est le VENTILATEUR centrifuge de type BCF 3, dont les caractéristiques sont :

- Débit : 240 ± 1038 (m³/min).
- Dépression : 250 ± 900 Kgf/m².
- Puissance du moteur : 150 Kw.
- Rendement : 0,86
- Longueur : 4310 mm.
- Largeur : 3785 mm.
- Hauteur : 1760 mm.

B/C O N C L U S I O N :

- La nouvelle méthode Autrichienne (N.M.A) de construction de tunnels se caractérise par l'utilisation, en plus des cintres métalliques, du béton projeté légèrement armé et boulonné. Ceci donne au terrain, au voisinage de l'excavation, une pression de confinement suffisante pour augmenter considérablement sa résistance mécanique. L'ensemble constitué par le revêtement et les ancrages (boulons) permet donc au terrain de participer pour une grande part au soutènement du milieu en raison de la formation d'une voûte monolithique composée par le béton et le terrain.

- L'ensemble des calculs effectués pour le Métro d'Alger a permis de donner les conclusions suivantes :

* Les contraintes dynamiques engendrées par un séisme de référence restent faibles, quoiqu'elles varient d'une façon significative avec la nature du terrain encaissant. Elles ne dépassent pas dans le cas le plus défavorable la moitié des

contraintes statiques, donc; dans tout les cas, la somme des
contraintes statiques et dynamiques sont inférieures à celles
admissibles par le béton.

TABLEAU II.1 : Principales caractéristiques des explosifs (ONEX - ALGERIE).

DESIGN. COMMERCIALE	RESISTANCE A L'EAU	DENSITE	VITESSE DE DETONA.	PUISSAN. C.U.P.	CSE CM	VOLUME BAZ (L/KG)	UTILISATION
Gelanit	Très bonne	1,50	5800	1,15	18	733	Explosif sismique humide et off-shore. Explosif pour roches dures.
Gelanit I	Bonne	1,40	6300	1,33	8	865	Abattage en carrières. Roches dures.
Gelanit II	Bonne	1,45	6000	1,27	6	808	Explosif pour roches dures. Abattages souterrains
Carrinit	Médiocre	1,0	4500	1,27	10	892	Explosif pour roches dures à mi-dures.
Marmanit I	Médiocre	0,95	4000	1,28	5	842	Explosif pour les roches de dureté moyenne Abattage souterrains.
Marmanit II	Médiocre	0,98	4400	1,27	2	868	Explosif pour les roches de dureté moyenne.
Marmanit III	Médiocre	0,95	3800	1,18	3	907	Explosif pour les roches tendres.
N18 BIS	Médiocre	0,95	2500	1,16	4,5		Explosif sismique en région sèche. Explosif pour les roches tendres.
Anfomil	Médiocre	0,90	3000	1,15	0	975	Explosif pour travaux à ciel ouvert. Explosif pour roches tendres

CHAPITRE III :

INFLUENCE DES AFFAISSEMENTS SUR LA SURFACE :

1- GENERALITES SUR LES AFFAISSEMENTS :

1-1 INTRODUCTION

1-2 ANALYSE DU MOUVEMENT DE SURFACE

1-3 PARTICULARITE GEOMETRIQUE DE LA CUVETTE
D'AFFAISSEMET

1-4 MECANIQUE DE L'AFFAISSEMENT MINIER

1-5 LES DEGATS DE SURFACE

a- LES DEFORMATIONS PAR EXTENSION

b- LES DEFORMATIONS PAR COMPRESSION

c- LES DESORDRES DUS A L'AFFAISSEMENT

1-6 DEROULEMENT DU MOUVEMENT DE SURFACE EN FONCTION
DU TEMPS

1-7 CLASSIFICATION DES OUVRAGES EN SURFACE ET
LIMITES ADMISSIBLES

2- CAS DU METRO D'ALGER :

2-1 METHODE DE MESURE

2-2 MATERIELS UTILISES

2-3 RESULTATS DE MESURE

2-4 INTERPRETATION

3- CONCLUSION

1- GENERALITES SUR L'AFFAISSEMENT :

1-1 INTRODUCTION :

- La réalisation d'un ouvrage souterrain, tout comme l'exploitation, provoque des mouvements en surface qui influencent plus ou moins défavorablement l'environnement concerné. Il importe d'une part de prédéterminer ces mouvements de la façon la plus précise possible en fonction de l'évolution prévisible des travaux et d'autre part d'en contrôler en permanence l'évolution par des mesures topographiques.

- Partant de là, des mesures préventives et correctives peuvent être mises en œuvre sur les immeubles, les infrastructures et les réseaux autant pour assurer la sécurité des êtres et des biens, que pour minimiser la charge qu'elles représentent pour le coût du projet ou de l'exploitation.

- Ces déformations caractérisées par la forme, l'étendue et l'allure de la pente dépendent de plusieurs facteurs dont les principaux sont :

- * Propriétés physico-mécaniques des terrains
- * Tectonique (failles, micro-failles ...)
- * Propriétés pétrographiques de la roche du toit
- * Conditions hydrogéologiques
- * Puissance des couches du toit
- * Inclinaison des couches
- * Puissance de la couche excavée
- * Contrôle du toit

- * Vitesse d'avancement du front de taille
- * Etendue de l'ouvrage ou de la couche exploitée.

1-2 ANALYSE DU MOUVEMENT DE SURFACE :

- Comme c'est le cas d'une exploitation minière souterraine, la réalisation d'un ouvrage souterrain, de par son caractère extractif, crée des vides dans le sous-sol entre le toit et le revêtement, qui en raison des contraintes existantes au sein du massif, ne peuvent s'éliminer que par des tassements plus ou moins brutaux. Pour les couches humides, ces tassements peuvent aussi être dus au séchage des couches du toit provoqué généralement par le pompage.

- Le processus de tassement se fait graduellement, au fur et à mesure que l'étendue de la zone de travail augmente. On observe comme 1er signe l'affaissement du toit, puis avec l'avancement du front de taille, on observe les différentes nuisances (éboulement, gonflement du mur, coups de roche etc...).

- Dans cette zone d'affaissement, beaucoup de déformations générées par l'affaissement sont transmises aux structures bâties mais l'ampleur des désordres y est liée à la plasticité des terrains des couches géologiques supérieures. La déformation des terrains peut donc être :

- * une déformation continue,
- * une déformation non-continue,

Selon leur résistances, on distingue 3 types de roches :

- * Les roches dures, raides : caractérisées par leur grande résistance à la déformation.

- * Les roches tendres : caractérisées par une mauvaise résistance à la déformation et une mauvaise aptitude à l'affaissement.
- * Les roches plastiques : caractérisées par une bonne aptitude à la déformation.

- Dans le cas de la réalisation d'un ouvrage souterrain, on peut limiter les risques inhérents à ces modifications de surface en appliquant des méthodes spéciales de creusement et surtout de soutènement, par contre pour une exploitation minière souterraine, on utilise les méthodes de remblayage généralement pour réduire les tassements en surface.

1-3 PARTICULARITE GEOMETRIQUE D'UNE CUVETTE D'AFFAISSEMENT:

- La cuvette d'affaissement créée par des travaux souterrains ou par l'exploitation déborde largement de la surface excavée (fig III-1). Si nous coupons cette cuvette d'affaissement par deux plans orthogonaux entre eux, nous visualisons parfaitement la géométrie du tassement de surface depuis le point d'affaissement maximum au point d'affaissement négligeable situé hors de la zone des travaux.

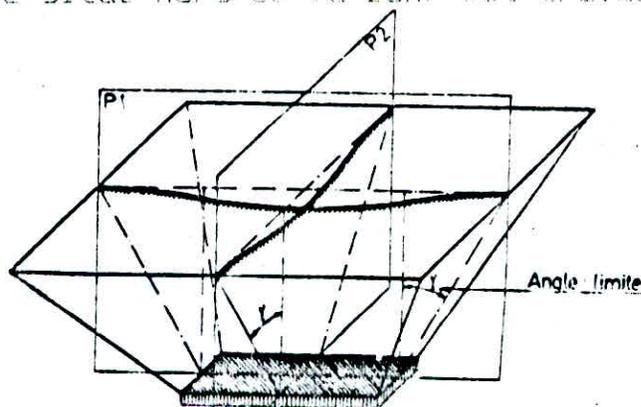


FIG III.1 : Géométrie de la cuvette d'affaissement

1-4 MECANIQUE DE L'AFFAISSEMENT MINIER :

- Les mesures topographiques réalisées sur les terrains de surfaces influencées par des travaux souterrains permettent de constater l'existence des phénomènes caractéristiques suivant :

- * Affaissement
- * Déplacement
- * Déformation

- A l'intérieur de la cuvette d'affaissement, on désigne par affaissement, la projection verticale du vecteur représentant le déplacement d'un point, et par déplacement la projection horizontale.

- Deux points voisins situés dans cette zone d'affaissement subiront selon leurs positions, par rapport à la zone des travaux miniers, un différentiel d'affaissement et un différentiel de déplacement. (fig III-2)

- Le différentiel d'affaissement conduira aux modifications des pentes de la topographie de surface (extensions), alors que le différentiel de déplacement conduira à des déformations dans ces même zones (compressions) (fig III-3).

1-5 LES DEGATS DE SURFACE

1-5-1 LES DEFORMATIONS PAR EXTENSION :

- L'allongement du sol de fondation constitue en quelque sorte une nouvelle charge qui n'apparaît que lorsqu'il

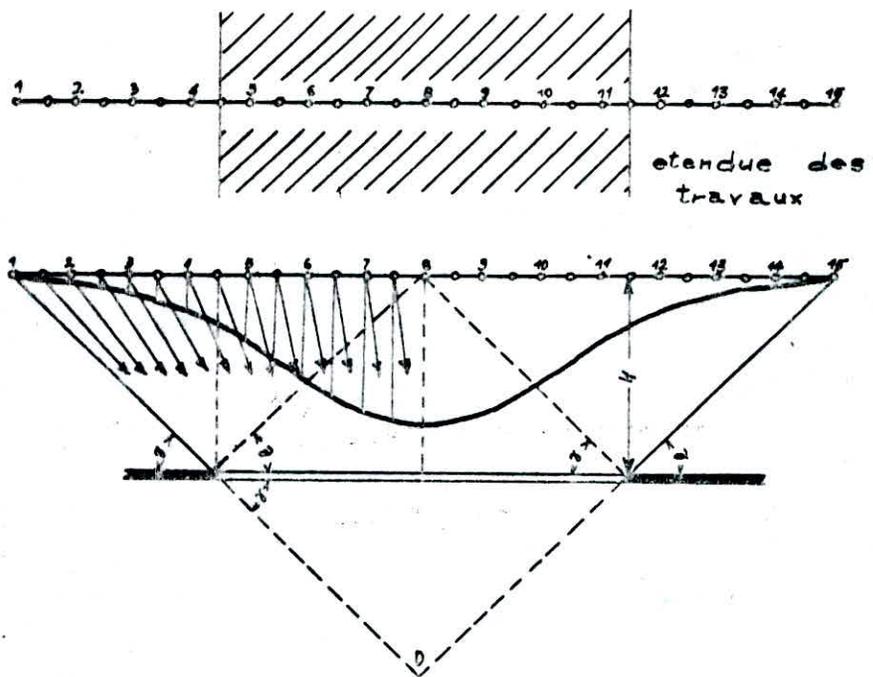


FIG III-2 : Deplacement des points du terrain en fonction de leurs position par rapport aux travaux souterrains

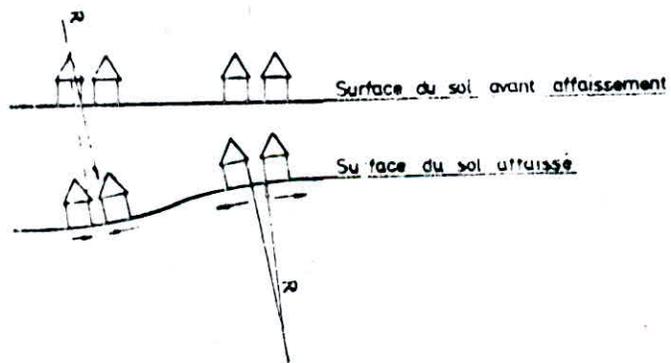


FIG III-3 :- Zones d'extension et de compression dans la cuvette d'affaissement.

Il y a extension due aux travaux souterrains. Les points d'application des charges sont constitués par toutes les surfaces de contact du bâtiment avec le sol, c'est à dire la sous-face des fondations, du radier et du dallage.

- La nature des terrains situés au dessus des travaux miniers jouent un rôle très important pour la transmission des effets de déformations et peuvent être classer très grossièrement en deux catégories :

- * les roches souples; et
- * les roches raides.

- Lors des travaux miniers, il se crée des déformations sur les terrains de couverture de la surface; les conséquences de ces déformations sur les constructions sont les ruptures. Leurs degré de gravité dépend de :

- * la nature des terrains de couverture;
- * la nature des matériaux de fondation; et
- * l'homogénéité de la composition des matériaux de fondation.

- Les extensions transmises aux constructions provoquent des déchirures qui se manifestent à partir de la fondation, surtout si celle-ci est de mauvaise qualité. La fissure prend naissance en fondation et atteint immédiatement les points faibles de la construction qui peuvent être soit un amoindrissement local des qualités intrinsèques du matériau, soit un point particulier de la construction.

- généralement, les portes et les fenêtres sont les points faibles de la construction et c'est bien souvent dans les angles hauts et bas de ces ouvertures que l'on constate des fissures, qui peuvent se propager plus ou moins, en fonction de l'ampleur du mouvement.

- Sur une construction, la valeur de ces déformations sera fonction de la longueur de la construction et la force correspondante transmise par frottements du sol sur celle-ci, elle est donnée par :

$$F = \frac{C \times f}{2}$$

C : poids de la construction;

f : coefficient de frottement entre le sol et la fondation.

- A part ces désordres qui se manifestent sur les structures hors-sol, il existe aussi ceux qui peuvent être provoqués au sous-sol par les déformations d'extensions comme les réseaux d'égouts, de distribution d'eau et de gaz ..., dont les conséquences peuvent être très graves car ils ne sont visibles que par leurs conséquences.

