

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Tunnels hydrotechniques, caractéristiques générale et calculs du revêtement

The paper document Shelf mark (الشفرة) : P 627 HAS

APA Citation (APA توثيق):

Hassane, Mohammed. (2004). Tunnels hydrotechniques [polycopie pédagogique].
ENSH.

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم لإنتاج العلمي لأساتذة
وباحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور
(طروحات مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب...) بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية
المكتبة للمدرسة العليا .

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

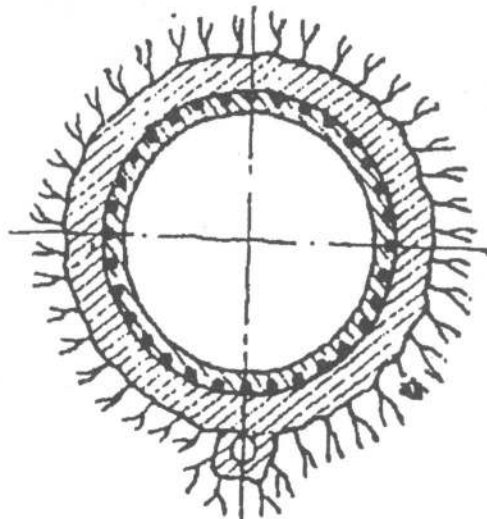
Laboratoire d'ouvrages hydrotechniques



TUNNELS HYDROTECHNIQUES

**' CARACTERISTIQUES GENERALES & CALCULS DU
REVETEMENT '**

Document élaboré par : D^R M.HASSANE, chargé de
cours d'ouvrages hydrotechniques



Blida, 2004

PREAMBULE

Les tunnels hydrotechniques et autres ouvrages souterrains sont utilisés, non seulement dans les aménagements des centrales hydrauliques et hydroélectriques à accumulation par pompage, mais aussi dans les systèmes d'irrigation et d'adduction en eau potable. Les tunnels hydrotechniques sont des ouvrages d'art destinés à dériver les eaux de rivière ou de fleuve et à relier entre eux des lacs ou bassins de retenue. En milieu urbain, ils sont utilisés comme collecteurs d'assainissement. En aménagement rural, ils servent à évacuer les crues des barrages, à dériver les courants de densité et les crues de chantier.

Les ouvrages hydrotechniques souterrains sont les plus complexes des ouvrages composant un aménagement hydraulique. Le nombre important de charges et sollicitations (pression hydraulique interne et externe, pression de terrain, effets sismiques, charges dynamiques de percussion et fluctuantes) exercés sur les ouvrages souterrains, compliquent les calculs de nombreux types d'ouvrages souterrains. Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont, plus que toutes autres, des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements mais de plus, se trouver face à un problème imprévu comme par exemple la traversée d'un accident géologique avec venues d'eau sous forte pression, est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un ouvrage. Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois durant et mettre en cause la sécurité du chantier, voire même la faisabilité de l'ouvrage.

Par contre, dûment averti des problèmes potentiels, le concepteur doit pouvoir proposer des solutions qui permettent de modifier le tracé ou la géométrie de l'ouvrage et d'adapter les soutènements, le drainage et/ou traitements spéciaux aux conditions susceptibles d'être rencontrées.

Le présent document a pour objet de jeter les bases de connaissances nécessaires à l'élaboration d'un projet de tunnel hydrotechnique. Il est destiné aux élèves ingénieurs hydrotechniciens. Il peut également être utilisé par des ingénieurs concernés par les études et travaux de construction d'ouvrages souterrains.

SOMMAIRE

I- Généralités :.....	3
I-1 Définitions	
I-2 Classification	
I-3 Les principaux éléments constitutifs du tunnel ou galerie	
I-4 Caractéristiques de la section transversale	
I-5 Pression de terrain	
I-6 Détermination de la pression de terrain, exercée sur le revêtement (méthode de PROTODIAKONOV)	
II- <u>Caractéristiques générales du tunnel à écoulement libre</u> :.....	11
II-1 Conditions de fonctionnement, particularités de conception et de forme de section	
II-2 Revêtements des tunnels à écoulement libre	
III- <u>Calcul statique du revêtement du tunnel à écoulement libre</u> :.....	14
III-1 Quelques schémas de calcul	
III-2 Bases de calcul du revêtement de la voûte élastiquement encastree dans les naissances	
IV- <u>Caractéristiques générales du tunnel en charge</u> :.....	17
IV-1 Conditions de choix de la forme de section	
IV-2 Revêtement des tunnels en charge	
V- <u>Calculs statiques des revêtements du tunnel en charge</u> :.....	19
V-1 Calcul du revêtement monocouche en tenant compte de la pression hydrostatique intérieure	
V-2 Calcul du revêtement en tenant compte de la pression de terrain	
V-3 Calcul du revêtement à épaisseur constante en tenant compte de son poids propre	
V-4 Calcul du revêtement en tenant compte de la pression de l'eau en remplissage partiel du tunnel	
V-5 Calcul du revêtement en tenant compte de la pression des eaux souterraines dont le niveau est situé à une hauteur h au-dessus de la clef de voûte	
V-6 Calcul du revêtement en tenant compte de la pression latérale de terrain	
V-7 Calcul du revêtement bicouches (combiné)	
V-8 Exemple de calcul de revêtement de tunnel en charge	
VI- <u>Questions relatives au projet</u> :.....	29
VI-1 Détermination du diamètre du tunnel	
VI-2 Prise en compte de l'effet sismique	
VI-3 Prise en compte de la résistance à l'abrasion et des contraintes thermiques	
VI-4 Mode d'exécution des tunnels	
VI-5 Nouvelles méthodes de destruction de la roche	
VI-6 Utilisation du soutènement provisoire	
Bibliographie :.....	32

I-GENERALITES

I-1 Définitions :

Le petit Larousse donne du tunnel la définition suivante : « galerie souterraine de grande section pour donner passage à une voie de communication ». Il pourrait y être ajouté : « ou pour abriter une installation » (par exemple : Usine hydroélectrique). Il définit également la galerie comme une communication enterrée. En fait il est proposé ici de retenir comme appellation du mot tunnel : un ouvrage allongé enterré exécuté en excavation souterraine et possédant deux sorties à la surface terrestre.

Un ouvrage souterrain horizontal ou incliné à moins de 45° par rapport à l'horizontale et possédant une seule sortie à la surface terrestre, est appelé galerie au jour ; s'il est incliné à plus de 45°, on l'appelle puits.

I-2 Classification :

Les tunnels sont classés comme suit :

a) Selon la destination :

- Les tunnels de communication, réalisés dans le but de donner passage à des voies de communication (exemple : route, voie ferrée, voie navigable etc.)
- Les tunnels municipaux, destinés à abriter les conduites d'alimentation en eau potable, les canalisations d'assainissement, les câbles électriques et téléphoniques etc.
- Les tunnels à utilisation spécifique et stratégique (exemple : dépôt ou abri militaire)
- Les tunnels hydrotechniques ou « galeries hydrauliques » à usage hydraulique (transport et évacuation d'eau) sont utilisés dans les conditions suivantes :
 - 1) lorsque la pente de terrain étant trop forte, les excavations à ciel ouvert ne sont pas économiques ;
 - 2) lorsque les ouvrages à ciel ouvert sont susceptibles d'être détériorés ou endommagés par les éboulements de terrain ou par la chute de rocher ;
 - 3) lorsque l'ouvrage traverse un site à forte densité de construction.

b) Selon le but hydraulique :

- Les tunnels (ou galeries) énergétiques ;
- Les tunnels (ou galeries) d'irrigation ou de drainage ;
- Les tunnels (ou galeries) de dérivation ;
- Les tunnels (ou galeries) d'adduction d'eau (de transfert) ;
- Les tunnels (ou galeries) collecteurs d'eau usée ;
- Les tunnels (ou galeries) d'évacuateur de crue (ou de vidange) ;
- Les tunnels navigables ;
- Les tunnels combinés (mixte).

I-GENERALITES

I-1 Définitions :

Le petit Larousse donne du tunnel la définition suivante : « galerie souterraine de grande section pour donner passage à une voie de communication ». Il pourrait y être ajouté : « ou pour abriter une installation » (par exemple : Usine hydroélectrique). Il définit également la galerie comme une communication enterrée. En fait il est proposé ici de retenir comme appellation du mot tunnel : un ouvrage allongé enterré exécuté en excavation souterraine et possédant deux sorties à la surface terrestre.

Un ouvrage souterrain horizontal ou incliné à moins de 45° par rapport à l'horizontale et possédant une seule sortie à la surface terrestre, est appelé galerie au jour ; s'il est incliné à plus de 45°, on l'appelle puits.

I-2 Classification :

Les tunnels sont classés comme suit :

a) Selon la destination :

- Les tunnels de communication, réalisés dans le but de donner passage à des voies de communication (exemple : route, voie ferrée, voie navigable etc.)
- Les tunnels municipaux, destinés à abriter les conduites d'alimentation en eau potable, les canalisations d'assainissement, les câbles électriques et téléphoniques etc.
- Les tunnels à utilisation spécifique et stratégique (exemple : dépôt ou abri militaire)
- Les tunnels hydrotechniques ou « galeries hydrauliques » à usage hydraulique (transport et évacuation d'eau) sont utilisés dans les conditions suivantes :
 - 1) lorsque la pente de terrain étant trop forte, les excavations à ciel ouvert ne sont pas économiques ;
 - 2) lorsque les ouvrages à ciel ouvert sont susceptibles d'être détériorés ou endommagés par les éboulements de terrain ou par la chute de rocher ;
 - 3) lorsque l'ouvrage traverse un site à forte densité de construction.

b) Selon le but hydraulique :

- Les tunnels (ou galeries) énergétiques ;
- Les tunnels (ou galeries) d'irrigation ou de drainage ;
- Les tunnels (ou galeries) de dérivation ;
- Les tunnels (ou galeries) d'adduction d'eau (de transfert) ;
- Les tunnels (ou galeries) collecteurs d'eau usée ;
- Les tunnels (ou galeries) d'évacuateur de crue (ou de vidange) ;
- Les tunnels navigables ;
- Les tunnels combinés (mixte).

c) Selon le régime d'écoulement :

- Les tunnels (ou galeries) en charge ;
- Les tunnels (ou galeries) à écoulement libre.

I-3 Les principaux éléments constitutifs du tunnel:

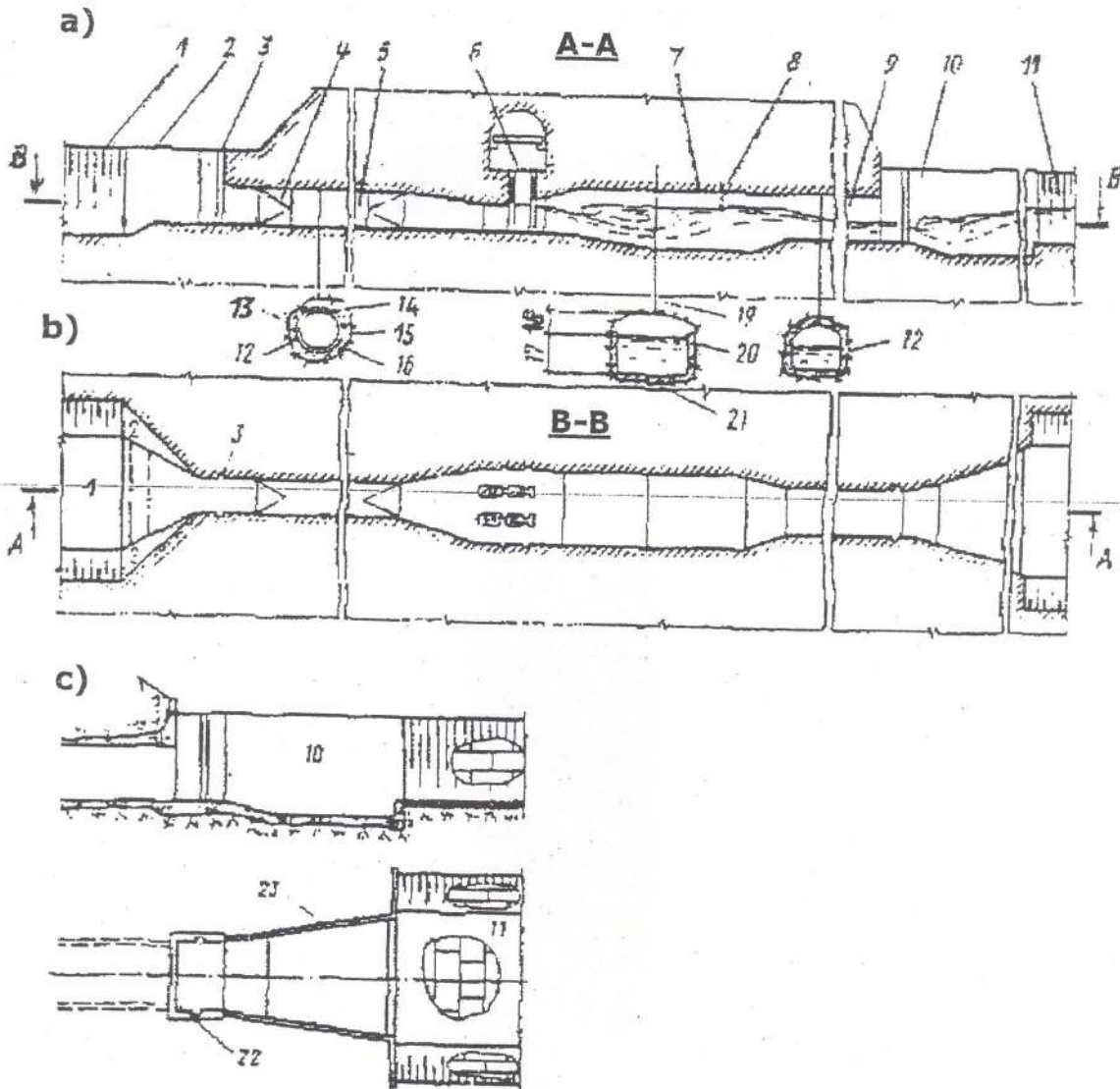


Fig. 1 : Schémas des principaux éléments constitutifs du tunnel hydrotechnique.

1-canal d'aménée ; 2-ouvrage d'entrée (portail) assurant le soutènement de l'encadrement du tunnel et une entrée progressive du courant d'eau dans le tunnel ; 3-grille de protection contre les objets solides flottants ; 4-tronçon de transition de la section rectangulaire à la section circulaire ; 5-tunnel en charge ; 6-chambre des vannes ; 7- chambre de dissipation d'énergie ; 9-tunnel à écoulement libre ; 10-ouvrage de sortie (portail) ; 11-canal de fuite ; 13-revêtement pour la diminution de la rugosité de la surface ; 14-clef ou extrados de la voûte (partie la plus haute du tunnel) ; 15-remplissage en mortier de ciment injecté sous pression ; 16-revêtement (ou blindage) subissant l'action des charges appliquées ; 17-stross ; 18-calotte ; 19-toit ; 20-piedroit ; 21-radier ; 22-mur du portail ; 23-mur guideau (aile)

Le nombre d'éléments varie en fonction de la destination du tunnel ; par exemple le tunnel d'évacuateur de crue en puits ne comprend pas de canal d'amenée, de portail d'entrée ni de chambre de vannes. Par ailleurs si la galerie de tunnel ne nécessite pas de blindage, on réalise uniquement un revêtement par crépissage.

I-4 Caractéristiques de la section transversale :

Les dimensions de la section du tunnel se déterminent par un calcul hydraulique et la vitesse moyenne d'écoulement est fixée sur la base d'un calcul technico-économique. Un revêtement à parois lisses permet de diminuer la section du tunnel, mais le plus souvent, il est plus économique de laisser la galerie brute de perforation. Par ailleurs, l'expérience d'exploitation des tunnels et canaux a montré qu'un développement considérable de la rugosité de la surface bétonnée est inévitable, en raison de la prolifération de micro-organismes, de dépôt de sel au fil du temps pour des vitesses d'écoulement définies, et de la composition chimique de l'eau transitée par le tunnel et infiltrée à travers le massif de terrain environnant.

La forme de la section est fixée par les conditions géotechniques, hydrauliques et d'exécution des travaux à moindre coût. Les conditions géotechniques constituent le plus souvent le facteur principal pour le choix de la forme de la section de la galerie. Dans chaque cas concret, la forme de la galerie souterraine et son revêtement sont choisis tels que le coût de l'ouvrage soit minimal et que la résistance à la pression de terrain soit la meilleure.

I-5 Pression de terrain :

On entend par pression de terrain, l'ensemble des champs de forces, apparaissant grâce à la masse de terrain. A la rupture d'équilibre de ces forces, toute la masse de terrain située au-dessus du toit de la galerie souterraine se met en mouvement. Elle se déforme en exerçant une pression sur le revêtement.

A une profondeur H de la surface terrestre, les contraintes verticales dans le sol sont égales à :

$$\sigma_z = \gamma H. \quad (1.1)$$

La déformation verticale de compression, due à cette contrainte est :

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \quad (1.2)$$

Où : γ - poids volumique du sol,

E- module de déformation linéaire

Les composantes $\varepsilon_x = \varepsilon_y$, de l'allongement (pour un milieu isotrope), dues à l'action de la contrainte σ_z , sont nulles, vu que le terrain se trouve en compression volumétrique (triaxiale). L'absence de déformations ε_x et ε_y est conditionnée par l'existence de contraintes σ_x et σ_y qui empêchent l'apparition de ces déformations. Lors de l'exécution de la galerie

souterraine, les contraintes dans le terrain augmentent et donnent lieu à la possibilité de déformation de dilatation :

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \nu \frac{\sigma_z}{E} \quad (1.3)$$

Où : ν - coefficient de poisson.

L'évolution de la contrainte se caractérise d'habitude par le coefficient k , égal au rapport des valeurs de la contrainte après et avant exécution de la galerie souterraine.

Ainsi :

- les contraintes de traction sont :

$$\sigma_T = k_1 \sigma_x = k_1 \frac{\nu}{1-\nu} \gamma H, \quad (1.4)$$

- les contraintes de compression sont :

$$\sigma_c = k_2 \sigma_z = k_2 \gamma H. \quad (1.5)$$

Où : k_1 et k_2 sont : respectivement les coefficients de concentration des contraintes de traction et de compression.