1-5-2 LES DÉFORMATIONS PAR COMPRESSION :

- Le raccourcissement, tout comme l'allongement d'une construction croit avec la surface d'assise de celle-ci et la répercussion des efforts de compression dépend également de la qualité du terrain de couverture, mais contrairement à l'extension, la plupart des matériaux de constructions

resistent fort bien à la compression. De ce fait, les désordres par compression ne sont visibles que pour des efforts très importants.

- Le terrain en s'affaissant subit une courbure; l'incuvation en zone de compression est concave et le centre de courbure étant situé vers le haut, par contre l'incuvation en zone d'extension est convexe. On comprend de ce fait que les batiments aient tendance à se rapprocher beaucoup plus au niveau des toitures qu'au niveau des fondations.

(FIG III-3)

1-5-3 DESORDRES DUS A L'AFFAISSEMENT :

- La composante verticale du mouvement du sol provoque des changements dans les pentes du sol qui peuvent affecter défavorablement des ouvrages. Les affaissements différentiels provoquent les inclinaisons, mais il est à noter que l'inclinaison maximale se produit seulement sur une courte distance. De ce fait, un batiment peut se déniveller au maximum, tandis qu'une conduite d'égout ne peut s'incliner que sur une petite partie de son tracé. Il y a lieu de prêter une attention particulière aux batiments de grande hauteur et aux cheminés individuels car l'inclinaison de ces ouvrages provoquent un déplacement du centre de gravité sur la base d'assise de ces ouvrages, ce qui a pour conséquence l'augmentation des contraintes sur les fondations situées à l'aval de la pente.

1-6 DEROULEMENT DU MOUVEMENT DE SURFACE EN FONCTION DU TEMPS :

- L'assiette d'affaissement qui se forme à la surface change en fonction du temps. Ces assiettes sont appelées dynamiques. Le déroulement du mouvement de la surface est très variable et dépend de plusieurs facteurs et surtout :

- * l'étendue de la surface des travaux;
- * le type de roche;
- * le mode de creusement;
- * l'avancement du front de taille;
- * l'épaisseur de recouvrement.

- Au cours de l'affaissement de la surface, on peut distinguer trois phases :

- * Affaissement long;
- * Affaissement très intensif; et
- * Affaissement final (période de l'extinction).

- On observe que le mouvement de la surface se révèle plus rapide pour les roches plastiques et tendres que pour les roches dures. Pour une mine de charbon de haute silisie (POLOGNE) et pour une couverture située de schistes, les premiers signes de tassements sont observés un mois après le début de l'exploitation, alors que la déformation la plus intensive s'est produite six (06) mois après le démarrage des travaux et atteint environ 80% de l'affaissement final. La terminaison totale du mouvement de terrains s'est produite

après trois ans. Pour un terrain de couverture composé de roche dure, les conséquences peuvent être observés 10 ans après le début des travaux.

1-7 CLASSIFICATION DES OUVRAGES EN SURFACE ET LIMITES

ADMISSIBLES :

- Les ouvrages en surface sont classés suivant leurs importances et leurs aptitudes à la déformation. Cette classification est donnée par le TABLEAU III-1.

- Les limites de déformations horizontales et des inclinaisons admissibles sont données par le TABLEAU III-2

catégorie	déformation horizontale admissible Σ adm (mm/a)	inclinaison admissible (mm/m)
I	1.5	2.5
II	3	5
III	6	10
IV	9	15

TABLEAU III-2 : Déformation horizontale et Inclinaison admissibles.

Catégorie	Type d'ouvrage
I	Monument, conduites principales de gaz, réservoir d'eau, et autres ouvrages industriels très important demandant beaucoup de protection.
II	Bâtiments industriels en béton armé, hauts fourneaux, puits de mines, mosquées, grand bâtiment public (cinéma, hôpital, théâtre) lits de rivière, lignes principales de chemins de fer, tunnels, gare de train, réseau principal de distribution d'eau, bâtiments d'habitation de longueur supérieure à 20 m sans dispositif de sûreté.
III	Les lignes secondaires de chemin de fer, bâtiments industriels en maçonnerie, hauts cheminés, châteaux, mosquées à poutres droites, ponts à poutres droites, aéroport, les conduites principales d'eau, station d'épuration, les conduites de gaz en acier et en fonte et les bâtiments de longueurs supérieures à 20 m avec dispositif de sûreté.
IV	grands stades, bâtiments d'habitation de longueur inférieurs à 20 m et autres constructions

TABEAU III-1

2-3 RESULTATS DE MESURE :

- Les points de mesures utilisés pour notre étude sont les points 194, 195, 196, 197, 11-09, 11-15, 11-16, 11-10, 11-17, 11-02 et 11-21 (TABLEAU III-3 à III-13)

- Les points de mesures 194, 195, 196, 197 se trouvent sur l'axe du tunnel.

- Les points 11-02, 11-09, 11-10, 11-15, 11-16, 11-17, 11-21 se trouvent sur les bâtiments à proximité du tunnel. (voir planche 3)

Dz : Variation de l'altitude du point entre deux mesure successives (mm).

ΣDz : Variation cumulée de l'altitude du point (mm).

Point 194		Altitude d'origine 26.8121 m			
Date	Altitude (m)	Dz (mm) <hr/> ΣDz (mm)	Date	Altitude (m)	Dz <hr/> ΣDz
22.05.90	26.8121	0	14.10.90	26.8081	+0.1
		0			-4.0
29.05.90	26.8122	+0.1	18.10.90	26.8080	-0.1
		+0.1			-4.1
20.06.90	26.8125	+0.3	24.10.90	26.8077	-0.3
		+0.4			-4.4
07.07.90	26.8127	+0.2	07.11.90	26.8079	+0.2
		+0.6			-4.2
30.07.90	26.8123	-0.4	13.11.90	26.8075	-0.4
		+0.2			-4.6
04.08.90	26.8120	-0.3	26.11.90	26.8073	-0.2
		-0.1			-4.8
26.08.90	26.8118	-0.2	25.02.91	26.8057	-1.6
		-0.3			-6.4
16.09.90	26.8080	-3.8	03.03.91	26.8056	-0.1
		-4.1			-6.5

TABEAU III-3

Point 195		Altitude d'origine 27.1256 m			
Date	Altitude	Dz	Date	Altitude	Dz
		$\frac{Dz}{\Sigma Dz}$			$\frac{Dz}{\Sigma Dz}$
22.05.90	27.1256	0	14.10.90	27.1236	0
		0			-2.0
04.06.90	27.1257	+0.1	19.10.90	27.1238	+0.2
		+0.1			-1.8
20.06.90	27.1252	-0.5	07.11.90	27.1239	+0.1
		-0.4			-1.7
07.07.90	27.1247	-0.5	13.11.90	27.1232	-0.7
		-0.9			-2.4
30.07.90	27.1252	+0.5	26.11.90	27.1237	+0.5
		-0.4			-1.9
04.08.90	27.1249	-0.3	25.02.91	27.1227	-1.0
		-0.7			-2.9
01.09.90	27.1248	-0.1	03.03.91	27.1228	+0.1
		-0.8			-2.8
16.09.90	27.1236	-1.2			
		-2.0			

TABLEAU III- 4

Point 196 Altitude d'origine 27.4273 m					
Date	Altitude	Dz	Date	Altitude	Dz
		Δ Dz			Δ Dz
22.05.90	27.4273	0	26.09.90	27.4264	-1.0
		0			-0.9
29.05.90	27.4272	-0.1	18.10.90	27.4267	+0.3
		-0.1			-0.6
20.06.90	27.4273	+0.1	07.11.90	27.4267	0
		0			-0.6
30.07.90	27.4279	+0.6	13.11.90	27.4259	-0.8
		+0.6			-1.4
13.08.90	27.4278	-0.1	26.11.90	27.4266	+0.7
		+0.5			-0.7
01.09.90	27.4290	+1.2	05.02.91	27.4258	-0.8
		+1.7			-1.5
09.09.90	27.4289	-0.1	25.02.91	27.4252	-0.6
		+1.6			-2.1
16.09.90	27.4274	-1.5	03.03.91	27.4256	+0.4
		+0.1			-1.7

TABLEAU III- 5

Point 197		Altitude d'origine		27.8236 m	
Date	Altitude	Dz	Date	Altitude	Dz
		$\frac{Dz}{\Sigma Dz}$			$\frac{Dz}{\Sigma Dz}$
22.05.90	27.8236	0	09.09.90	27.8252	+1.2
		0			+1.6
04.06.90	27.8232	-0.4	16.09.90	27.8236	-1.6
		-0.4			0
15.06.90	27.8237	+0.5	24.09.90	27.8234	-0.2
		+0.1			-0.2
20.06.90	27.8235	-0.2	04.10.90	27.8232	-0.2
		-0.1			-0.4
28.06.90	27.8240	+0.5	03.11.90	27.8228	-0.4
		+0.4			-0.8
12.07.90	27.8238	-0.2	07.11.90	27.8231	+0.3
		+0.2			-0.5
13.08.90	27.8242	+0.4	13.11.90	27.8227	-0.4
		+0.6			-0.9
25.08.90	27.8240	-0.2	09.03.91	27.8233	+0.6
		+0.4			-0.3

TABLÉAU III- 4

Point 11-02		Altitude d'origine		27.2239 m	
Date	Altitude	Dz	Date	Altitude	Dz
		ΣDz			ΣDz
15.06.90	27.2239	0	18.10.90	27.2215	-0.3
		0			-2.4
20.06.90	27.2239	0	24.10.90	27.2213	-0.2
		0			-2.6
28.06.90	27.2242	+0.3	03.11.90	27.2214	+0.1
		+0.3			-2.5
12.07.90	27.2242	0	07.11.90	27.2219	+0.5
		+0.3			-2.0
25.07.90	27.2240	-0.2	24.11.90	27.2213	-0.6
		+0.1			-2.6
16.09.90	27.2215	-2.5	05.02.91	27.2202	-1.1
		-2.4			-3.7
24.09.90	27.2215	0	25.02.91	27.2203	+0.1
		-2.4			-3.6
26.09.90	27.2218	+0.3	03.03.91	27.2205	+0.2
		-2.1			-3.4

TABLEAU III- 7

Point 11-09		Altitude d'origine		28.3085 m	
Date	Altitude	Dz	Date	Altitude	Dz
		ΣDz			ΣDz
22.05.90	28.3085	0	07.11.90	28.3090	+0.1
		0			+0.5
04.06.90	28.3087	+0.2	05.02.91	28.3084	-0.6
		+0.2			-0.1
01.09.90	28.3102	+1.5	25.02.91	28.3081	-0.3
		+1.7			-0.4
09.09.90	28.3104	+0.2	09.03.91	28.3097	+1.6
		+1.9			+1.2
16.09.90	28.3088	-1.6			
		+0.3			
18.09.90	28.3092	+0.4			
		+0.7			
24.09.90	28.3083	-0.9			
		-0.2			
18.10.90	28.3089	+0.6			
		+0.4			

TABLEAU III- B

2- CAS DU METRO D'ALGER :

- Le danger et le risque sur les batiments d'une cité complexe ou sur des batiments isolés lors du creusement d'un tunnel ou autre ouvrage souterrain ne dépend pas seulement des tassements maximaux, mais surtout de la forme et du developpement de l'assiette de tassement. Il est évident que les batiments sont connue par :

- * la nature et la composition des materiaux de fondation
- * la nature des materiaux de la construction (brique, beton armé ...)
- * le type de construction (ouverte, cadre, ...).

- La société de réalisation du projet metro d'alger (COSIDER) dispose d'une équipe de topographes aussi bien pour le pilotage des galeries et du tunnel (réglages successifs des cintres) que pour les mesures de convergences et de nivellement en surface.

- Les tassements de surface ne sont pas identiques avec les déformations des batiments. Pour cela, on dispose au niveau du tronçon étudié d'une cinquantaine de points dont une partie se trouve sur l'axe du tunnel et l'autre partie sur les batiments.

2-1 METHODE DE MESURE :

- Les mesures consistent en la détermination suivant un plan de travail bien élaboré à la détermination des altitudes des points par un nivellement direct de précision qui se développe et se ferme sur une base d'appui. La base d'appui est un canevas géodésique fondamental.

Au début des travaux, le point d'appui était le point Rp.78 qui est un canevas géodésique national, mais du fait de son influence par les travaux, il a été remplacé par le point 11.01. (PLANCHE 3)

- Le nivellement direct consiste à placer le niveau entre deux positions successives et de faire la lecture sur la mire verticalement maintenue sur les deux points et par déplacements successifs sur le tronçon, on obtient l'altitude de chaque point.

2-2 MATERIELS UTILISES :

On dispose pour les mesures de nivellement en surface du matériels suivants :

* un niveau WILD N2 d'une précision de 0.01 mm (nivellement de précision)

* Une mire à double graduations pour les points se trouvant au sol

* Une mire à une seule graduation pour les points placés sur les structures (bâtiments).