Pour des déformations plastiques, on assiste à la rupture du terrain. Cependant lors de cette rupture, le caractère des contraintes du sol varie (voir fig.2)

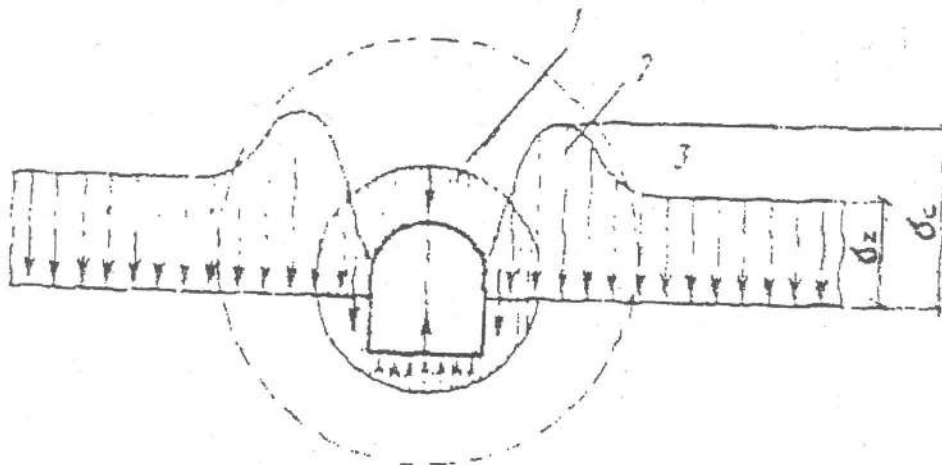


Fig.2 Zones de contraintes dans le terrain après exécution de la galerie souterraine.

Aux alentours immédiats de la galerie souterraine on distingue trois zones : la zone 1 de faibles contraintes, où le sol est désagrégé et où apparaissent des pressions verticales et horizontales du terrain s'exerçant sur le soutènement et le revêtement ; une zone 2 de contraintes élevées « $\sigma_c = k_2 \sigma_z$ », qui passe progressivement à la zone 3 de contraintes « $\sigma_z = \gamma H$ ».

Les plus importants facteurs de pression du terrain sont :

- les propriétés physico-mécaniques du sol,
- sa résistance et stratigraphie,
- le caractère de stratigraphie et la forme de pendage,
- les dimensions de la galerie et sa forme,
- la capacité de déformation du soutènement et du blindage,
- le temps de séjour de la galerie sans soutènement etc.

L'angle de pendage du terrain peut changer considérablement le caractère de la pression de terrain. Dans le cas de pendage abrupt des couches constituantes du terrain, la pression est asymétrique et le risque d'éboulement dans la galerie n'est pas à écarter. La pression est plus faible sous une voûte d'un anticlinal que dans une galerie en zone synclinale. Par ailleurs la galerie peut se situer sous le niveau phréatique, dans ce cas elle est soumise à une charge supplémentaire de pression hydrostatique.

Dans un calcul préalable, la valeur de la pression de terrain peut être déterminée approximativement à l'aide de calcul théorique. Dans l'étude de projets importants, le caractère de la pression de terrain est déterminé expérimentalement dans des galeries expérimentales (de reconnaissance). Les méthodes théoriques de calcul de la pression de terrain, exercée sur le revêtement, sont basées sur différentes hypothèses et considérations, à savoir : la loi de répartition de la pression hydrostatique sur la profondeur de la galerie, la théorie des corps grenus, la théorie de l'élasticité, l'utilisation des observations naturelles sur le comportement des terrains, la formation de cloche d'éboulement. La plus utilisée est la méthode proposée par **M.M PROTODIAKONOV**, appelée ainsi méthode de calcul de la cloche d'éboulement (ou voûte de foudroyage) utilisant la théorie des corps grenus. Dans cette méthode, le coefficient de frottement tient compte de la cohésion spécifique "C", il est appelé «coefficient de résistance f_r »

$$f_r = \frac{fp + C}{p} \quad (1.6)$$

Où : f et p sont, respectivement, le coefficient de frottement interne et la charge verticale.

- pour les terrains granulaires sans cohésion : $f_r = \text{tg}\varphi$ (φ - angle de frottement interne du sol)

- pour les terrains rocheux : $f_r = 0,01R$ (R- limite de résistance de la roche à la compression).

Le tableau N° 1 ci-dessous donne certaines valeurs du coefficient de résistance f_r .

Type de sol	Valeur de f_r
Sable, gravier fin, remblai	0,5
Argile de sédiments consolidés	1,0
Sol rocheux ramolli	2,0
Sol de résistance moyenne : schistes résistants, grès calcaires non résistants, petits conglomérats	4,0
Grès habituels assez résistants	6,0
Granit résistant, grès et calcaire très résistants, conglomérats résistants	10,0
Roche très résistante	20,0

I-6 Détermination de la pression de terrain, exercée sur le revêtement (méthode de PROTODIAKONOV)

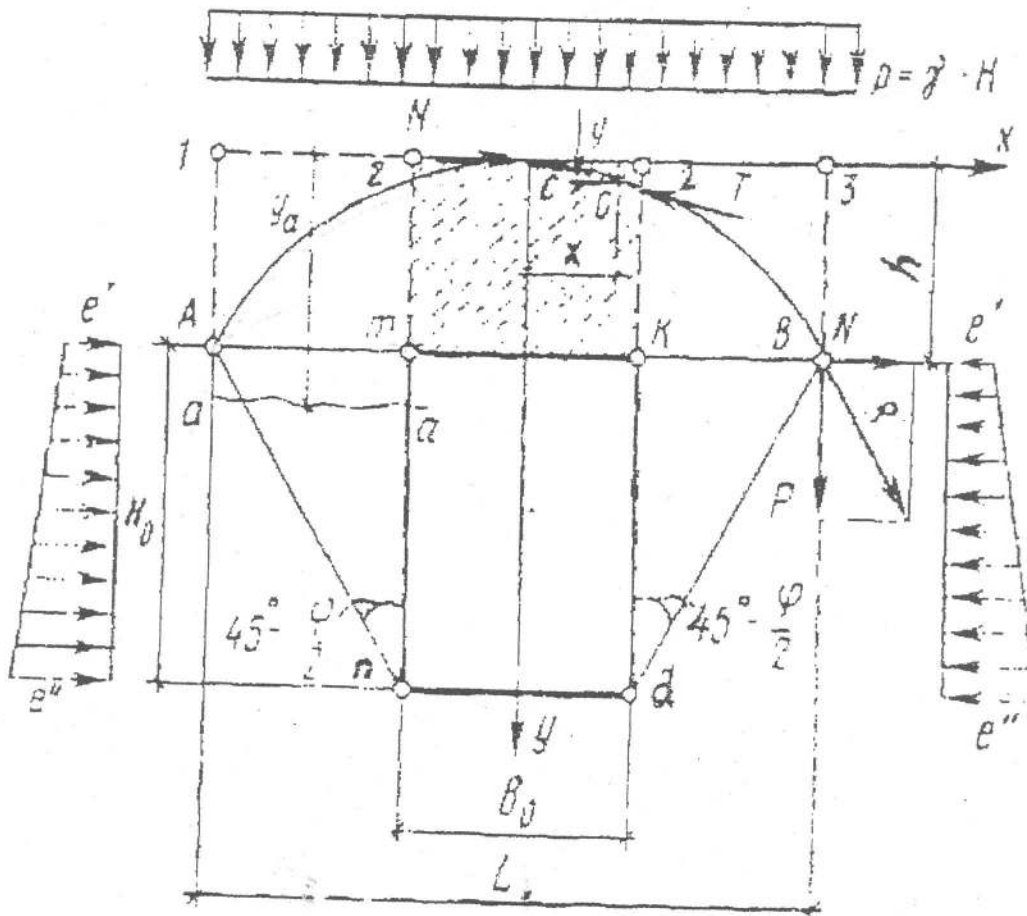


Fig.3 Schéma des charges pour la détermination de la pression de terrain par la méthode de PROTODIAKONOV

Supposons que, sur le toit et les parois de la galerie souterraine (voir fig.3), s'exerce la pression de terrain qui a tendance à s'ébouler à l'intérieur.

- 1) sur le toit, il agit sous forme de cloche d'éboulement ACB (appelé d'habitude voûte de terrain décomprimé au-dessus de l'excavation), représentant la pression verticale du terrain ;
- 2) sur les parois, il agit sous forme de pression horizontale du terrain, constituée du poids du terrain dans le volume des triangles d'éboulement Amn, Bkd et de la charge de la cloche d'éboulement sur les plans Am et Bk. Sur la frontière d'éboulement, les contraintes de traction sont absentes, tandis que les contraintes de compression se trouvent dans les limites admissibles.

Examinons la condition d'équilibre de l'arc OC, sur lequel sont appliquées : la réaction **N** de la partie gauche de la voûte ; la force longitudinale normale **T** comme réaction de la partie inférieure de la voûte et la pression du terrain environnant $p=\gamma H$.

Le moment résultant de toutes les forces agissantes sur le tronçon d'arc OC, par rapport à O, doit être nul :

$$N_y - p x \frac{x}{2} = 0 \quad (1.7)$$

D'où $y = px^2/2N$, ainsi, le tracé de la cloche d'éboulement est une parabole. La réaction **R** tangente au point B est la pression appliquée à la naissance de la voûte. La composante verticale **P** presse le terrain contre la naissance, formant ainsi une force de frottement Pf_r , par contre la force de poussée **N** tend à déplacer le terrain. Pour la stabilité des naissances A et B de la voûte, la force de frottement doit être supérieure ou égale à la force de cisaillement

$$Pf_r \geq N \quad (1.8)$$

On peut montrer que la poussée **N** est équilibrée par la moitié de la force de frottement, c.a.d :

$$0,5 Pf_r = N \quad \text{ou bien} \quad 0,5 p \frac{L}{2} f_r = N \quad (1.9)$$

En remplaçant la valeur de **N** dans l'équation (1.7), on obtient :

$$Y = \frac{x^2}{0,5 L f_r} \quad (1.10)$$

Pour $x = 0,5L$ et $y = h$ on obtient la hauteur de la cloche d'éboulement :

$$h = \frac{L}{2f_r} \quad (1.11)$$

$$L = B_0 + 2H_0 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2), \quad (1.12)$$

Où φ - angle de frottement interne du terrain : pour le quartz et le basalte $\varphi = 87^\circ$; le calcaire et le marbre $\varphi = 82^\circ$; le sol congelé et le calcaire tendre $\varphi = 63^\circ$; l'argile dense $\varphi = 45^\circ$; l'argile tendre et le gravier $\varphi = 39^\circ$; le sable $\varphi = 26^\circ$; le terrain coulant et le terrain marécageux $\varphi = 17^\circ$.

Connaissant la masse de terrain dans les limites de la cloche d'éboulement (voir fig.3), on peut déterminer la pression verticale du terrain sur le soutènement horizontal. La masse totale de la cloche d'éboulement est égale à :

$$Q = \frac{2}{3} \gamma Lh = \gamma L^2 / (3f_r)$$

(Remarque : la section de la cloche d'éboulement est égale à : $\omega = \frac{2}{3} Lh$). La pression moyenne spécifique (par mètre linéaire) est égale à : $q = \gamma L / (3f_r)$,

Dans les recommandations de projet de tunnels, on prend la pression normative verticale uniformément répartie de terrain, dont l'expression ci-après :

$$[q]^n = \beta \gamma h = \beta \gamma \frac{L}{2f_r} \quad (1.13)$$

Où $\beta = 0.7$ pour $B_0 < 6m$ et $\beta = 1.0$ pour $B_0 \geq 6.0m$

Selon la théorie des corps grenus, la pression horizontale de terrain sur le soutènement, peut être considérée comme la pression sur la paroi mn du triangle d'éboulement du massif Amn, Bkd, supportant la charge dans les plans Am et Bk, due à la masse des tronçons latéraux de la cloche d'éboulement dans le volume Am21 et Bk23.

Ainsi la pression latérale de terrain dans les parties supérieures de la galerie est égale à :

$$e' = \gamma h \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (1.14)$$

Sur les parties inférieures, elle est égale à :

$$e'' = \gamma (h + H_0) \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (1.15)$$

On prend la pression horizontale moyenne uniforme de terrain :

$$e^n = \gamma (h + H_0 \cdot 0.5) \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (1.16)$$

Cette dernière ne doit pas être supérieure à la pression verticale de terrain.

Remarque :

La méthode de PROTODIAKONOV ne tient pas compte de la profondeur des galeries par rapport à la surface terrestre, de leurs influences mutuelles lorsqu'elles sont nombreuses et rapprochées, de la particularité de la structure géologique etc. Pour des dispositions profondes de la galerie par rapport à la surface terrestre ($H > 500m$), les contraintes dans le terrain peuvent dépasser les limites de plasticité et la méthode de PROTODIAKONOV ne peut être appliquée dans ce cas. Pour des grandes dimensions de la galerie $B_0 > 6m$, cette méthode donne une erreur considérable.

Les formules (1.13) à (1.16) sont recommandées à l'utilisation si $f_r < 4$, et ce, quelque soit la valeur de B_0 . Pour $f_r > 4$ le domaine de leur utilisation se limite aux dimensions de la galerie, inférieures à 6m.

Si $B_0 > 6m$, alors $[q]^n = \gamma h_n$, où $h_n = k_1 B_0$ et k_1 dépend de la résistance et de la fracturation de la roche :

pour $f_r = 4 \Rightarrow k_1 = 0.2 \div 0.4$

pour $f_r = 5 \div 9 \Rightarrow k_1 = 0.1 \div 0.3$

pour $f_r > 10 \Rightarrow k_1 = 0.05 \div 0.15$

Ces valeurs sont plus petites pour des rochers faiblement fissurés et plus grandes pour les rochers fortement fissurés.

La pression horizontale de terrain pour $f_r > 4$ est en général prise en considération uniquement pour des parois hautes (plus de 6m).

Pour un soutènement de la galerie, soit par ancrage, soit par projection de béton, la pression de terrain sur le revêtement du tunnel ne doit pas être prise en considération et ce quelle que soit la résistance de la roche.

Si le tunnel est disposé à une profondeur inférieure à deux fois la hauteur de la voûte de terrain décomprimé au-dessus de l'excavation, la pression de terrain est alors prise égale au poids de la couche de terrain située au-dessus de l'ouvrage.

II-CARACTERISTIQUES GENERALES DU TUNNEL A ECOULEMENT LIBRE

II-1 Conditions de fonctionnement, particularités de conception et de forme de section :

Si la fluctuation du plan d'eau à l'amont de l'ouvrage de tête n'est pas importante et si les conditions hydrauliques et hydrologiques le permettent, on construit un tunnel à écoulement libre ; les tunnels de navigation ne peuvent évidemment fonctionner qu'à écoulement libre. Les tunnels possédant dans la partie en charge, une section circulaire ou rectangulaire à angles arrondis, ont une capacité maximale de débit. Le choix de la forme de section transversale du tunnel est dicté par le caractère du terrain dans lequel est disposé l'ouvrage et par le mode de son exécution. Les formes de section transversale recommandées pour les tunnels à écoulement libre sont les suivantes (voir fig.4) :

a) section rectangulaire à toit plat ou à voûte aplatie (fig.4a), recommandée pour des tunnels à faibles dimensions, exécutés dans des terrains rocheux résistants avec faible pression verticale et absence de pression latérale ; $f_r \geq 8$

b) section rectangulaire à toit demi-circulaire (fig.4-b), recommandée pour des faibles pressions verticales de terrain et en l'absence de pression latérale ; $4 < f_r < 8$

c) section à parois curvilignes et voûte supérieure à faible courbure (fig.4-c), recommandée pour des grandes pressions verticales et de faibles pressions latérales, de même pour une fluctuation importante du niveau d'eau dans le tunnel ; $2 \leq f_r \leq 4$

d) section en fer à cheval (fig.4-d), recommandée pour des pressions verticales et latérales considérables et en présence de pression de terrain par dessous de l'ouvrage ; $f_r < 2$

e) section circulaire (fig.4-e), recommandée pour une stratification inclinée et variable du terrain, en présence d'une grande poussée des eaux souterraines lors d'excavation avec un tunnelier.

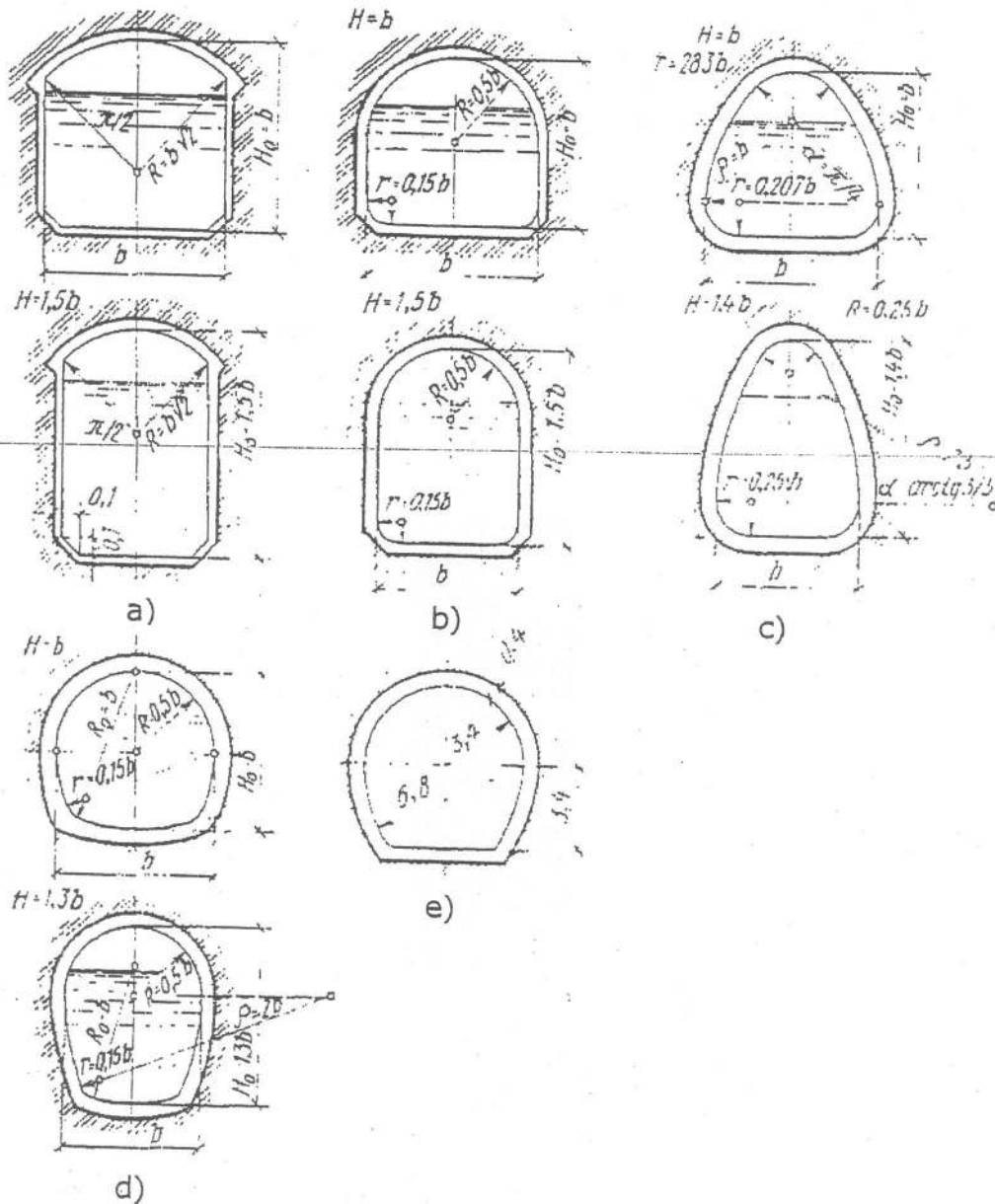


Fig.4 Différentes formes de sections types de tunnels à écoulement libre.