Point 11-10		Altitude d'origine 29.5261 m			
Date	Altitude	$\frac{Dz}{\sum Dz}$	Date	Altitude	$\frac{Dz}{\sum Dz}$
22.05.90	29.5261	0	13.11.90	29.5264	0
		0			+0.3
29.05.90	29.5257	-0.4	26.11.90	29.5264	0
		-0.4			+0.3
24.09.90	29.5263	+0.6	05.02.91	29.5258	-0.6
		+0.2			-0.3
14.10.90	29.5266	+0.3	25.02.91	29.5256	-0.2
		+0.5			-0.5
18.10.90	29.5263	-0.3	03.03.91	29.5262	+0.6
		+0.2			+0.1
24.10.90	29.5265	+0.2	09.03.91	29.5262	+0.6
		+0.4			+0.7
03.11.90	29.5263	-0.2			
		+0.2			
07.11.90	29.5264	+0.1			
		+0.3			

TABLEAU III- 9

Point 11-15		Altitude d'origine 29.6110 m			
Date	Altitude	Dz	Date	Altitude	Dz
		ΣDz			ΣDz
22.05.90	29.6111	+0.1	05.02.91	29.6103	-0.9
		+0.1			-0.7
29.05.90	29.6106	-0.5	25.02.91	29.6098	-0.5
		-0.4			-1.2
14.10.90	29.6094	-1.2	03.03.91	29.6110	+1.2
		-1.6			0
24.10.90	29.6114	+2.0	09.03.91	29.6109	-0.1
		+0.3			-0.1
03.11.90	29.6109	-0.5			
		-0.2			
07.11.90	29.6112	+0.3			
		+0.1			
13.11.90	29.6108	-0.3			
		-0.2			
26.11.90	29.6112	+0.4			
		+0.2			

TABEAU III- 10

Point 11-16		Altitude d'origine		28.1552 m	
Date	Altitude	Dz	Date	Altitude	Dz
		ΣDz			ΣDz
22.05.90	28.1552	0	01.09.90	28.1567	+0.6
		0			+1.5
15.06.90	28.1554	+0.2	16.09.90	28.1551	-1.6
		+0.2			-0.1
20.06.90	28.1552	-0.2	24.09.90	28.1542	-0.9
		0			-1.0
28.06.90	28.1554	+0.2	14.10.90	28.1549	+0.7
		+0.2			-0.3
07.07.90	28.1551	-0.3	03.11.90	28.1547	-0.2
		-0.1			-0.5
08.08.90	28.1553	+0.2	07.11.90	28.1551	+0.4
		+0.1			-0.1
13.08.90	28.1554	+0.1	05.02.91	28.1543	-0.8
		+0.2			-0.9
25.08.90	28.1561	+0.7	09.03.91	28.1535	-0.8
		+0.9			-1.7

TABLEAU III- 11

Point 11-17		Altitude d'origine		27.3318 m	
Date	Altitude	Dz <u>XDz</u>	Date	Altitude	Dz <u>XDz</u>
29.05.90	27.3318	0	24.09.90	27.3301	-0.2
		0			-1.7
15.06.90	27.3313	-0.5	26.09.90	27.3301	0
		-0.5			-1.7
20.06.90	27.3316	+0.3	14.10.90	27.3301	0
		-0.2			-1.7
28.06.90	27.3318	+0.2	18.10.90	27.3302	+0.1
		0			-1.6
07.07.90	27.3316	-0.2	24.10.90	27.3297	-0.5
		-0.2			-2.1
12.07.90	27.3309	-0.7	03.11.90	27.3297	0
		-0.9			-2.1
25.07.90	27.3320	+1.1	24.11.90	27.3299	+0.2
		+0.2			-1.9
16.09.90	27.3303	-1.7			
		-1.5			

TABLEAU III- 12

Point 11-21		Altitude d'origine 29.0222 m			
Date	Altitude	Dz	Date	Altitude	Dz
		$\frac{Dz}{XDz}$			$\frac{Dz}{XDz}$
22.05.90	29.0222	0	18.09.90	29.0208	-1.4
		0			-1.4
29.05.90	29.0227	+0.5	24.09.90	29.0208	0
		+0.5			-1.4
04.06.90	29.0222	-0.5	18.10.90	29.0210	+0.2
		0			-1.2
15.06.90	29.0220	-0.2	24.10.90	29.0211	+0.1
		-0.2			-1.1
20.06.90	29.0222	+0.2	03.11.90	29.0211	0
		0			-1.1
28.06.90	29.0230	+0.8	25.02.91	29.0209	-0.2
		+0.8			-1.3
07.07.90	29.0221	-0.9	03.03.91	29.0209	0
		-0.1			-1.3
12.07.90	29.0222	+0.1	09.03.91	29.0211	+0.2
		0			-1.1

TABLEAU III- 13

2-4 INTERPRETATION :

- Sur le tronçon étudié, l'affaissement maximale en surface a été de :

* 6.5 mm pour les points situés sur l'axe du tunnel (point 174).

* 1.9 mm pour les points sur bâtiments situés à 12.5 m de l'axe du tunnel (point 11-17).

- Les conclusions que l'on peut tirer de ces mesures sont :

* pour les points situés sur l'axe du tunnel :

. le processus de tassement se produit environ 14 mois après le passage du front de taille au niveau de ce point.

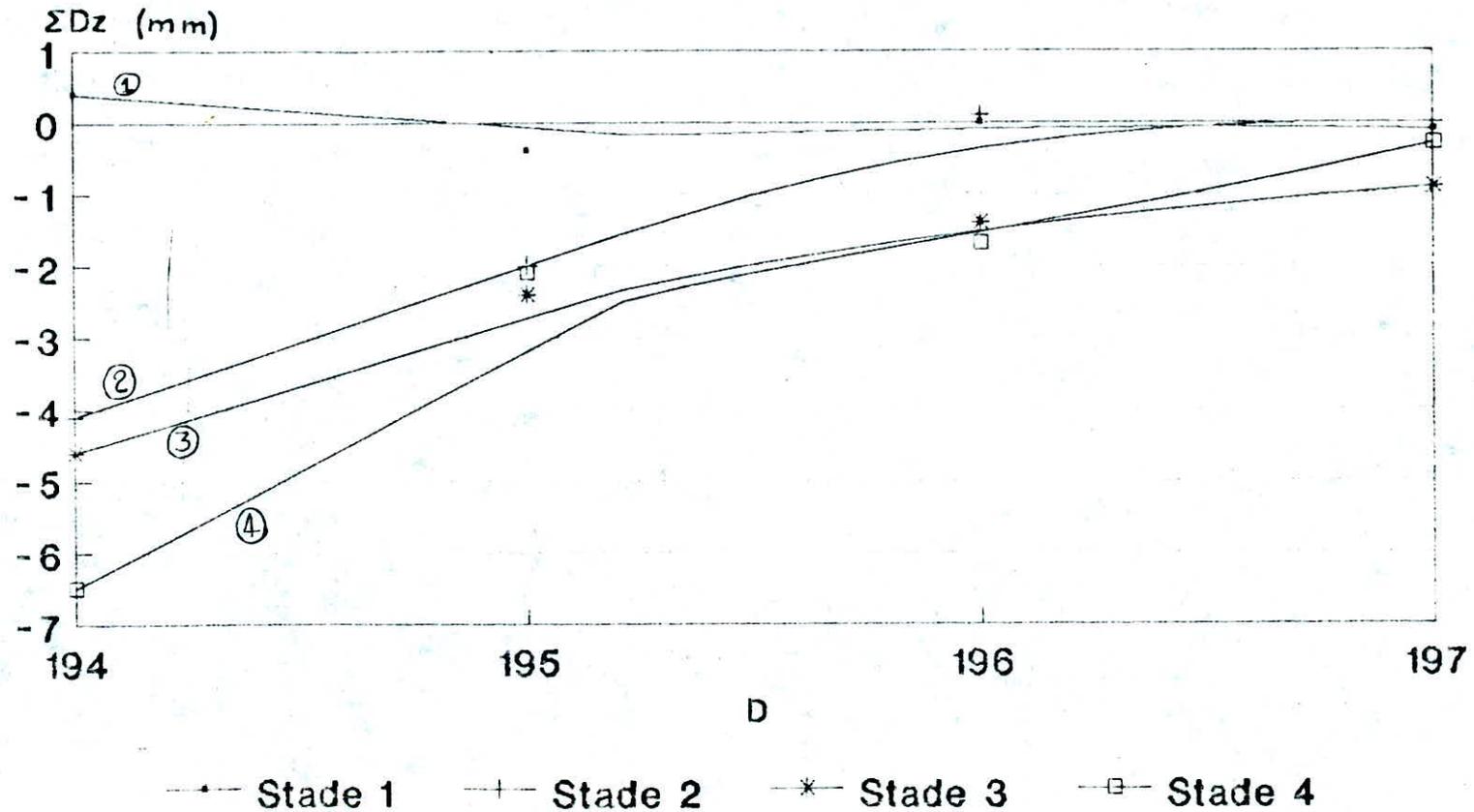
. les altitudes des points situés à proximité du front de taille sont influencés par les effets de vibrations dues au tir d'explosifs, donc nous ne pouvons considérés ces mesures.

. les dates de début de l'affaissement sont en très bonne corrélation avec la position des points. (voir Fig III.4).

* pour les points sur les bâtiments :

. le processus de tassement pour des points dans la même structure (bâtiment) ne se fait pas indépendamment. (voir tableau III.6 à III.13).

Fig III-4 : Profil des affaissements
sur l'axe du tunnel en fonction du temps



Stade 1 : 20-06-90 & Stade 2 : 16-09-90
Stade 3 : 13-11-90 & Stade 4 : 03-03-91

3- CONCLUSION :

La figure de l'évolution du profil topographique en fonction du temps montre aussi bien le processus de tassement que l'influence des travaux de tirs sur le point le plus près du front de taille (point 197).

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'EFFET DU TIR SUR LE SOL

INTRODUCTION.

1/ GENERALITES SUR LES VIBRATIONS DU SOL.

1-1/ ENERGIE ET ONDES.

1-2/ ATTENUATION DES ONDES.

2/ LA PREDICTION DES EFFETS D'UN TIR.

2-1/ INFLUENCE SUR LA NATURE D'EXPLOSIF.

2-2/ INFLUENCE SUR LA NATURE DU TERRAIN.

2-3/ INFLUENCE SUR LA DISTANCE ET LA QUANTITE DE CHARGE.

2-3-1/ INFLUENCE DE LA DISTANCE.

2-3-2/ INFLUENCE DE LA CHARGE.

2-3-3/ INFLUENCE SIMULTANES.

INTRODUCTION :

- Les impératifs de délai des chantiers de génie civil et des travaux en souterrain de plus en plus fréquents dans les sites urbanisés et des facteurs technico-économiques (rendement des engins de terrassement, etc...) nécessitent l'emploi des explosifs à proximité de la surface, ce qui n'est pas toujours sans risques pour les constructions voisines soumises aux vibrations provoquées par les explosifs.

1/GENERALITES SUR LES VIBRATIONS DU SOL :

- Le tir d'explosif provoque un choc qui se traduit par un ébranlement du terrain se propageant comme un tremblement de terre et provoquant une perturbation dont l'intensité décroît au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'explosion.

1-1/Energies et ondes :

- Les tirs de mines mettent en jeu des énergies considérables dont une part non négligeable est transmise dans le sous-sol sous forme d'ondes sismique, l'autre partie est utilisée dans le processus d'abatage de la roche (énergie mécanique ou utile).

- Cette énergie ne paraît pas à première vue très importante (de l'ordre de 1,5 à 5 mégajoules par kilogramme d'explosifs), mais le fait qu'elle soit libérée en un temps très court (de l'ordre de la milliseconde) la rend très significative atteignant des valeurs de l'ordre du gigawatt.

T A B L E A U IV-1 : Energie des explosifs :

EXPLOSIFS	ENERGIE (MJ/KG)
Dynamites gommes	3 à 5
Dynamites pulvérillante	1,5 à 3
Nitrates	3 à 4
Nitrates fiouls	2,7 à 3
Gels	3 à 4
Emulsions	2,9
Alourdis	2,9

- En raison de l'élasticité du sol, la perturbation est constituée d'une série d'oscillation autour de la position d'équilibre, se propageant sous forme de front d'ondes de divers types.

* Ondes longitudinales - Ondes P - :

- Ces ondes se traduisent par des compressions et des tractions successives et dont la vibration s'effectue dans la direction de propagation.

* Ondes transversales = Ondes S = :

- La vibration se traduit par cisaillement dans un plan perpendiculaire à la direction de propagation. On les appelle aussi ondes de cisaillement ou ondes S (secondaires).

* Ondes de RAYLEIGH = Ondes R = :

- La vibration se traduit par un mouvement plus complexe des points situés à la surface, décrivant au passage de l'onde des ellipses de grand axe vertical. Ces ondes sont la conséquence de la discontinuité induite par la surface du sol.

- Les ondes P et S sont des ondes de volume engendrées par une perturbation sismique dans un sol continu et dépendant de la densité et des caractéristiques élastiques du sol; par contre, les ondes R sont des ondes de surface provoquées par l'arrivée de la perturbation sur l'interface des deux milieux sol-air et qui est généralement d'amplitudes supérieures et de fréquences inférieures.

- La vitesse de propagation de ces différentes ondes sont liées selon leurs natures aux caractéristiques élastiques du milieu traversé par les formules suivantes :

* Ondes longitudinales (P) :

$$Vl = \frac{E}{P} * \sqrt{\frac{1 - \sigma}{(1 + \sigma) * (1 - \sigma)}}$$

* Ondes transversales (S) :

$$Vt = \frac{E}{P} * \sqrt{\frac{1}{2(1 + \sigma)}}$$

* Ondes de RAYLEIGH (R) :

$$Vr = \frac{0,87 + 1,12\sigma}{1 + \sigma} * \sqrt{\frac{E}{P} * \frac{1}{2(1 + \sigma)}}$$

σ : Coefficient de poisson.
 E : Module d'élasticité.
 P : Densité du milieu.

TABLEAU IV-2 : VITESSE DE PROPAGATION DE QUELQUES MATÉRIEAUX

TYPES DE TERRAIN	VITESSE DES ONDES ELASTIQUES	
	ONDES - S -	ONDES - P -
Argile ou vase (sec)	200	400-600
// // (humide)	200	1300-1600
Sable ou gravier (sec)	200-400	400-700
// // (humide)	200-400	1400-1700
Moraine (sec)	200-700	700-1500
// (humide)	200-700	1400-2000
Roche fissurée	800-1200	1900-2500
Grès ou schistes	1200-1600	2500-3400
Granite ou gneiss	2000-2500	4000-4800

- Pour les problèmes d'étude des vibrations, on s'intéresse dans le cas général au mouvement d'un point donné soumis à une perturbation en fonction du temps. En supposant que le mouvement est sinusoidal, les équations du mouvement sont données par :

Déplacement : $d = d_0 \sin \omega t$.

Vitesse : $V = -\omega d_0 \cos \omega t = V_0 \cos \omega t$.

Accélération : $a = \omega^2 d_0 \sin \omega t = -a_0 \sin \omega t$.

- Si on ne s'intéresse qu'aux valeurs maximales, on aura :

$d_{\max} = d_0$.

$V_{\max} = \omega d_0 = 2\pi f d_0$.

$a_{\max} = 2\pi f V_{\max} = 4\pi^2 f^2 d_{\max}$.

f : fréquence des vibrations.

- Pratiquement, les vibrations observées sont d'allures plus ou moins sinusoidales. La détermination de deux de ces paramètres tels que la fréquence et la vitesse maximale permet de définir les deux autres (déplacement maximal et accélération maximale), donnant ainsi toute les données du mouvement.

1-2/Atténuation des ondes :

- L'atténuation des ondes se fait généralement par dispersion géométrique. On remarque que les amplitudes des vitesses de vibration diminuent au fur et à mesure que l'on s'éloigne du lieu de tir.

- Cette atténuation peut aussi être due à d'autres phénomènes :

* Dissipatifs comme l'absorption du sol d'une partie de l'énergie et la transformer en chaleur.

* Dispersifs telle la multiplication des ondes aux interfaces à causes des réflexions et réfractions.

2/LA PREDICTION DES EFFETS D'UN TIR :

- Les vibrations sismiques sont inévitables lors de l'utilisation de l'explosif dans l'abattage. Elles forment souvent l'un des aspects les plus nocifs à cause des dommages qu'elles engendrent en surface sur les ouvrages.

2-1/Influence de la nature de l'explosif :

- La nature de l'explosif a une influence direct sur la valeur du pic de la vitesse mais du point de vue pratique, la dispersion des mesures masque cette influence. En plus, les explosifs travers le monde ne sont pas comparables; de ce fait, il est très difficile d'arriver à des conclusions sur l'influence de la nature des explosifs sur les effets des tirs.

2-2/Influence de la nature du terrain :

- On constate que d'un chantier à un autre, des différences systématiques existent dans les niveaux de vibration observés selon la nature de la roche. Si la nature de la roche intervient certainement, les conditions du terrain tel que l'altération, la fissuration et l'épaisseur des bancs sont également importantes et cela revient à considérer un paramètre caractérisant le site dans son ensemble et non pas la roche au sens pétrographique du terme. Ce paramètre a l'avantage aussi de caractériser un ensemble de la couche simultanément par des mesures in-situ.

2-3/Influence de la distance et de la quantité de charge :

- Contrairement aux deux premiers paramètres (nature de l'explosif et nature du terrain) et de la conception de tir (tir d'abattage, tir bouchon) difficilement mesurables et peu variables, l'influence de la distance et de la quantité de charge, qui sont des paramètres quantifiables, ont fait l'objet de plusieurs études afin de caractériser la nocivité des vibrations.

2-3-1/Influence de la distance :

- C'est le paramètre le plus facile à mettre en équation, car on peut disposer de plusieurs capteurs à distances variables pour un même tir afin d'éliminer l'effet des autres paramètres. Les résultats obtenus de cette manière donnent des résultats très satisfaisants et montrent que les vibrations suivent une loi d'amortissement de la forme :

$$V_{\max} = K * D^{-b}$$

V_{\max} : Vitesse particulaire maximale (mm/s).

D : Distance du point de tir au point de mesure (m).

K : Constante représentant les autres paramètres.

b : Exposant d'amortissement.

- L'exposant d'amortissement varie selon l'état de fracturation du terrain. On remarque que plus le terrain est fracturé, plus l'amortissement est grand.

- D'autres auteurs ont proposés des lois d'amortissement qui tiennent compte généralement de la dissipation et de la dispersion énergétique et qui sont :

$$V_{\max} = K \cdot \frac{1}{D} \cdot e^{-\alpha D}$$

$$V_{\max} = K \cdot \frac{1}{D} \cdot e^{-\alpha D}$$

$$V_{\max} = K \cdot \frac{1}{D^{-0,5}} \cdot e^{-\alpha D}$$

- Ces lois d'amortissement sont généralement basées sur des calculs théoriques très complexes imposant des hypothèses simplificatives concernant la nature du milieu et de la forme du front d'ondes (cylindrique, sphérique). Des expériences faites sur un ensemble de tir en plusieurs sites montrent que les deux dernières sont les plus proches de la réalité avec une contribution moindre pour le terme en exponentiel (α faible).

2-3-2/Influence de la charge :

- Les études effectuées par des tirs à retard et à micro-retard montrent que le niveau de vibration ne dépend pas de la charge totale du tir mais surtout de la charge instantanée (charge par retard ou par micro-retard) que l'on retiendra comme charge significative.

$$V_{\max} = K * Q^a$$

V_{\max} : Vitesse maximale de la particule (mm/s).

Q : Charge instantanée (Kg).

a : Coefficient caractérisant la nature du tir (0,5 \pm 1).

- Ce paramètre " a " caractérise la conception du tir lui même. Il est évident que plus le tir est confiné, plus le niveau de vibration est grand. Il est proche de 0,5 pour des tirs d'abattage ou de contour et proche de 1 pour des tirs bouchon (confinés).

2-3-3/Influence simultanée :

- La loi d'amortissement donnant l'influence de la distance et de la charge est une loi de la forme :

$$V_{\max} = K * Q^a * D^{-b}$$

K : constante fonction du type de tirat du terrain.

- Devant la difficulté de tenir compte séparément de la distance et de la charge, beaucoup d'auteurs ont cherchés à établir une loi de propagation de la forme :

$$V_{\max} = K * (D/Q)^c$$

D/Q : distance réduite ou pondérée.

- En raison des considérations théoriques (théorie d'élasticité), la vitesse de vibration est une fonction du paramètre $(D/Q)^{1/3}$. Les désaccords avec les praticiens résident dans la valeur à attribuer à " c ", car pour ces derniers, la vitesse de vibration est une fonction de $D/Q^{1/2}$.

- Les distortions des valeurs des constantes et exposants par rapport à la théorie sont dues à l'hétérogénéité des terrains, à leur comportement non élastique. De plus, le couplage charge-terrain n'est pas bien représenté par une sphère où s'exercerait la pression spécifique de l'explosion comme on est obligé de la supposer dans la théorie d'élasticité.

- Ainsi, la loi d'amortissement semi-empirique est de la forme :

$$V_{max} = k * (D / Q^n)^{-m}$$

V_{max} : vitesse particulaire maximale (mm/s).

D : distance entre le point de mesure et le point de tir (m)

Q : charge instantanée (Kg).

n : exposant de la charge.
(on prend en pratique $n = 1/2$).

m : exposant d'amortissement du phénomène, fonction de l'état de fissuration du terrain.

- Dans la pratique, cette loi d'amortissement devrait être unique pour un terrain donné, mais un facteur lié au rendement du tir intervient. En effet, on est souvent dérouteré par la dispersion importante des résultats de mesures.

- Mais, malgré cette dispersion, la distance pondérée $D/(Q)^{1/2}$ reste la meilleure expression du potentiel de vibration.

CHAPITRE V :

INTRODUCTION :

1/ INTERACTION SOL-STRUCTURE :

1-1/ COMPORTEMENT DES STRUCTURES SOUS L'EFFET DES
VIBRATIONS.

1-2/ FREQUENCE PROPRE D'UN BATIMENT.

2/ NUISANCES ET DEGATS.

3/ CRITERES DE SECURITES - RECOMMANDATIONS ET NORMES - .

3-1/ PROJET DE NORME DE L'AFNOR.

3-2/ PROJET DE NORME DE L'ISO.

3-3/ NORME DIN 4150.

INTRODUCTION:

- Pour faire des schémas de tir compatibles avec le respect de l'environnement, il faudra connaître les critères de nuisance dans les différents types de structures ainsi que les lois permettant de déterminer la variation du niveau de vibration en fonction de la distance et de l'énergie mise en oeuvre.

1/ INTERACTION SOL-STRUCTURE:

1-1/Comportement des structures sous l'effet des vibrations :

- L'effet d'un choc de tir agit sur le sol en lui transmettant une partie de l'énergie dans le massif qui se manifeste par un ébranlement se propageant librement sur le sol, mais en présence de structures avoisinantes, cette propagation devient perturbée par l'interaction sol-structure.

- Les caractéristiques géodynamiques du sol et des matériaux constituant les fondations de la structure n'étant pas les mêmes, la vibration au contact sol-structure n'est plus ce qu'elle serait sans la présence de structure. En effet, les ébranlements du sol sollicitent la structure en lui transmettant une partie de l'énergie, celle-ci en vibrant renvoie à son tour une partie de l'énergie reçue au sol qui se manifeste par une multitude de vibrations.

1-2/ Fréquence propre d'un bâtiment :

- La période d'oscillations horizontales T d'un bâtiment peut être estimée empiriquement par :

* Pour les bâtiments à portiques autostables sans palées ou murs de contreventements :

$$T = 0,1 N.$$

N : nombre d'étages.

* Pour les autres cas :

$$T = (0,09 * H) / (L)^{1/2}.$$

H : hauteur du bâtiment (en mètres),

L : Longueur du bâtiment dans le sens de l'action sismique (en mètres).

- La fréquence propre d'un bâtiment est alors :

* Pour les bâtiments autostables sans palées ou murs de contreventement :

$$f_p = \frac{10}{N} \quad (\text{en Hz}).$$

* Pour les autres cas :

$$f_p = \frac{L^{1/2}}{0,09 * H} \quad (\text{en Hz}).$$

- La période T pourra aussi être établie en utilisant les propriétés structurales ainsi que les caractéristiques de déformation des éléments participant à la résistance, à l'aide d'une analyse détaillée.

- Les équations empiriques ne sont applicables que pour des bâtiments de formes régulières; elles fournissent une valeur dans le sens de la sécurité, bien qu'elles ne puissent être considérées comme les valeurs les plus précises de la période élastique réelle du bâtiment.

- La fréquence propre d'un plancher et d'environ :

* 10 Hz, si le plancher est vaste et chargé.

* 30 Hz, si le plancher a une faible superficie ou peu chargé.

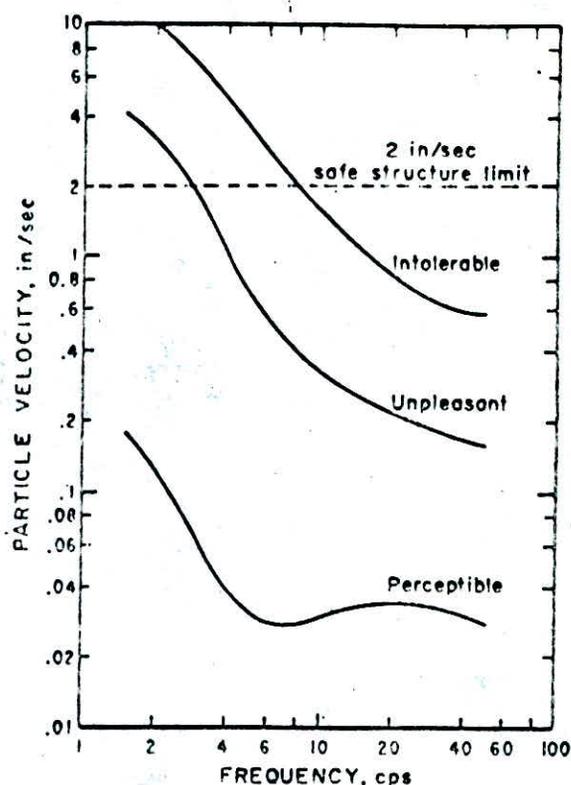
2/NUISANCES ET DEGATS :

- Les mouvements vibratoires des différents points du sol et des constructions dus aux tirs d'explosifs en sites urbains sont une source de nuisance aussi bien pour les personnes que pour les constructions; les nuisances peuvent se manifester par :

* La sensation des personnes à ces vibrations qui peuvent être désagréables ou même intolérables provoquant ainsi la peur et l'angoisse des habitants des immeubles avoisinants. La figure V.1 montre la sensation souvent subjective de l'être humain à une vibration en fonction de la vitesse particulière et de la fréquence (1 inch/sec représente 2,5 mm/s).

* Les dégâts sur les constructions lorsque les efforts engendrés par les vibrations excèdent localement la résistance des constructions.

FIGURE V-1: Réponse subjective de l'homme à une vibration (d'après GOLDMAN).



- Bien que la notion de dégâts est assez vague et dépend du procédé d'observation, on peut les classer en trois catégories :

*Seuil d'apparition : Ecaillage de peinture, apparition de fines fissures dans le plâtre et allongement des fissures existantes.

- Ce type de dégât est le type courant lors des tirs d'explosifs et il est souvent confondu avec les effets de vieillissement naturel des constructions. Seul un contrôle d'observation permet de déterminer l'origine.

*Dégâts légers : Détachement et chute de morceaux de plâtre, formation de fissures dans la maçonnerie.

- Ce type de dégâts toujours pas importants ne provoque pas l'affaiblissement de la structure.

*Dégâts importants : Chute d'éléments de maçonnerie, formation de lézardes et de larges brèches provoquant l'affaiblissement de la structure.

- En dehors des vibrations, les causes et les principaux phénomènes susceptibles de déclencher l'apparition de dégâts et dont les effets se superposent fréquemment avec ceux des vibrations sont :

* Déformation du sous sol par suite de tassement ou d'affaissement non uniforme du sol.

* Déformation de la structure porteuse sous l'effet de surcharge ou de contraintes excessives.

* Déformation des matériaux de construction ou des éléments de construction sous l'effet de retrait, gonflement, allongement ou fluage.

* Vieillissement naturel (fatigue de matériaux, fragilisation).

* Dilatation différentielle sous l'effet de la température.

3/CRITERES DE SECURITES : - RECOMMANDATIONS ET NORMES -

- Les dégâts produits par les tirs d'explosifs sur les structures ont poussés différents pays à entreprendre des recherches depuis une cinquantaine d'années afin de caractériser la nocivité des vibrations.

- C'est ainsi qu'en 1942, le bureau des mines des Etats Unis (U.S.B.M) publia à partir des résultats d'essais réalisés sur 14 maisons en brique et en maçonnerie, ne dépassant pas deux étages, les recommandations basées sur des mesures d'accélération :

- * Moins de 0,1 g : pas de danger.
- * 0,1 g à 1 g : précautions à prendre.
- * Plus de 1 g : Danger.

- En 1949, CRANDELL propose d'utiliser le rapport :

$$E = a^2/f^2 \quad (\text{Energie ratio}).$$

a : accélération maximale (en C.G.S.).

f : fréquence de la vibration (en Hz).

- * $E < 2700$: pas de danger.
- * $2700 < E < 5400$: précautions à prendre.
- * $E > 5400$: Danger, apparition de dégâts.

Le coefficient de CRANDELL est proportionnel au carré de la vitesse maximale pour une vibration sinusoïdale .