Le rapport de la hauteur du tunnel "h" sur sa largeur "b" est pris dans les limites de $1 \div 1,5$. Pour une fluctuation importante du niveau d'eau dans le tunnel, ce rapport est beaucoup plus grand. En tenant compte des conditions d'exécution de la galerie, les dimensions minimales

intérieures du tunnel sont de l'ordre de: $b=2\text{m}$ et $h=2,5\text{m}$. La revanche, au dessus du niveau d'eau dans le tunnel, ne doit pas être inférieure à $0,4\text{m}$ ou $0,15h$, et ce pour garantir l'aération dans la zone d'écoulement libre. Pour des vitesses d'écoulement dépassant 10m/s , cette revanche doit être fixée par des essais sur modèle réduit.

II-2 Revêtements du tunnel à écoulement libre :

Le tunnel peut être soit brut de perforation, soit revêtu en béton ordinaire ou en béton armé. Le revêtement est destiné à remplir une ou plusieurs fonctions :

- a) **Diminution de la rugosité** - un revêtement à paroi lisse permet d'abaisser le coefficient de rugosité. Les valeurs du coefficient de Strickler moyen k_s correspondant aux différents cas sont les suivantes :
- tunnel entièrement revêtu : 75 à 80
 - tunnel brut : 25 à 30
 - tunnel brut avec radier bétonné : 30 à 32

Le radier du tunnel est presque toujours revêtu pour des raisons liées à l'accès et aux visites d'entretien ainsi que pour l'entretien lui-même, même si le reste de la section est brut de perforation.

- b) **Étanchéité** - pour éviter les désordres dus aux échanges d'eau entre le tunnel et la roche environnante. Le revêtement est indispensable lorsque le rocher n'est pas de bonne qualité et lorsque l'eau s'infiltré à travers la roche environnante dans le tunnel.
- c) **Résistance mécanique du tunnel** - La perforation de la galerie souterraine fait apparaître dans le rocher des efforts qui peuvent être très élevés lorsque la couverture rocheuse est épaisse ou lorsque l'on rencontre un terrain de mauvaise qualité. Le revêtement doit, dans ce cas, garantir la résistance mécanique de l'ouvrage afin d'éviter les déformations dangereuses du terrain et l'effondrement du toit et des parois.

Le revêtement à paroi lisse est exécuté soit sur toute la section, soit dans les limites du périmètre mouillé. En vue de protéger le terrain contre sa désagrégation, on exécute le revêtement sur l'ensemble du périmètre de la section du tunnel. En fonction du caractère du terrain et du mode d'exécution de la galerie, on utilise pour ce revêtement : le béton, le béton projeté ou le béton torkret.

Le revêtement de résistance mécanique rempli en même temps les fonctions de diminution de la rugosité et d'étanchéité des parois du tunnel. Dans des rochers de faible et moyenne résistance, on exécute un revêtement en béton d'épaisseur minimale égale à $0,2\text{m}$, sur tout le périmètre de la section ou bien sur la voûte supérieure uniquement. Dans ce cas on effectue un revêtement à paroi lisse sur le périmètre mouillé (cas de rocher dur).

Dans le cas de tunnel à grande section, exécuté en terrain fortement désagrégé et en présence de grande pression de terrain (conditions géologiques peu favorables), on opte pour un revêtement en béton armé coulé en place. Les revêtements en éléments préfabriqués

sont utilisés principalement dans des sections circulaires. Le ferrailage du béton armé de revêtement est déterminé par calcul. Dans l'étude et le calcul du revêtement, il faut tenir compte du blindage qui sera noyé dans le béton. Ceci abouti à une diminution des armatures. Si en qualité de blindage temporaire, on utilise des ancrages, il est alors indispensable de tenir compte dans les calculs, de l'influence de déchargement de la voûte rocheuse formée par ces ancrages, ce qui permet quelque peu d'alléger le revêtement. Dans les tunnels exécutés au moyen de tunnelier en terrain de faible résistance, il est plus commode d'utiliser un revêtement coulé en place sous pression.

L'espace compris entre le revêtement et le terrain est cimenté par des injections de ciment d'argile ou autre coulis, ce qui permet d'assurer :

- une interaction élastique entre le revêtement et le terrain,
- une diminution de la déformation du terrain,
- une répartition plus uniforme de la pression de terrain
- la protection du revêtement contre les eaux souterraines.

La protection du revêtement contre l'action des eaux souterraines peut être assurée par la réalisation de drainage longitudinal sous le radier du tunnel. Si les eaux souterraines sont agressives, on effectue une cimentation du sol environnant en vue de protéger le revêtement. Entre le revêtement et le sol on place une couche d'isolation en bitume ou autre composition.

III- CALCUL STATIQUE DU REVETEMENT DU TUNNEL A ECOULEMENT LIBRE

La forme et les dimensions de la section du tunnel sont établies sur la base de calculs hydraulique et technico-économique. Le calcul hydraulique de dimensionnement de la section s'effectue en régime uniforme d'écoulement comme pour les canaux découverts ; dans certains cas particuliers (par exemple dans le tunnel énergétique) on effectue le calcul en régime non permanent.

Pour la détermination des dimensions du revêtement on effectue un calcul statique. Les principales forces agissantes sur le revêtement sont :

- 1) la pression de terrain (voir §1-5 et §1-6) ;
- 2) le poids propre du revêtement déterminé par son épaisseur " e ", que l'on fixe préalablement ou par analogie à d'autres ouvrages existants ou bien encore par le diagramme de la figure N°5 ci-dessous ;
- 3) la charge de précontrainte ;
- 4) la pression hydrostatique des eaux souterraines, déterminée en fonction de la position de la surface phréatique ;
- 5) la pression hydrostatique à l'intérieur du tunnel.

Les trois premières forces sont permanentes, alors que les quatrième et cinquième sont des forces temporaires durables.

Aux forces fortuites (accidentelles) appartiennent : la fluctuation de pression de l'eau, la pression intérieure due au coup de bélier, la pression du coulis projeté, les forces dues au phénomène de température et de retrait dans le béton etc.

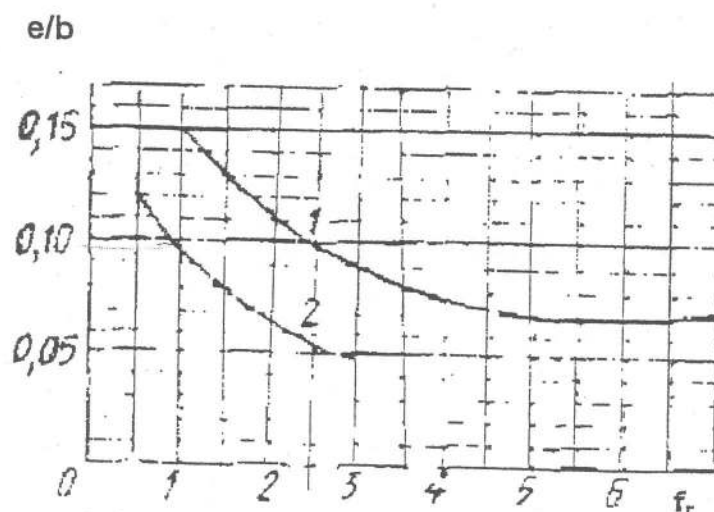


Fig.5 Diagramme de détermination préalable de l'épaisseur "e" du revêtement des tunnels à écoulement libre (1-béton ; 2-béton armé)
 e/b - est le rapport de l'épaisseur du revêtement sur la largeur du tunnel

III-1 Quelques schémas de calcul (Fig.6) :