- En 1957, LANGEFORS, WESTBERG et KIHLESTROM proposèrent d'utiliser pour la première fois la vitesse d'oscillation comme critère de dommage. Depuis cette date, toutes les études effectuées utilisent la vitesse de vibration comme critères de dommage et toutes les expériences confirment cette relation directe entre la vitesse de vibration et le degrés de nuisance; en effet, l'analyse statistique des données expérimentales a permis de mettre en évidence l'aspect probabilistique de l'apparition de dégâts et montre que la probabilité d'obtention de dégâts croît avec la vitesse particulière (figure V.2)

- Cette vitesse particulière est le paramètre le plus significatif de l'apparition de dégâts, c'est donc le meilleur critère de nuisance.

- Les premiers travaux de ce genre et qui forment un document de base sont les travaux de :

- * A.T Edwards et T.D Northwood (CANADA 1960).
- * DVORAK (TCHÉCOSLOVAQUIE 1962).
- * W.I DUVAL et FOSBERG (USBM 1962).
- * U. LANGEFORS et B. KIHLESTROM (SUÈDE 1963).
- * W.I DUVAL, H.R NICKOLLS et B. JOHNSON (USBM 1971).

- La figure V.3, illustre ces travaux basés sur l'expérience et donne les limites proposées par différents auteurs.

- Si les limites d'apparition de dégâts légers est très variables selon les auteurs; il est entendu que toutes les valeurs proposées sont en dessous de ce qui peut provoquer des dégâts sérieux, c'est à dire affaiblir la structure. De même, on remarque que la plupart des essais concernent des maisons isolées et n'ont jamais mis en évidence des vitesses de vibration séparant nettement les zones avec et sans dégâts.

- En 1973, plusieurs organismes de normalisation et de travaux en souterrains viendront enrichir ces travaux en prenant en considération d'autres facteurs tels que la nature du terrain, la fréquence et la qualité de construction. Les plus importants de ces organismes sont :

- * A.F.T.E.S (Association Française des Travaux En Souterrain).
- * A.S.C.E (American Society of Civil Engineers).
- * D.I.N (Organisme de Normalisation Allemand).

- En 1978, une critique de la limite de 50 mm/s recommandées par l'USEM est faite par V.S CHAE (ASCE), en faisant remarquer que des dégâts sont observés pour des vitesses inférieures. Il propose alors des critères pour quatre types de construction.

- I/ Constructions solides.
- II/ Résidences récentes en bon état.
- III/ Résidences relativement anciennes.
- IV/ Vieilles résidences en très mauvais état.

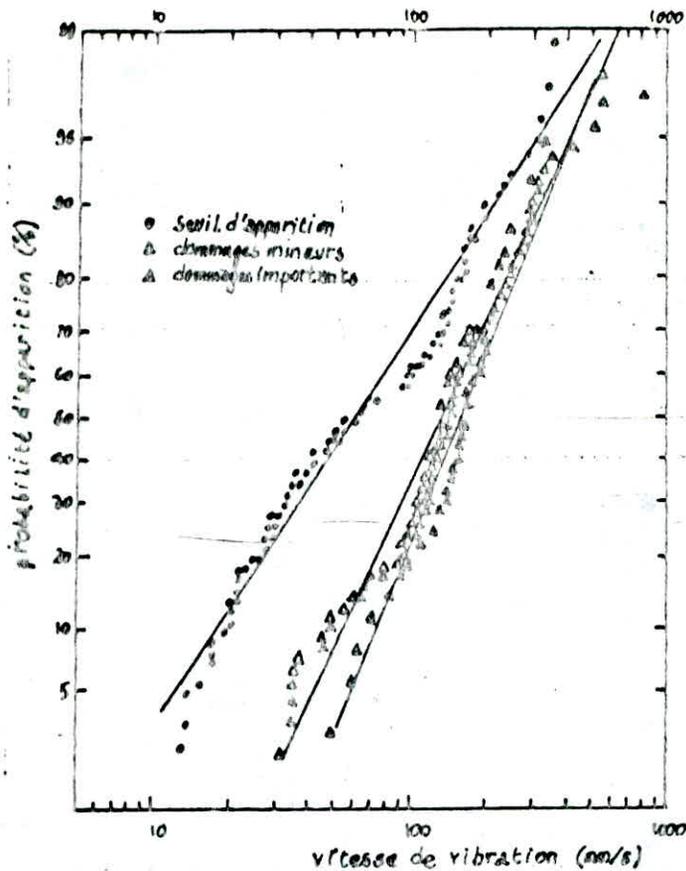


FIGURE V.2 / Analyse probabiliste des dommages (d'après SINKIND)

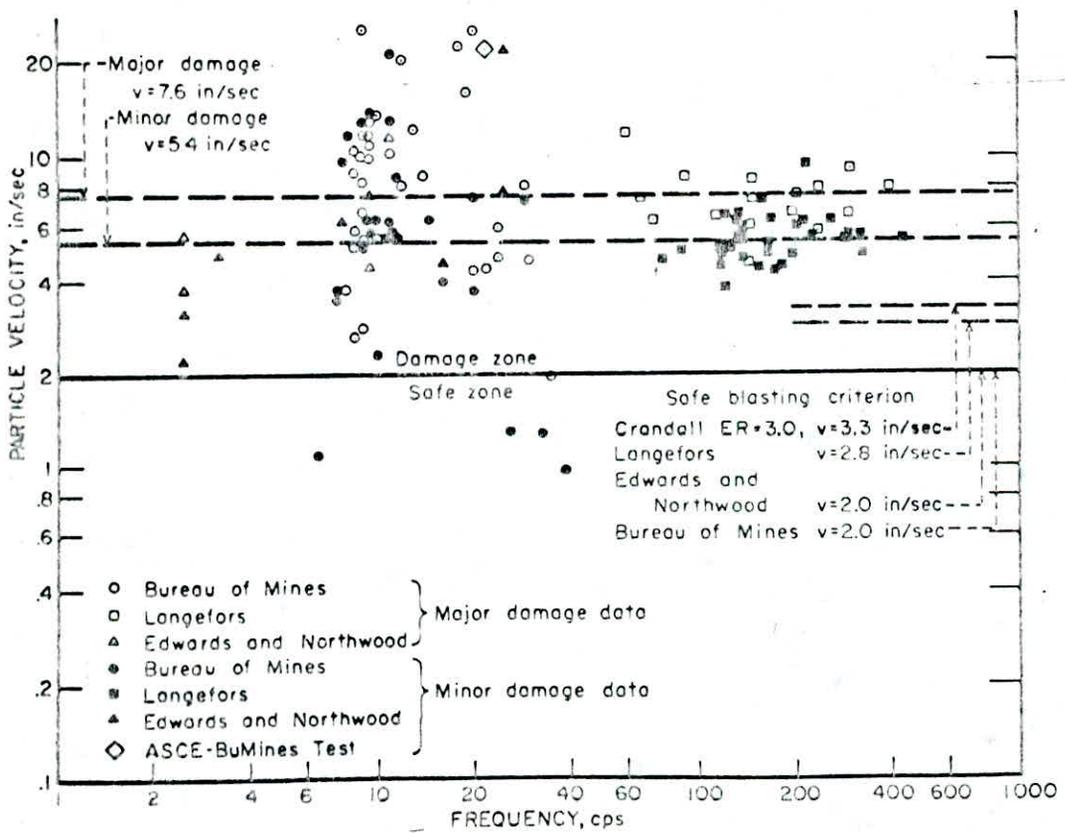


FIGURE V.3 : Vitesse en fonction de la fréquence - CRITERES DE SECURITE RECOMMANDES -

3.1/Projet de norme de l'AFPS :

- Ces recommandations ne visent que les effets de vibrations sur les constructions. Elles proposent deux paramètres différents suivant la fréquence.

* Pour les basses fréquences de moins de 10 Hz, c'est l'amplitude du déplacement de vibration qui est considérée comme représentant le mieux le risque de dégâts.

* Pour des fréquences supérieures à 10 Hz, c'est la vitesse de vibration qui représente le mieux le risque de dégâts.

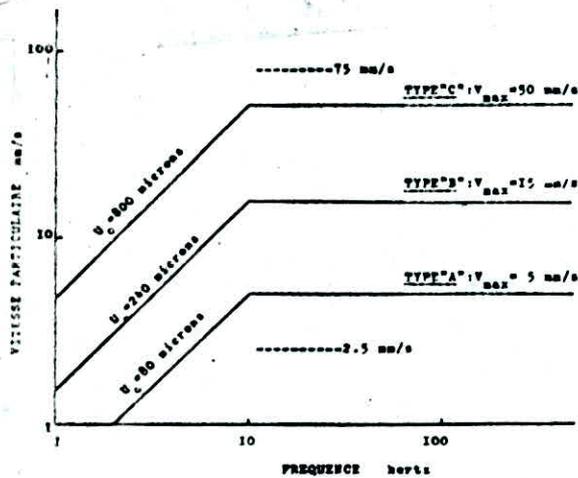
- Le tableau V.1 et la figure V.4 représentent les vitesses résultantes et les amplitudes (correspondantes) admissibles à la base d'une construction selon la qualité de la construction et celle du terrain.

- Le projet met d'avantage l'accent sur la fréquence et l'état de la construction, mais moins sur sa destination :

- * Type A : mauvaise qualité mécanique (murs déformés, mortier sans adhérence).
- * Type B : construction moyenne.
- * Type C : bonne qualité mécanique (immeubles neufs, murs en béton, fondation profonde).

Qualité du terrain de fondation Vl (m/s)	Vitesse résultantes admissibles (mm/s) et Amplitudes admissibles (μ)		
	Qualité de construction (A, B ou C)		
	type A	type B	type C
1500	2,5 (40)	7,5 (120)	25 (400)
3000	5 (80)	15 (240)	50 (800)
4500	7,5 (120)	22,5 (360)	75 (1200)

T A B L E A U V.1 : Vitesses résultantes et déformations () admissibles selon l'AFTES.



F I G U R E V.4

Valeurs-seuils de la vitesse et du déplacement pour un terrain de fondation de qualité moyenne (Vl=3000 m/s).

3.2/Projet de norme de l'ISO :

- C'est un projet de norme internationale se basant principalement sur la norme ISO 2631, tout comme la norme DIN 4150 à propos des effets sur les gens.

- Il separe nettement les chocs de vibrations continues ou répétées surtout pour le facteur humain; les valeurs admissibles étant déterminées en accélération.

- Pour les chocs, on ne retient pas comme critère la vitesse maximale de vibration comme dans les autres projets mais uniquement la vitesse verticale V_z .

- Les effets de vibration sont classés en quatre catégories :

I : Aucun dégât.

II : Possibilités de fissures des plâtres.

III : Possibilités de dégâts aux éléments portants.

IV : Dégât aux éléments portants.

- Le diagramme de la figure V.5 doublement logarithmique donne l'accélération en fonction de la fréquence, les limites des zones représentent à plus de 8 Hz des vitesses constantes (droites à 45°). Les rapports entre ces vitesses sont exprimés en :

$$dB = 20 * \log(V/V_0).$$

V : vitesse de référence proposée par une autre norme.

+ 6 dB correspond à $V = 2 V_0$.

+ 12 dB correspond à $V = 2^2 V_0$.

- 6 dB correspond à $V = 1/2 V_0$.

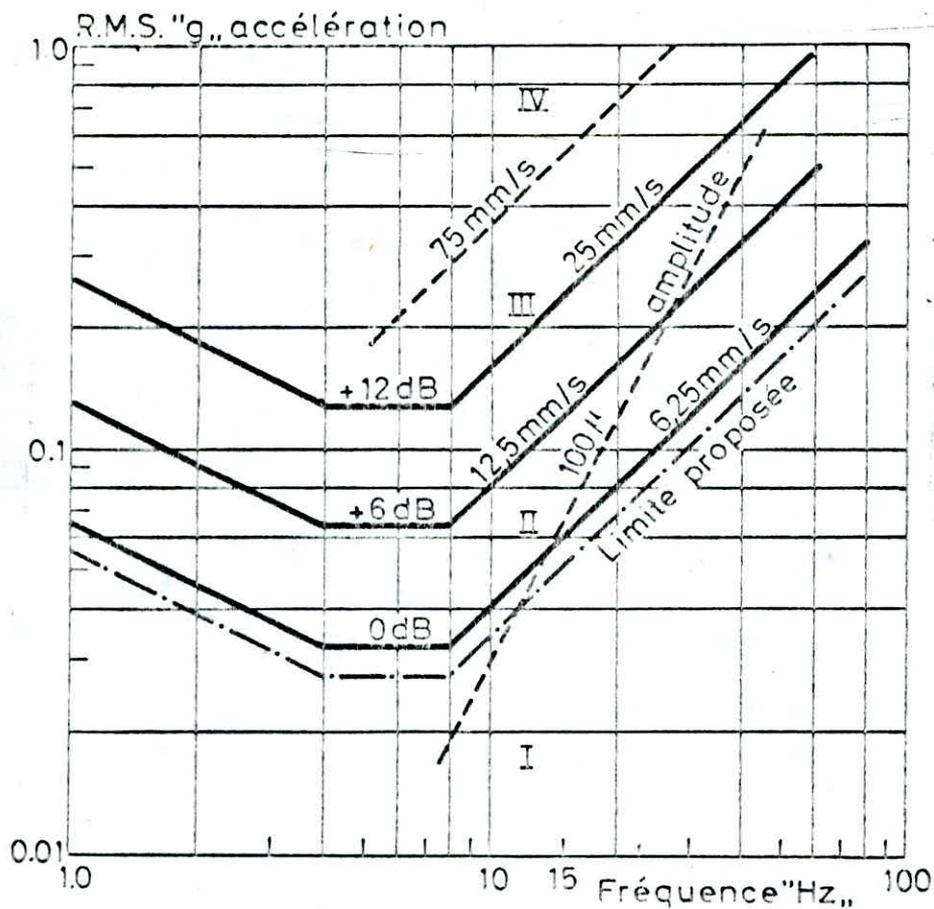


FIGURE V.5 : Risque de dégâts aux constructions selon ISO (accélération en % g en fonction de la fréquence).

- Le projet tient compte du type de sollicitation, de la destination de la construction et de l'heure où se produit la sollicitation. Les constructions étant supposées en bon état, le critère état n'intervient pas.

- Les valeurs de la vitesse verticale ainsi que les rapports entre les vitesses sont données par le tableau V.2.