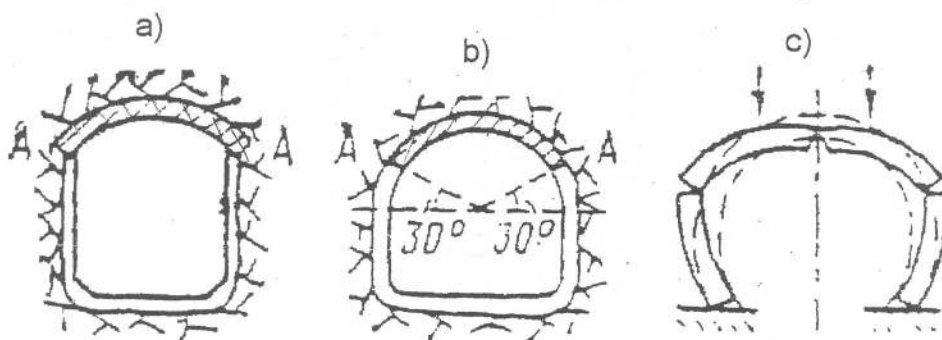


Fig.6 Schémas de calcul du revêtement de tunnel à écoulement libre

Si, dans le rocher, la pression latérale est absente ($f_r > 4$) et si le revêtement des parois et du radier est un revêtement à paroi lisse (voir fig.6-a), le calcul peut alors se limiter uniquement au revêtement de la voûte en tenant compte de la pression verticale de terrain et de la pression hydrostatique des eaux souterraines. Pour les conditions précitées, mais en présence de revêtement continu, d'épaisseur constante par exemple (voir fig.6-b), le calcul du revêtement peut s'effectuer selon un schéma de séparation : on isole «la voûte active» A-A, que l'on calcule en tenant compte de la pression verticale de terrain, tandis que les parois

sont calculées séparément en tenant compte de leurs charges propres et de la pression de la voûte. La méthode de séparation de la voûte active est basée sur les schémas d'éboulement observés (voir fig.6-c), quand la voûte fléchit vers le bas au niveau de sa clef et vers le rocher dans les naissances. Dans le revêtement de la voûte semi-circulaire, la voûte active est limitée par des sections radiales, inclinées de 30° par rapport à l'horizontale.

Si le revêtement subit aussi l'action de la pression latérale de terrain, son calcul s'effectue avec plus de précision, comme pour un contour fermé.

La résistance élastique du rocher est prise en considération sur la partie du contour du revêtement, qui dans le schéma de calcul de l'action de la force, subit un déplacement du côté du rocher. Dans les roches très friables et non résistantes, la résistance élastique n'est pas prise en considération.

III-2 Bases de calcul du revêtement de la voûte élastiquement encastrée dans les naissances :

Le schéma de calcul représente une voûte circulaire d'épaisseur constante "e", chargée symétriquement ; il se distingue du schéma de calcul de la voûte de type commun par le caractère de la charge. Ici la charge verticale uniformément répartie du terrain est "q" ; la déformabilité élastique des naissances est définie par le coefficient de la réaction élastique du sol "k" (coefficient de Winkler).

En étudiant le revêtement symétrique circulaire d'épaisseur constante "e" avec un moment d'inertie constant "I", et en utilisant la méthode des déplacements, on peut écrire les expressions des moments fléchissants et des forces normales théoriques sous la forme générale :

-pour la section de la clef

$$M_c = M_e - 0.173 r_0 H_e \quad ; \quad N_c = H_e \quad (3.1)$$

-pour les naissances inclinées à 30° par rapport à l'horizontale

$$M_n = M_e + 0.327 r_0 H_e - 0.375 q r_0^2 \quad ; \quad N_n = 0.5 H_e + 0.75 q r_0 \quad (3.2)$$

Où : $M_e = q r_0^2 f_1(m,n)$; $H_e = q r_0 f_2(m,n)$; $m = \frac{k r_0}{E}$; $n = (e/r_0)^2$;
 r_0 - rayon de la voûte ; e- épaisseur du revêtement ;
 k- coefficient de réaction élastique ; E- module d'élasticité ; q- charge verticale de terrain, uniformément répartie.

En fonction des valeurs obtenues de M et N et en utilisant la formule de la compression excentrée, on peut déterminer les contraintes dans le revêtement.

IV-CARACTERISTIQUES GENERALES DU TUNNEL EN CHARGE

IV-1 Conditions de choix de la forme de section :

Les tunnels en charge sont utilisés dans les cas suivants :

- a) la retenue ou le lac qui alimente le tunnel présente une grande fluctuation du plan d'eau ;
- b) les conditions topographiques ne justifient pas économiquement le tracé de tunnel à écoulement libre ;
- c) les conditions hydrauliques difficiles du régime d'installation (exemple : centrale hydraulique) exigent l'utilisation d'ouvrage à écoulement en charge.

Le tunnel à écoulement en charge est caractérisé par la pression hydrostatique interne considérable, ce qui exige le plus souvent l'utilisation de la forme circulaire de la section de l'ouvrage. La forme ovoïde est relativement peu utilisée. Selon les conditions d'exécution, la section rectangulaire est la plus pratique, exception faite pour les ouvrages exécutés à l'aide de tunnelier.

IV-2 Revêtement des tunnels en charge :

En période d'exploitation, le revêtement est soumis à l'action de la pression hydrostatique interne dépassant la pression externe, il travaille donc à la traction. Par contre en période de vidange, de construction ou d'entretien, quant la pression interne est absente, le revêtement travaille principalement à la compression. Une influence considérable sur le comportement du revêtement est exercée par le caractère et les propriétés du terrain environnant : sa résistance (f_r) et son élasticité (flexibilité) caractérisée par le coefficient de réaction élastique du sol " k ". Pour des grandes valeurs de f_r et k , la pression interne peut être supportée entièrement par le terrain environnant ; le revêtement dans ce cas est destiné uniquement à diminuer la rugosité (revêtement à paroi lisse) et à assurer l'étanchéité (revêtement d'étanchéité).

Soumis à l'effet de la pression hydrostatique, l'anneau de revêtement subit des déformations de dilatation, transmettant une partie de la pression au terrain, qui se déforme également. Si les déformations radiales du terrain sont importantes (0,5 ÷ 1,0mm), il y a alors nécessité d'utilisation de blindage par cintres métalliques, qui supportent totalement la pression hydrostatique sans la transmettre au terrain environnant.

Pour une utilisation effective de la réaction élastique du sol, la transmission de la déformation du revêtement au terrain doit être assurée. Cependant le contact entre le revêtement et le terrain doit être cimenté sous pression. Cette cimentation permet en plus la réduction de la section du revêtement, ce qui améliore son comportement vis à vis de la pression hydrostatique interne.

Brèves caractéristiques des revêtements des tunnels en charge :

Selon les conditions d'exploitation et les particularités de construction, les revêtements des tunnels en charge se subdivisent en groupes suivants :

- 1) revêtements à paroi lisse et d'étanchéité, recommandés pour des charges hydrauliques $H \leq 60\text{m}$ en terrain dur (compact et stable) avec $f_r > 14$. Constructivement, ils sont analogues à ceux des tunnels à écoulement libre ;
- 2) revêtement monocouche coulé en place (voir fig.7), utilisé aussi en terrain dur pour des charges hydrauliques $H \leq 60\text{m}$ et de faibles pressions de terrain. Pour des charges hydrauliques $H = 30 \div 100\text{m}$, des fortes pressions de terrain ($f_r < 1$) et un faible coefficient de résistance élastique, on utilise un revêtement à une ou deux nappes d'armature métallique. Pour l'étanchéité on utilise un crépissage lisse projeté sur la surface sur une épaisseur de $2 \div 4\text{cm}$ ou bien, pour un revêtement à faible épaisseur, on utilise le béton projeté. Dans le calcul des revêtements, on tolère la possibilité de parution de fissures, si celles-ci ne sont pas dangereuses pour la longévité du revêtement et pour la résistance du terrain lors de leur interaction avec les d'infiltrations du tunnel et lors de faibles pertes d'eau du tunnel ;
- 3) revêtement monocouche en éléments préfabriqués (voir fig.8), composé d'éléments autonomes sous forme d'anneaux fermés appelés voussoirs (pour les tunnels de faible diamètre), ou bien consiste en un anneau formé de blocs séparés. Chaque voussoir ou anneau est coulé dans un moule spécial. Il peut être facilement équipé d'armature, contrairement au béton coulé en place où la mise en œuvre d'armature pose de sérieux problèmes. De plus, la préfabrication offre une excellente qualité du béton. Mais il existe également des voussoirs en acier ou, plus fréquemment en fonte. Ils présentent l'avantage d'une moindre épaisseur et permettent donc une réduction de la section traversée ; par contre leur prix est souvent plus élevé. Ce type de revêtement est recommandé pour des charges hydrauliques considérables.
- 4) revêtement combiné (voir fig.9), constitué de deux anneaux : anneau intérieurs (métallique, en béton armé) et anneau extérieur (béton, béton armé, coulés en place ou préfabriqués).
L'étanchéité et le drainage du revêtement des tunnels en charge sont les mêmes que ceux des tunnels à écoulement libre.

V- CALCULS STATIQUES DES REVETEMENTS DES TUNNELS EN CHARGE

Le revêtement du tunnel en charge représente un anneau élastique, disposé dans un milieu élastique et soumis à l'action de la pression hydrostatique intérieure et des forces extérieures. Le rôle important dans le comportement du revêtement est joué par la réaction élastique du terrain traversé par l'ouvrage, si celui-ci est situé à une profondeur égale ou supérieure à trois (3) fois son diamètre et si le coefficient de résistance du terrain $f_r > 1,5$. A l'heure actuelle, il existe des méthodes suffisamment précises de calcul du revêtement annulaire de tunnel, en premier lieu des revêtements monocouches. Une certaine indétermination du caractère de répartition des réactions a une influence considérable sur la précision des calculs. Les plus difficiles, sont les conditions de comportement des revêtements combinés (revêtements bicouches).

Les diagrammes de la figure 10 ci-dessous ont été établis pour la détermination préliminaire de l'épaisseur du revêtement. En fonction du coefficient de réaction élastique " k ", la courbe a) permet de déterminer la fraction " n " de pression hydrostatique intérieure " p " supportée par le revêtement. On calcule la valeur $p_0 = np$ de la pression que subit le revêtement pour un coefficient de résistance " f_r " donné. Enfin, du diagramme b) et en fonction de p_0 calculée et de f_r donné, on tire l'épaisseur " e " de revêtement en fraction du diamètre D du tunnel.

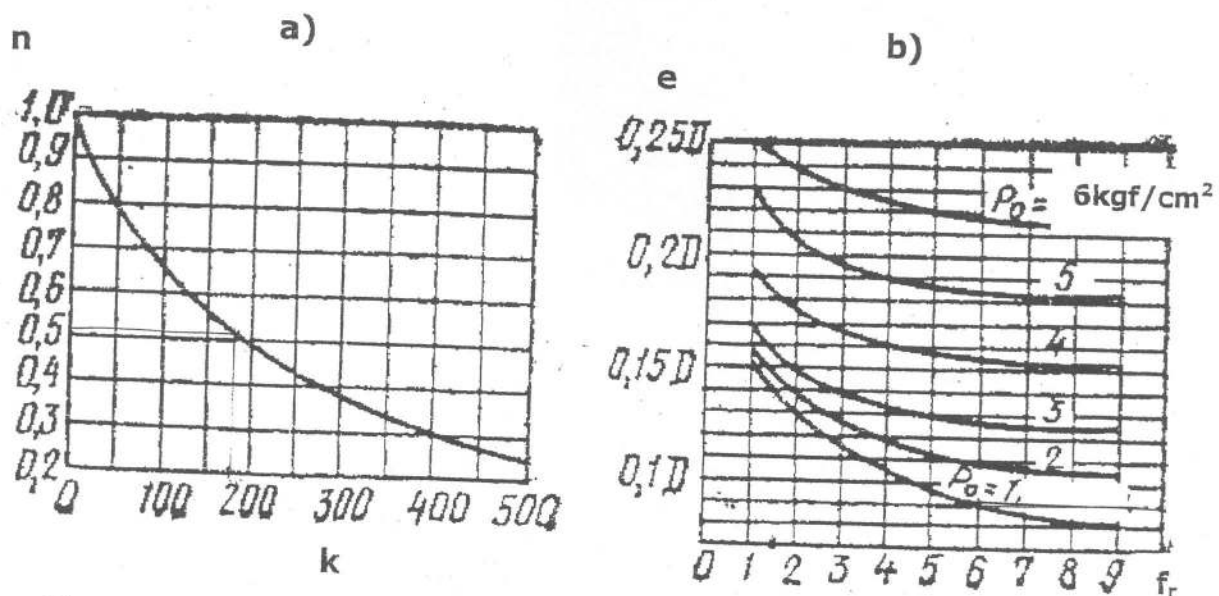


Fig.10 Diagrammes de détermination préalable de l'épaisseur " e " du revêtement de tunnel en charge

V-1 Calcul du revêtement monocouche en tenant compte de la pression hydrostatique intérieure :

En examinant un tuyau cylindrique à section circulaire, disposé dans un milieu élastique de coefficient de réaction élastique k et dans lequel la répartition de la pression est uniforme, B.G. GALERKINE a obtenu une formule simple pour la détermination des contraintes normales σ au point de coordonnée radiale r ($r_{int} \leq r \leq r_{ext}$, où r_{int} et r_{ext} sont, respectivement, les rayons intérieur et extérieur du revêtement) :

$$\sigma = \frac{1+N+(r_{ext}/r)^2[1+N(1-2\nu)]}{t^2-1+N[t^2(1-2\nu)+1]} p \quad (5.1)$$

Où : $N = \frac{k r_{ext}(1+\nu)}{E}$; ν - coefficient de Poisson du matériau de revêtement ; E - module d'élasticité du matériau de revêtement ; $t = \frac{r_{ext}}{r_{int}}$

Pour les terrains meubles il est recommandé de prendre $k=0$ et $N=0$

Si l'on remplaçait le coefficient de réaction élastique k du massif de terrain sur la surface de rayon r_{ext} par le coefficient de réaction élastique spécifique k_0 dans la zone de rayon $r_0=100$ cm tel que $k = 100 \frac{k_0}{r_{ext}}$, on obtient :

$$\sigma = p \frac{(r_{ext}/r_{int})^2 + A}{(r_{ext}/r_{int})^2 - A} \quad (5.2)$$

$$\text{où : } A = \frac{0.01E-(1+\nu)k_0}{0.01E+(1+\nu)(1-2\nu)k_0}$$

De là on peut obtenir la valeur du rayon

$$r_{ext} = r_{int} \sqrt{\frac{A(\sigma+p)}{\sigma-p}} \quad (5.3)$$

et l'épaisseur du revêtement est égale à :

$$e = r_{ext} - r_{int} = r_{int} \left(\sqrt{\frac{A(\sigma+p)}{\sigma-p}} - 1 \right) \quad (5.4)$$

Pour les terrains dont le coefficient $f_{rs} = 1,5 \div 12$, la valeur de k_0 est déterminée par la relation de B.A. SLOVINSKY : $k_0 = 50\alpha f_s$, où $\alpha = 0,8 \div 1,2$ (la première valeur correspond à un sol fortement fissuré, la seconde correspond à un sol faiblement fissuré)

V-2 Calcul du revêtement en tenant compte de la pression de terrain. Méthode de O.E. BOUGAEV:

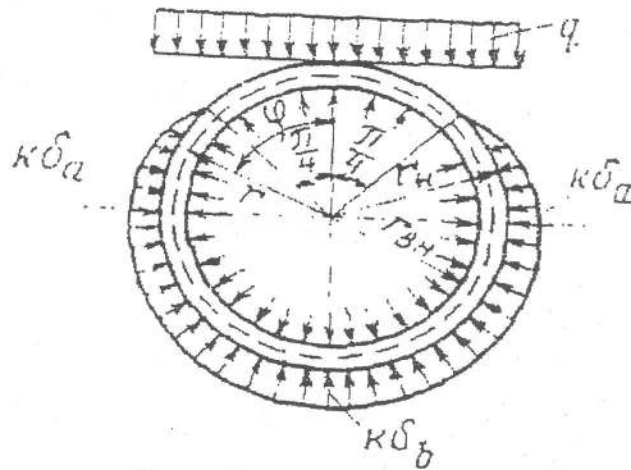


Fig.11 Schéma de calcul de revêtement selon la méthode de O.E. BOUGAEV

Pour ce type de charge et pour les types suivants (voir les paragraphes 5-3 à 5-6), on peut utiliser la méthode de calcul de O.E. BOUGAEV, qui prend en considération la réaction élastique du sol, mais sans tenir compte du frottement. La réaction élastique du terrain agit sur une partie du revêtement constituée par un arc à angle au centre de 270° (voir fig.11), elle se répartit comme suit :

- égale à : $k\delta_a$, au niveau du diamètre horizontal
- égale à : $k\delta_b$, au niveau du diamètre vertical
- égale à : $k\delta = -k\delta_a \cos^2\varphi$, dans les limites $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$
- égale à : $k\delta = k\delta_a \sin^2\varphi + k\delta_b \cos^2\varphi$, dans les limites $90^\circ \leq \varphi \leq 180^\circ$; (φ -angle d'inclinaison de la section radiale sur la verticale).

Les contraintes normales dans le revêtement se déterminent par la formule classique de compression : $\sigma = \frac{N}{S} + \frac{My}{I}$,

Avec : $M = qr_{ext}r[Aa+B+Cn(1+a)]$; $N = qr_{ext}[Da+E+Fn(1+a)]$, (5.5)

Où : q- pression verticale uniformément répartie, de terrain

r- rayon de la fibre centrale du revêtement

b- largeur de bande de calcul de la section de revêtement

I- moment d'inertie de la section de revêtement

$$a = 2 - \frac{r_{ext}}{r} ;$$

$$n = \frac{r^3 r_{ext} kb}{0.0641 r^3 r_{ext} kb + EI}$$

Les valeurs des coefficients A, B, C, D, E et F sont données dans le tableau N°2 ci-dessous :

Tableau N°2

section	φ	A	B	C	D	E	F
1	0	0,1628	0,0872	-0,00700	0,2122	-0,2122	0,02100
2	$\pi/4$	-0,0250	0,0250	-0,00084	0,1500	0,3500	0,01485
3	$\pi/2$	-0,1250	-0,1250	0,00825	0,0000	1,0000	0,00575
4	$3\pi/4$	0,0250	-0,0250	0,00022	-0,1500	0,9000	0,01380
5	π	0,0872	0,1620	-0,00837	-0,2122	0,7122	0,02240

V-3 Calcul du revêtement à épaisseur constante en tenant compte de son poids propre :

Le calcul s'effectue d'une manière analogue au précédent, avec :

$$M = g r^2 (A_1 + B_1 n) ; \quad N = g r (C_1 + D_1 n), \quad (5.6)$$

Où : g- poids de $1m^2$ de revêtement (sur 1ml de longueur du tunnel),

Les valeurs des coefficients A_1 , B_1 , C_1 et D_1 sont tirées du tableau N°3 suivant :