Destination de la construction	jour		nuit	
	Vz (mm/s)	rapport	Vz (mm/s)	rapport
- Salles d'opération, centrale téléphonique, laboratoire à équipement fraile.	4,15	-6	0,13	-36
- Zone résidentielles	8,30	0	0,26	-30
- Bureaux	16,60	+6	16,60	+6
- Ateliers	16,60	+6	16,60	+6

TARLEAU V.2 : Vitesses verticales en mm/s admissibles à la base d'une construction selon ISO

3.3/Norme DIN 4150 (1975) :

*Effet sur l'être humain :

- Le projet se base sur la norme ISO 2631 qui donne deux courbes à niveau de perception constant :

* L'une, concernant les vibrations perpendiculaires dans le sens de la colonne vertebrale (verticale).

* L'autre concernant les vibrations perpendiculaires à la colonne vertebrale (horizontale).

- Le tableau V.3 donne en mm/s les vitesses admissibles suivant la colonne verticale vis à vis des personnes se trouvant dans les constructions.

- Le projet tient compte du type de sollicitation, de la destination de la construction et de l'heure où se produit la sollicitation .

Destination de la construction	Jour (J) Nuit (N)	Vitesses admissibles dans le sens vertical (mm/s) et dans le sens horizontal (entre parenthèses)			
		vibrations perman- entes ou répétées (> 2 heures)		vibrations rares (< 3 tirs/jour)	
		10 Hz	80 Hz	10 Hz	80 Hz
-Résidences pures. -Résidences en générale -Maison de compagne -Région peu dense.	J	0,32 (0,24)	0,28 (0,21)	6,3	5,5
	N	0,24 (0,16)	0,21 (0,14)	0,24	0,21
-Village -Regions mixtes. (maisons + usines) -Centres nucléaires.	J	0,47 (0,32)	0,41 (0,28)	12,6	11,0
	N	0,32	0,28	0,32	0,28
-Profession- nelles (ateliers, bureau).	J	0,63	0,55	18,9	16,5
	N	0,47	0,41	0,47	0,41
-Zone industrie- lle.	J	0,95	0,83	18,9	16,5
	N	0,63	0,55	0,63	0,55
-Zone diverses.	J	0,16 à 0,95	0,14 à 0,83	6,3 à 18,9	5,5 à 16,5
	N	0,16 à 0,63	0,14 à 0,55	0,24 à 0,63	0,21 à 0,55

TABLEAU V.3 : Vitesses verticales et (horizontales)
admissibles vis à vis des gens (entre 1 et
80 Hz

Effet sur la construction :

- Le projet de norme est nettement plus simple qu'à propos des personnes. Il retient comme critères le maximum de la vitesse de vibration résultante V_r .

- Le projet déclare ne s'intéresser qu'à la stabilité et la durée de vie de la construction mais non à son esthétique (fissure de crepi). On estime aussi que si $V_r < 2$ mm/s, les dégâts de tout genre ne peuvent être attribuables aux vibrations.

- Le tableau V.4 donne les limites admissibles tenant compte de la destination et de l'état de la construction ainsi que du type de sollicitation; en effet, ce tableau n'est valable que s'il y a moins de 3 tirés par jour et pour des fréquences de quelques Hz à 60 Hz.

- D'après le projet, une vitesse verticale de moins de 20 mm/s relevée au centre du plafond normalement construit, ne risque pas d'en réduire la durée de vie.

$$V_r = \sqrt{V_x^2 + V_y^2 + V_z^2}$$

Destination de la construction	Vr (mm/s).
Résidences, commerces et constructions similaires (dans l'état conforme aux règles)	8
Constructions bien renforcées en éléments solides, constructions à ossatures très résistantes	30
Autres constructions et bâtiments classés	4

TARLEAU V.4 : Vitesses résultantes Vr admissibles à la base d'une construction (DIN 4150)

- La figure V.6 présente les recommandations de l'AFTES pour des terrains de célérité 3000 m/s, la norme DIN 4150 et celle de la nouvelle proposition de l'USBM (1980) faite par SINKIND.

- Recommendation US Bureau of Mines 1980
(pour structures types pavillons et residences)
- - - Norme provisoire DIN 4150
- · - · - Recommendation AFES
(terrain de célérité = 3 000 m/s)

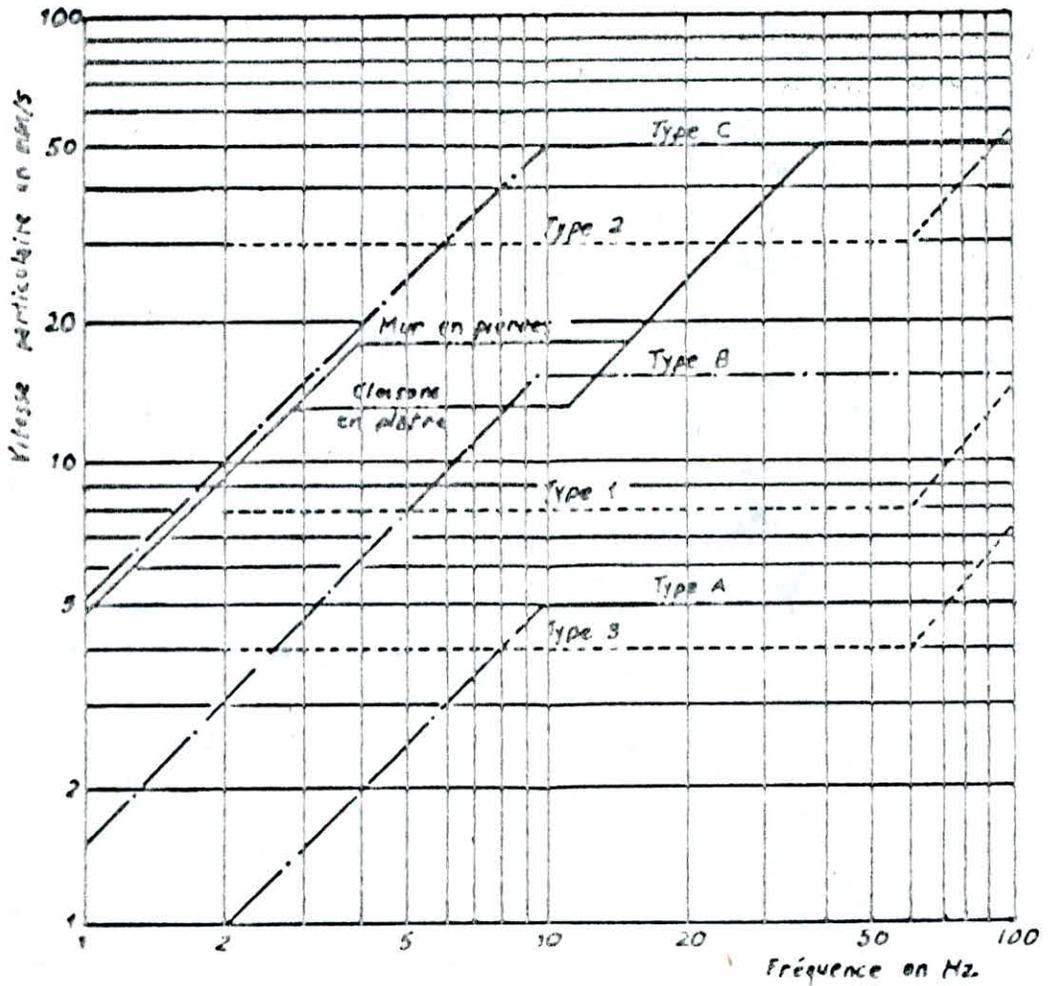


FIGURE V.6 : Seuils limites pour les vibrations du sol .

- La figure V.7 donne les recommandations de l'AFTES, celle de la norme DIN 4150 et de Y.S CHAE (ASCE) en fonction de la qualité de construction et celle du terrain de fondation.

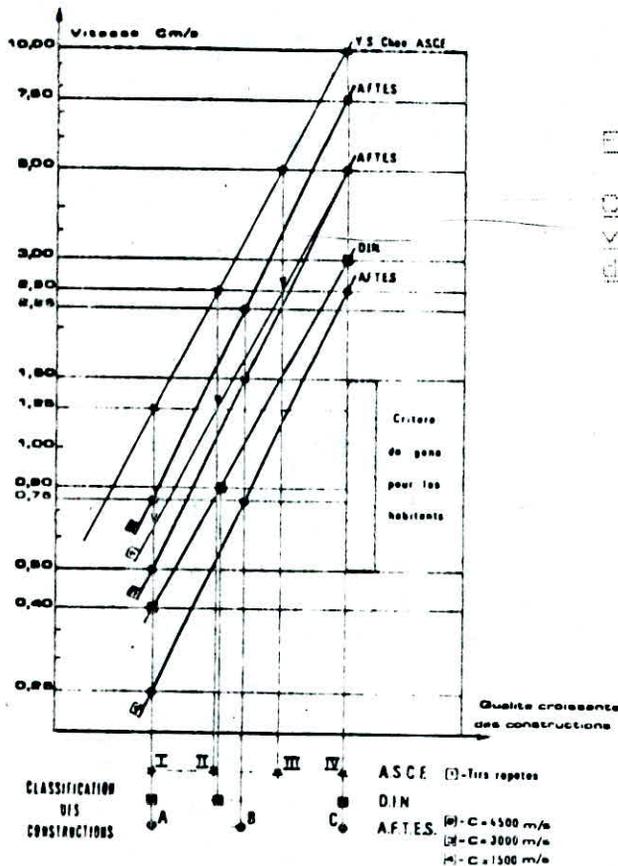


FIGURE V.7 :

Critère de sécurité en
vitesse particulaire
de crête

- En 1986, la norme DIN apparaît sous sa nouvelle forme proposant les valeurs de vitesses limites pour différentes gammes de fréquence et en fonction de la qualité de construction.

- Le tableau V.5 et la figure V.7 donnent les recommandations de la nouvelle norme DIN (1986) pour des vitesses mesurées au niveau des fondations et même au niveau du plafond de l'étage le plus élevé.

- Parmi tous les critères recommandés, ceux de la norme DIN sont les plus sévères et les plus contraignants.

TABLEAU V.7 : Critères DIN (1986)

Type de b a t i m e n t	Valeurs de référence pour la vitesse de vibration V_i en mm/s			
	Fondation			Niveau de plafond à l'étage complet le plus élevé
	Fréquences			Toutes les fréquences
	<10 Hz	10 à 50 Hz	50 à 100 Hz	
1 Batiments à usage professionnel, batiments industriels et autres batiments de structures analogue.	20	20 à 40	40 à 50	40
2 Batiments d'habitation et batiments comparables dans leur construction et/ou utilisation.	5	5 à 15	15 à 20	15
3 Batiments qui, en raison de leur sensibilité particulière aux ébranlements, ne correspondent pas à ceux des lignes 1 et 2 et doivent être particulièrement préservés (par ex. protection des monuments).	3	3 à 8	8 à 10	8

* Pour les fréquences supérieures à 100 Hz, il faut prendre au moins les valeurs de référence pour 100 Hz.

CHAPITRE VI

1/ Acquisition des données.

1-1/ Description du site.

1-2/ Plan de tir.

1-3/ Les mesures de vibrations.

1-3-1/ Appareillages.

1-3-2/ Mesures.

1-3-3/ Résultats.

2/ Nuisances et dégâts produits.

3/ Interprétations.

3-1/ Etude descriptive.

3-2/ Etude comparative.

3-3/ Détermination de la vitesse limite.

3-4/ Conclusion.

1/ACQUISITION DES DONNEES :

- Les mesures des vibrations sont nécessaires dans tous les cas où des tirs sont pratiqués à proximité de structures considérées comme sensibles aux vibrations.

- Dans le cas du METRO D'ALGER, nous avons procédé à la mesure de la vitesse particulaire de vibration, ainsi qu'au relevé des distances de mesure D et des charges instantanées Q dans les différents tirs.

- Le creusement du tunnel se fait de part et d'autre de la station TAFOURAH (GRANDE - POSTE), sous deux principales rues d'ALGER : La rue Didouche Mourad et la rue Larbi Ben M'hidi. Les mesures concernent la première à savoir la rue Didouche Mourad.

1-1/Description du site :

- C'est un site très urbanisé, de très forte occupation humaine . Des constructions commerciales et d'habitations se rangent des deux côtés de la rue à environ 12,5 m de l'axe du tunnel.

- Ces constructions sont de même âge et de même configuration, elles sont de qualité relativement moyenne, pratiquement analogues dans leurs structures et comprennent cinq à six étages d'un côté et un à deux étages de l'autre.

1-2/Plan de tir :

- La demi-section supérieure où s'effectuent les tirs d'explosifs est divisée selon deux types de division (I et II) en section partielles (Figures II.2 et II.3).

- Cette demi-section supérieure est de forme conoïdale de 10,8 mètres de largeur et de 5,2 mètres de hauteur, dont le sommet se trouve à une profondeur variant entre 13,5 à 17,5 mètres.

- Nous avons assisté aussi au fonçage de puits de trois mètres de diamètre (Génie-Sider) servant à l'installation de pieux en béton afin de renforcer les fondations des immeubles avoisinants la future station de la Grande-Poste. Le plan de tir est donné par la figure VI.1 .

- Les trous sont chargés à la Gélanit 1/30, un explosif brisant, de nature gélatineuse contenant plus de 12% de nitroglycérine et insensible à l'eau. Ces charges sont amorcées séquentiellement (à retard ou à micro-retard) par l'intermédiaire de détonateurs hautement insensibles (HI) afin d'éliminer les effets des courants vagabonds qui peuvent apparaître et provoquer la mise à feu prématurée de l'explosif.

- Les principales caractéristiques des plans de tir de la demi-section supérieure et ceux des puits sont données par les tableaux VI.1 et VI.2 .

Plan de tir pour la section supérieure

PLAN DE FORATION	PLAN DE CHARGEMENT	PLAN D'AMORCAGE
Diamètre (mm): 35	Chargement: en cartouche	Type: séquentiel
Longueur (m): 1,6	Diamètre (mm) : 30	Amorce : H I
Surforation (m): 0,2	Charge unitaire (Kg) : 0,500 à 0,875	Série de relais : 0 - 12
Arête de maille (m) : 0,4 à 0,8	Consommation spécifique (Kg/m**3) : 0,25 à 0,30	Micro-retard (ms) : 20
Nombre de trous: 19 - 33		Retard : 500

TABLEAU VI.1 : Paramètres caractéristiques du plan de tir de la section supérieure.

Plan de tir pour les puits

PLAN DE FORATION	PLAN DE CHARGEMENT	PLAN D'AMORCAGE
Diamètre (mm): 35	Chargement : en cartouche	Type: séquentiel
Longueur (m): 1,20 à 1,50	Diamètre (mm) : 30	Amorce : H I
Surforation (m): 0,30	Charge unitaire (Kg) : 1,00	Série de relais : 0 - 12
Arête de maille (m) : 0,30 - 0,80	Consommation spécifique (Kg/m**3) : 0,6	Micro-retard (ms) : 20
Nombre de trous: 44		

TABLEAU VI.2 : Paramètres caractéristiques du plan de tir des puits.

1-3/ Les mesures de vibrations :

1-3-1/ Appareillages :

- Les mesures de vibration ont été effectuées à l'aide du vibromètre Z.E.B/S.M - D.S de marque WASAGCHEMIE :

- Ce vibromètre de conception Allemande (R.F.A) est équipé de deux capteurs électrodynamiques du type Z.E.B/G.S 3.T - 333, d'une fréquence propre de 4,5 Hz, conçus pour l'emploi selon la norme DIN 4150 (45669 - A.6.H.V 1-315). C'est un détecteur enregistreur à déclenchement automatique adapté à ce genre de tir puisqu'on ignore l'instant exact de mise à feu, et à ce genre de site où plusieurs vibrations d'autres types (passages d'engins, de piétons, etc...) existent.

- Il se déclenche lorsque le signal dépasse un seuil choisi, puis enregistre sur un segment de 08 secondes parmi les dix segments de mémoire qu'il possède.

- Il comprend trois gammes de fréquence à filtre de pondération, à savoir :

- * 1 - 80 Hz non-pondéré.
- * 1 - 315 Hz non-pondéré.
- * 1 - 80 Hz pondéré.

- L'amplification est réglable par un commutateur du champ de mesure (M); ce dernier peut être sélectionné parmi les valeurs : 0,5 ; 1 ; 2 ; 5 ; 10 ; 20 ; 50 et 100 mm/s.

Cette valeur est choisie par l'estimation de la valeur de la vitesse particulière.

- Les deux capteurs sont tridirectionnels; chacun est composé de trois géophones disposés selon les trois directions de l'espace dans un boîtier muni d'une bulle de mise à niveau, formant ainsi une base de mesure tri-axiale.

1-3-2/Mesures :

- A part deux mesures réalisées dans le tunnel pendant le fonçage d'un puit à proximité, toutes les mesures ont été prises sur le sol des fondations (aux pieds des murs) ou sur les différents planchers des bâtiments afin de mieux saisir les effets de vibrations et apprécier l'atténuation des ondes aussi bien sur les terrains de couverture que sur les bâtiments avoisinants.

- Les distances ont été déterminées sur la base du plan du site (PLANCHE N° 3).

- L'orientation des capteurs se fait de la manière suivante :

* Pour les points situés sur le même plan vertical que le front de taille :

- X est la direction parallèle au front de taille.
- Y est la direction perpendiculaire au front de taille.
- Z est la direction verticale.

* Pour les points qui ne sont pas situés sur le même plan que le front de taille :

- X est la projection de la direction tangente au front d'onde sur le plan horizontal.
- Y est la projection de la direction de propagation du front d'onde sur le plan horizontal.
- Z est la direction verticale .

- Le vibromètre est réglé avant chaque mesure. Les différents réglages qui ont été utilisés dans notre cas sont données par le tableau suivant :

SEUIL DE DECLENCHEMENT D (mm/s)	CHAMPS DE MESURE M (mm/s)	GAMME DE FREQUENCE (HZ)
1,00	10 20 50	80 HZ non-pondéré

1-3-3/Résultats :

- Le vibromètre Z.E.B : / S.M - 0.5 donne les valeurs maximales de vibrations particulières (maximas) selon les trois directions des capteurs X,Y et Z ainsi que leurs fréquences (sur écran) pour des intervalles de temps successifs de 0,5 s parmi les 8 s du segment. Il est possible d'obtenir les tracés (sur papier) de tableaux des maximas et leurs fréquences, et/ou des différentes vitesses en fonction du temps (enregistrement classique) pour un ou plusieurs intervalles de 0,5 s.

- Le vibromètre ne donne pas la vitesse résultante instantanée. Le calcul de cette dernière à partir de l'enregistrement conduit à de grandes erreurs de lecture par rapport à la précision du vibromètre (0,01 mm/s).

les auteurs Allemands proposent dans ce cas de remplacer la vitesse résultante maximale $V_{r,max}$ par la vitesse résultante estimée $V_{r,e}$:

$$V_{r,e} = \sqrt{V^2_{x,max} + V^2_{y,max} + V^2_{z,max}}$$

- Les tableaux VI.3 et VI.4 donnent les caractéristiques des tirs et des lieux de mesures pour les différentes mesures effectuées.

- Les résultats de mesures sont données par les tableaux VI.5 et VI.6 .

- M_x , M_y , M_z et F_x , F_y , F_z sont respectivement les maximas et leurs fréquences selon les directions X, Y et Z des capteurs.

MESURE N°	DATE HEURE	TYPE DE DETONATEUR	TYPE DE DECOUPAGE	SECTION TIREE	NOMBRE DE TROUS
1	03-04-91 16-02-26	D-M-R 20	SANS	TOTALE	57
2	03-04-91 16-02-26	D-M-R 20	SANS	TOTALE	51
3	04-04-91 16-28-09	D-M-R 20	SANS	TOTALE	54
4	25-04-91 10-26-00	D-M-R 20	I	S-II	24
5	/ /	D-M-R 20	I	S-II	24
6	25-04-91 10-59-37	D-M-R 20	I	S-III	21
7	/ /	D-M-R 20	I	S-III	21
8	21-04-91 11-46-16	D-E-R 500	I	S-I	33
9	/ /	D-E-R 500	I	S-I	33
10	24-04-91 10-26-37	D-E-R 500	I	S-II + S-III	19

TABLEAU VI.3 : Caractéristiques des tirs - N° 1 à 10 - Mesures sur le sol de fondation (pieds des bâtiments).

MESURE N°	DATE HEURE	TYPE DE DETONATEUR	TYPE DE DECOUPAGE	SECTION TIREE	NOMBRE DE TROUS	LIEU DE MESURE
11	28-04-91 18-58-06	D-E-R 500	II	S-I	28	Pied du batiment
12	/ /	D-E-R 500	II	S-I	28	Plancher du batiment (6ème étage)
13	29-04-91 18-09-17	D-M-R 20	I	S-II	22	Plancher du batiment (rez de chaussée)
14	/ /	D-M-R 20	I	S-II	22	Plancher du batiment (6ème étage)
15	29-04-91 18-27-07	D-M-R 20	I	S-III	20	Plancher du batiment (rez de chaussée)
16	/ /	D-M-R 20	I	S-III	20	Plancher du batiment (rez de chaussée)
17 ***	30-04-91 12-52-39	D-M-R 20	SANS	TOTAL (puits)	44	Galerie de jonction au toit du cintre 27
18 ***	/ /	D-M-R 20	/ /	/ /	44	Galerie de jonction au pied du cintre 27
19 ***	29-04-91 12-01-37	D-M-R 20	/ /	/ /	44	Plancher du batiment (au sous-sol)
20 ***	/ /	D-M-R 20	/ /	/ /	44	Plancher du batiment (rez de chaussée)
21 ***	05-05-91 12-07-55	D-M-R 20	/ /	/ /	44	Plancher du batiment (rez de chaussée)
22 ***	/ /	D-M-R 20	/ /	/ /	44	Plancher du batiment (1er. étage)

TABLEAU VI.4 : Caractéristiques des tirs et lieux de mesure
N° - 11 à 22 - .

*** : Concernent les tirs pour le fonçage des puits.

Mesure N°	Distance (m)	Charge instantanée Q (g)	Charge totale Qt (Kg)	Mx	Fx	My	Fy	Mz	Fz	Vre
1	21,50	875	10,000	6,90	41	4,74	50	6,22	83	10,43
2	23,00	875	10,000	4,55	45	3,40	55	5,69	50	8,04
3	21,50	875	10,000	7,97	50	4,88	41	2,57	31	9,69
4	18,71	500	5,000	2,17	23	2,17	38	4,57	55	5,74
5	22,84	500	5,000	1,61	38	1,20	45	3,31	55	3,87
6	18,71	500	4,000	2,25	35	1,66	83	2,95	83	4,06
7	22,84	500	4,000	3,14	25	2,92	62	6,83	62	8,06
8	29,50	750	8,125	2,62	41	2,36	55	2,77	71	4,48
9	21,50	750	8,125	9,02	41	3,15	83	2,50	17	9,88
10	21,50	500	3,750	3,90	45	3,18	62	1,95	55	5,40

TABLEAU VI.5 : Résultats de mesure - N° 1 à 10 -
Mesures sur le sol de fondation
(pieds des bâtiments).

Mesure N°	Distance (m)	Charge instantanée Q (g)	Charge totale Qt (Kg)	Mx *	Fx**	My *	Fy**	Mz *	Fz**	Vre *
11	23,35	625	6,000	6,51	41	2,37	41	3,17	55	7,61
12	-----	625	6,000	1,12	17	0,78	29	1,71	13	2,18
13	21,70	500	4,250	8,39	2	2,59	14	4,79	45	10,00
14	-----	500	4,250	0,92	26	0,75	22	2,23	22	2,53
15	26,32	500	3,875	1,82	9	1,67	25	2,89	41	3,80
16	-----	500	3,875	0,59	41	0,41	27	1,38	33	1,55
17	16,50	1000	5,500	8,34	41	7,10	29	13,82	45	17,63
18	18,40	1000	5,500	4,87	47	2,22	38	4,23	41	6,82
19	5,09	1000	5,500	2,49	21	3,08	20	10,01	41	10,77
20	9,04	1000	5,500	1,76	20	3,47	20	5,54	62	6,77
21	12,80	1000	5,500	5,70	23	2,34	62	4,92	55	7,88
22	-----	1000	5,500	4,12	18	1,53	55	3,71	55	5,75

TABLEAU VI.6 : Résultats de mesure - N° 11 à 22 - .

* : En mm/s.

** : En Hz.

2/NUISANCES ET DEGATS OBSERVES :

- Pour les personnes, on remarque que les réactions sont souvent **subjectives** et conduisent de temps en temps à des plaintes verbales des habitants des immeubles avoisinants.

- Les dégâts observés sur les constructions situées à proximité du tunnel sur le tronçon étudié ~~sont loin~~ de provoquer leurs affaiblissements ou de réduire leurs durées de vie, on peut citer ~~comme~~ principaux dégâts observés :

- * Fines fissures dans le plâtre, généralement aux plafonds et sur les murs du 1er et 2ème étage.
- * Ecaillage de peinture.
- * Allongement de fissures existantes, observées sur le mur du 4ème. étage.

3/INTERPRETATIONS :

3-1/Etude descriptive :

- Les résultats des mesures des tirs des trois composantes faites aux pieds des bâtiments (tableau VI.5) montre, aussi bien pour les tirs à retard (500ms) que pour les tirs à micro-retard (20ms), que les vibrations selon la direction perpendiculaire aux murs des constructions sont les plus importantes, surtout lorsqu'il s'agit de grandes charges instantanées.

Par contre, dans le cas des grandes distances ou de faibles charges, les composantes verticales sont les plus importantes.

- Les résultats de mesures des trois composantes faites au niveau des différents planchers des bâtiments (tableau VI.6), montrent que :

* Pour les tirs d'abattage dans le tunnel, les composantes perpendiculaires aux murs des bâtiments sont les plus importantes.

* Pour les tirs de fonçage des puits, les composantes verticales sont les plus importantes.

Ce qui nous conduit à déduire que les composantes des vitesses particulières les plus importantes sont en relation directe avec la position du point de mesure par rapport au point de tir; en effet, lorsque le point de tir est très profond par rapport au point de mesure, alors que les composantes horizontales sont les plus importantes dans le cas contraire.

- Les mesures effectuées sur différents planchers montrent, pour les différents tirs (abattage du front, fonçage des puits et pour les deux types d'amorçages, que les vibrations sont très bien amorties par les structures avoisinantes le tunnel du METRO D'ALGER (tableau VI.6).

3-2/Etude comparative :

- Les niveaux de vibrations sont en nette relation avec le degré de confinement du tir; on remarque que pour les tirs de fonçage des puits (une (1) surface de dégagement), le niveau de vibration est plus grand que pour les tirs d'abattage ou de contour dans le tunnel (2 à 3 surfaces de dégagement).

- Les deux types d'amorçage utilisés montrent que les vibrations engendrées par les différentes séquences de tir s'interfèrent plus pour les tirs à micro-retard (20 ms).

- Pour les tirs à retard, bien que le niveau de vibrations est plus faible par rapport aux tirs à micro-retard, les vibrations engendrées par les différentes séquences, comme le montre les enregistrements, sont assez distincts et caractérisent une nette séparation des intervalles de retard. Des vibrations distincts et répétées sur environ 6 s par tir (séquences de 0 à 12), provoquent un gêne pour les personnes en comparaison avec les tirs à micro-retard pour lesquels les vibrations se produisent brièvement en un temps ne dépassant pas 0,3 s.

3-3/Détermination de la vitesse limite :

- La norme DIN pour les trois classes de construction et les différentes fréquences (tableau V.7), peut être représentée par un graphe permettant la détermination de la vitesse limite pour chaque fréquence de vibration (Fig VI.2).

- Les valeurs des fréquences de vibrations obtenues pour les différentes mesures sont très variables et se situent entre 15 et 80 Hz, néanmoins, l'analyse de ces valeurs montre que les fréquences comprises entre 40 et 45 Hz, et en particulier la fréquence de 41 Hz, sont les plus probables avec une densité d'apparition d'environ 26%, on peut supposer alors que la fréquence caractéristique des vibrations du sol est : $F = 41 \text{ Hz}$.

- A partir de cette fréquence et de la qualité des constructions avoisinantes qui peuvent être considérées d'après la norme DIN 4150 comme constructions de la classe 2 : bâtiments d'habitations et bâtiments semblables dans leurs constructions et/ou leurs utilisations (tableau V.7), on déduit que la vitesse limite est de 12,5 mm/s (Fig VI.2) .

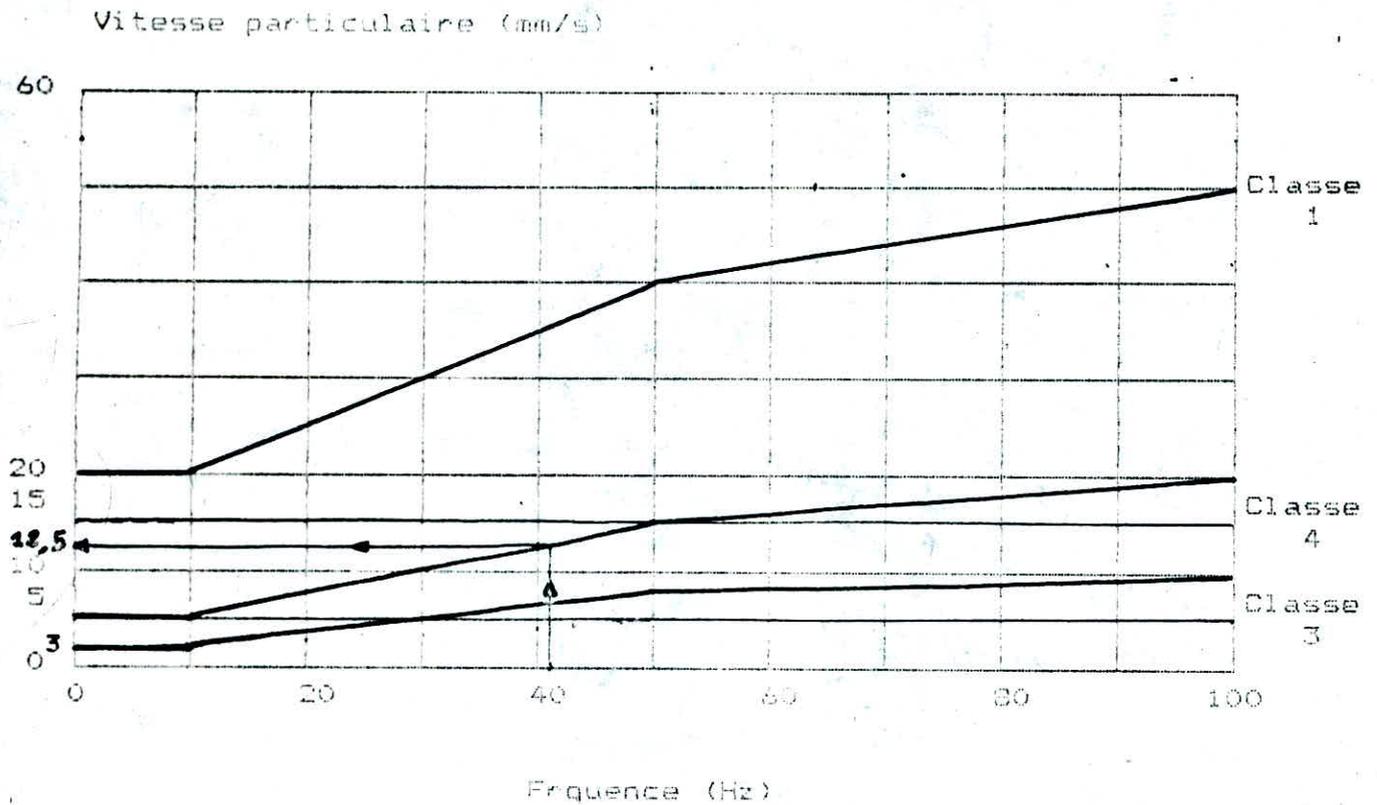


FIGURE VI.2 : Détermination de la vitesse limite (selon DIN 4150).

- Bien que les fréquences faibles sont rares, leurs considérations nécessitent la diminution de la vitesse limite 10 mm/s. Ceci permet de définir deux vitesses limites :

- * Une vitesse conseillée de 10 mm/s qu'il est préférable de ne pas dépasser (seuil de travail).
- * Une vitesse absolue de 17,5 mm/s qu'il ne faut pas atteindre sous aucun prétexte.

3-4/Conclusion :

- L'utilisation de la vitesse résultante estimée V_{re} constitue un facteur de sécurité supplémentaire car elle est, dans la pratique, toujours supérieure à la vitesse résultante maximale $V_{r,max}$.

- Dans le souci d'éviter tout dégât affaiblissant les constructions, deux limites de sécurité sont proposées :

* Vitesse conseillée : 10,0 mm/s

* Vitesse limite absolue : 12,5 mm/s

- La vitesse conseillée de 10 mm/s, bien que considérée comme seuil de travail, peut être, dans la réalité, dépasser un certain cas. On pourra admettre des dépassements dans 10% des tirs de la vitesse de 10 mm/s sans atteindre la vitesse limite de 12,5 mm/s.

CONCLUSION GENERALE :

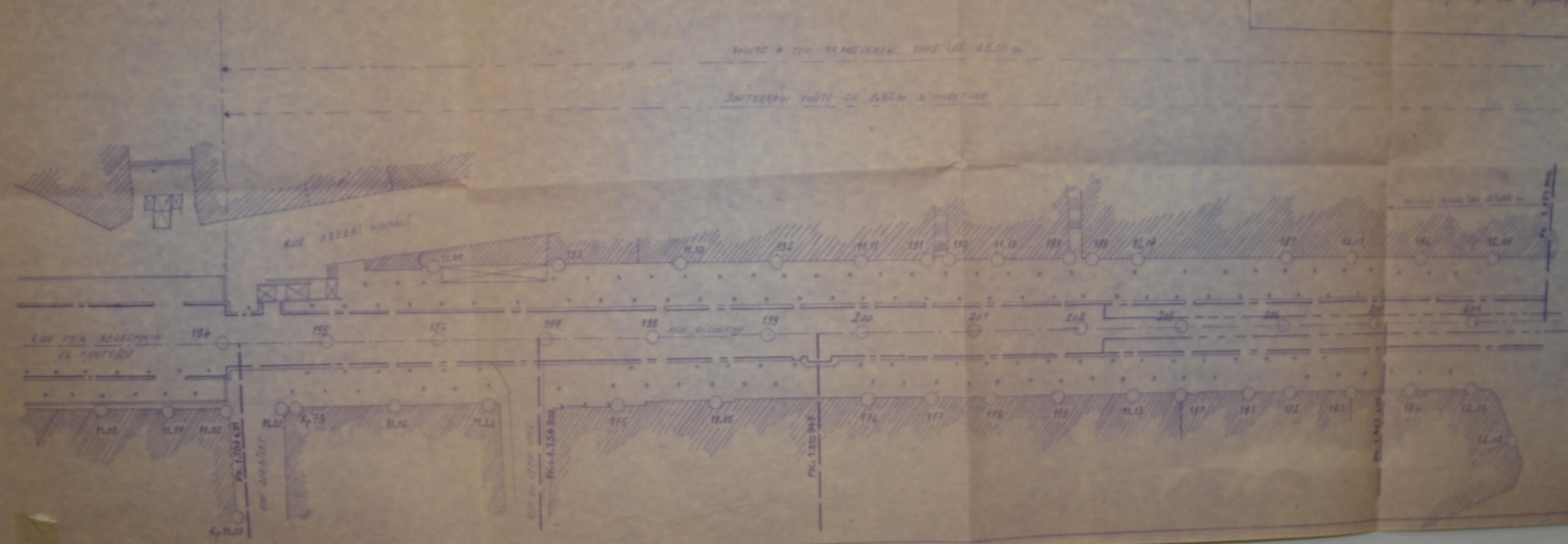
- Assurer une sécurité optimale lors de l'exécution d'ouvrages souterrains, surtout en sites urbains est une exigence qui influence toute la technologie de leurs réalisations.

- En ce qui concerne le projet du METRO D'ALGER et afin de juger de l'ampleur des dégâts causés par les travaux (vibrations, affaissements), des mesures de vibrations doivent être effectuées périodiquement selon un plan de travail bien élaboré comme c'est le cas des mesures de tassements. Ces contrôles en cours de travaux peuvent avoir un triple objectif :

- * Vérifier que la réalité est conforme aux prévisions.
- * Vérifier que l'entreprise respecte bien les règles établies.
- * Déterminer les causes réelles des dégâts produits.

- Nous espérons que ce modeste travail participera à l'amélioration des conditions de sécurité dans les chantiers de travaux souterrains à l'explosifs.

PLANCHE N°3
POSITION DES POINTS DE MESURE DE TASSEMENTS



BIBLIOGRAPHIE

- [1] - Avant-projet détaillé (A.P.D) E-M-A.
- [2] - Mécaniques des roches et ses applications.

TALOBRE

- [3] - Construction des tunnels.

Galeries et souterrains

BARDOT (G) et BERNY (P) Eyrolles, 1954.

- [4] - KOWALCZYK. Z ; Ochrona powierzchni przed
szkodami gorniczymi (chap VIII)
porodnik gornika t.2

Katowice . 1975

- [5] - Contribution technologique au creusement d'un tunnel
(cas du metro-d'alger) par CHABANE SAID.

- [6] - Les dégats de surface provoqués par les exploitations
souterraines de charbon.

- [7] - développements récents dans le domaine des
affaissements miniers en France.

- [8] - Etudes des vibrations provoquées par les explosifs dans
les massifs rocheux. par Pierre CHAPOT.

- [9] - Optimisation des contrôles de vibrations
critères avec spectres de surveillance par Pierre ALLARD
INDUSTRIE - MINÉRALE (MAI-JUIN 1986).

- [10]- Evaluation des vibrations et dégats causés aux
constructions par les tirs à l'explosif.

Explosifs (1975).

[11]- Vibrations dues aux tirs.

Critères de dégats et environnement.

par J-BOXMO

Annales des mines de Belgique (octobre 1977)

[12]- Dynamiques des structures

par CLOUGH et PENZIEN.

[13]- Règlements parasismiques Algerien (R-P-A 88)

[14]- Monographie géologique et géotechnique de la région
d'alger .

K-BENALLAL et K-OURABIA

P. G 00391

ANNEXE (2)

PUITS N° 4

STATION "KHELIFA BOUKHALFA"

POSTE DE REDRESSEMENT

OUVRAGE D'EXTRACTION D'AIR

PUITS N° 2

PUITS N° 3

GALERIE D'EVACUATION DES DEBLAIS (G.E.D.)

PUITS N° 1

OUVRAGE DE VENTILATION

CUL DE SAC STATION "EMIR ABDELKADER"

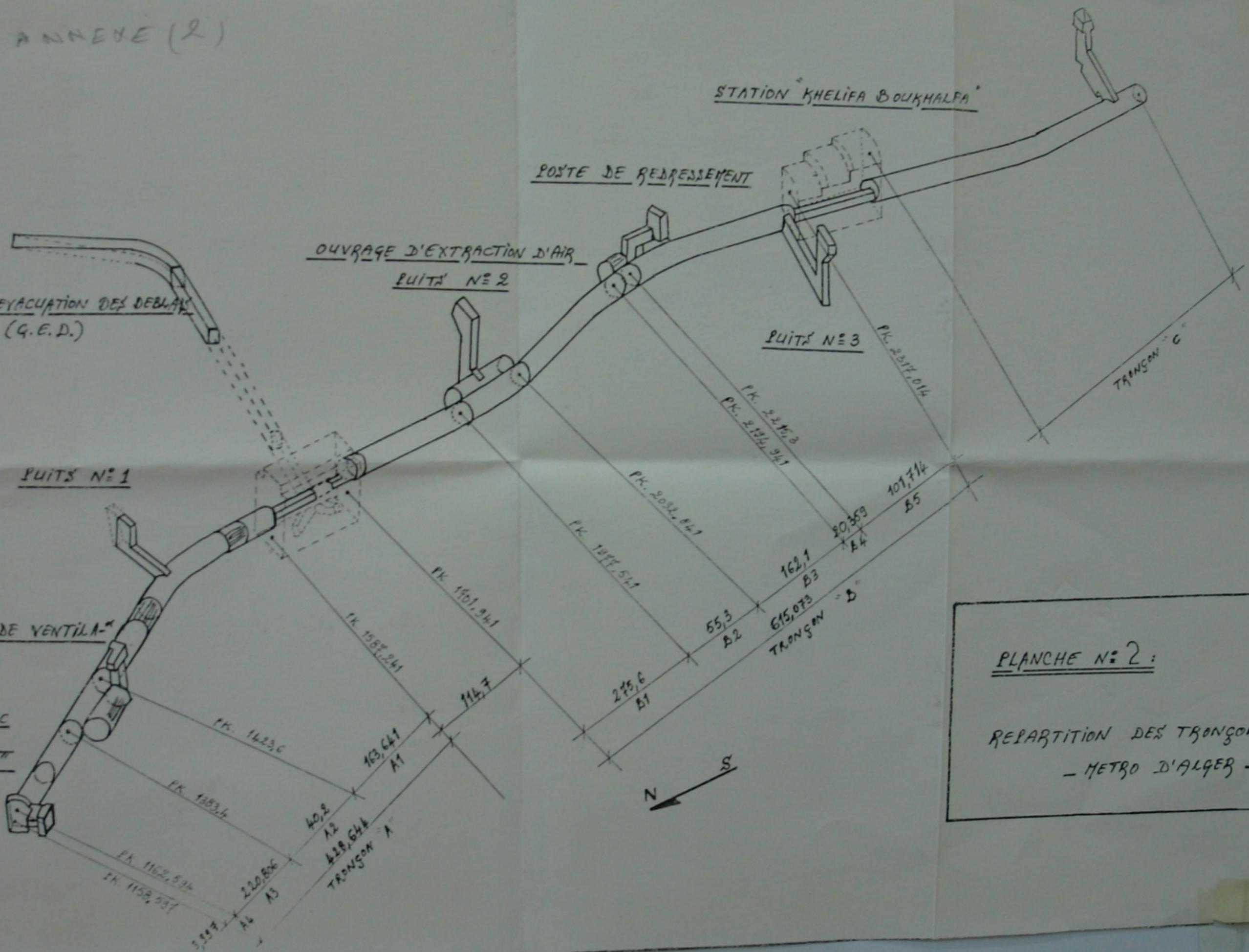


PLANCHE N° 2 :

REPARTITION DES TRONÇONS
- METRO D'ALGER -