Tableau N°3

section	φ	A_1	B_1	C_1	D_1
1	0	0,3447	-0,02198	-0,1667	0,06592
2	$\pi/4$	0,0334	-0,00267	0,3375	0,04661
3	$\pi/2$	-0,3928	0,02589	1,5708	0,01804
4	$3\pi/4$	-0,0335	0,00067	1,9186	0,04220
5	π	0,4405	-0,02620	1,7375	0,07010

V -4 Calcul du revêtement en tenant compte de la pression de l'eau en remplissage partiel du tunnel :

$$M = \varpi r_{int}^2 r (A_2 + B_2 n) ; \quad N = \varpi r_{int}^2 (C_2 + D_2 n), \quad (5.7)$$

Où : ϖ - poids volumique de l'eau

Les coefficients A_2 , B_2 , C_2 et D_2 sont tirés du tableau N°4 ci-après :

Tableau N°4

section	φ	A_2	B_2	C_2	D_2
1	0	0,17240	-0,01097	-0,58385	0,03294
2	$\pi/4$	0,01673	-0,00132	-0,42771	0,02329
3	$\pi/2$	-0,19638	0,01294	-0,21460	0,00903
4	$3\pi/4$	-0,01679	0,00036	-0,39413	0,02161
5	π	0,22027	-0,01312	-0,63125	0,03509

V-5 Calcul du revêtement en tenant compte de la pression des eaux souterraines dont le niveau est situé à une hauteur h au-dessus de la clef de voûte :

$$M = -\varpi r_{ext}^2 r (A_2 + B_2 n) ; \quad N = -\varpi r_{ext}^2 (C_2 + D_2 n) + \varpi h r_{ext}. \quad (5.8)$$

V-6 Calcul du revêtement en tenant compte de la pression latérale de terrain :

On effectue ce calcul pour deux cas :

- a) pour la section de la clef de voûte et du radier :

$$M = -0,1488q_1r_{ext}r ; \quad N = 0,7584q_1r_{ext} ; \quad (5.9)$$

- b) pour la section de diamètre horizontal :

$$M = 0,1366q_1r_{ext}r ; \quad N = 0,5q_1r_{ext} ; \quad (5.10)$$

Avec q_1 - pression unitaire latérale

Après avoir réalisé les calculs pour chaque type de charge, on additionne les contraintes résultantes des différentes charges. Si le revêtement est exécuté sur des terrains où la réaction élastique ne peut pas être prise en considération, alors on prend les valeurs $k=0$ et $n=0$ pour les calculs par la méthode précitée.

Dans la clef de voûte de revêtement de tunnel à section circulaire, disposé en terrain meuble, se développent des contraintes de traction dues aux effets de la pression de terrain, du poids propre et de la pression hydrostatique interne. Dans les tunnels à section circulaire, S.K. CHANCHIEV propose de réaliser un radier horizontal dans lequel les moments des forces de pression interne, d'une part et des forces de pression de terrain et du poids propre d'autre part, s'équilibrent.

V-7 Calcul du revêtement bicouches (combiné) :

Ce calcul est composé de deux parties :

- a) calcul du revêtement extérieur en tenant compte de la pression extérieure
 b) calcul de revêtement bicouches en tenant compte de la pression hydrostatique interne.

En première approximation ce calcul peut s'effectuer selon les relations (5.4) à (5.6)

V-8 Exemple de calcul de revêtement de tunnel en charge :

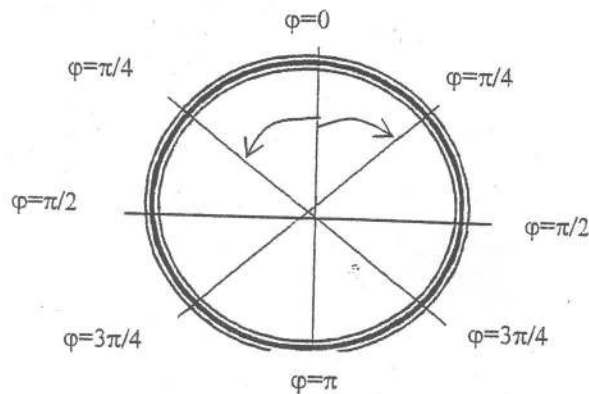
Données de base :

- diamètre intérieur du tunnel..... $D=8,0$ m
- charge piézométrique interne..... $p= 0,29$ MPa ($=3$ kgf/cm²)
- le tunnel traverse des grès avec : $f_r= 6$; $\gamma= 2,7$ Tf/m³ et $k_0=600$ kgf/cm³.m (coefficient de réaction spécifique)
- le revêtement est en béton avec : $\gamma_b=2,4$ Tf/m³ (poids volumique) ; $E_b=180\ 000$ kgf/cm²(module d'élasticité) ; $\bar{\sigma}_b=17,5$ kgf/cm²(contrainte de traction de référence). Le coefficient de réaction élastique est égal à $k=k_0/r_{int}$ ($k=600/4=150$ kgf/cm²).

On détermine les contraintes dans le revêtement pour les charges suivantes :

- a) la pression de terrain ;
 b) le poids propre du revêtement ;
 c) la pression hydrostatique interne du tunnel ;
 d) le poids propre de l'eau dans le tunnel

N.B : le calcul s'effectuera pour cinq (05) sections diamétrales : $\varphi=0^\circ$; $\varphi=\pi/4$; $\varphi=\pi/2$; $\varphi=3\pi/4$ et $\varphi=\pi$.

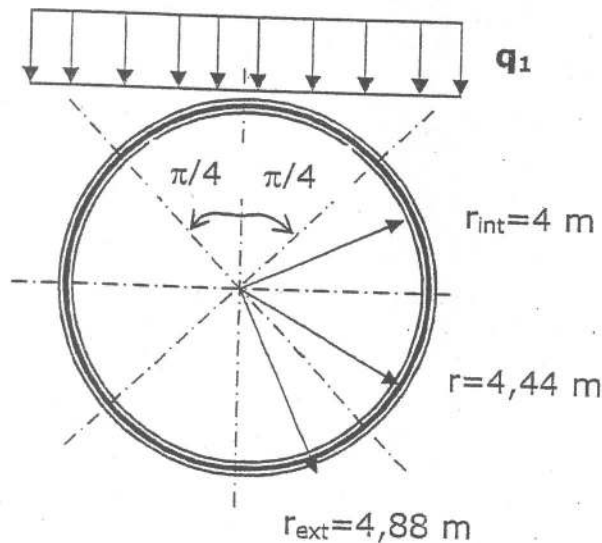


1. Détermination préalable de l'épaisseur du revêtement :

D'après les diagrammes (fig.10) on a : $k=150\text{kgf/cm}^3 \Rightarrow n=0,56$
 (fig.10. a) La pression supportée par le revêtement est :
 $p_0=np=0,56 \times 3 = 1,58 \text{ kgf/cm}^2$.

Connaissant f_r et p_0 on détermine l'épaisseur du revêtement
 (fig.10.b) $e=0,11D=0,11 \times 8 = 0,88 \text{ m}$.

2. Détermination de la pression verticale du terrain :



Pour le calcul de la pression verticale de terrain on utilise la relation (1.13) :

$$q_1 = \beta \gamma \frac{L}{2f_r} \quad (\text{où : } \beta=0,7 ; L=D_{\text{ext}}=D+2e=8+2 \times 0,88=9,76 \text{ m})$$

$$q_1 = 0,7 \times 2,7 \times \frac{9,76}{2 \times 6} = 1,54 \text{ Tf/m}^2$$

3. Détermination des charges dues à la pression de terrain en tenant compte de la réaction élastique du rocher :

Le coefficient de réaction élastique du rocher sur le diamètre extérieur du revêtement du tunnel est égal à : $k = k_0 / r_{ext} = 2k_0 / D_{ext}$
 $k = 2 \times 600 / 9,76 = 123 \text{ kgf/cm}^3 = 1,23 \cdot 10^5 \text{ Tf/m}^3$ (avec $r_{ext} = D_{ext} / 2$)

Pour la détermination du moment fléchissant et de l'effort normal dans les sections données on utilise les relations (5.5) :

$$M = q r_{ext} r [Aa + B + Cn(1+a)] \text{ et } N = q r_{ext} [Da + E + Fn(1+a)].$$

Les coefficients A, B, C, D, E et F sont tirés du tableau N°2, en fonction de l'angle φ ;

$$a = 2 - \frac{r_{ext}}{r} = 2 - \frac{4,88}{4,44} = 0,9$$

$$n = \frac{r^3 r_{ext} k b}{0,0641 r^3 r_{ext} k b + EI}$$

$$n = \frac{4,44^3 \times 4,88 \times 1,23 \times 10^5}{(0,0641 \times 4,44^3 \times 4,88 \times 1,23 \times 10^5 \times 1) + 18 \times 10^5 \times 0,057} = 15,14$$

On a donc les expressions suivantes:

$$M = 1,54 \times 4,88 \times 4,44 [A \times 0,9 + B + C \times 15,14 (1 + 0,9)] = 33,37 (0,9A + B + 28,77C)$$

$$N = 1,54 \times 4,88 [D \times 0,9 + E + F \times 15,14 (1 + 0,9)] = 7,52 (0,9D + E + 28,77F)$$

Les résultats du calcul de M et N sont récapitulés dans le tableau N°5 ci-dessous :

Tableau N°5

N°	φ	M = 33,37(0,9A+B+28,77C); (Tf.m)	N = 7,52(0,9D+E+28,77F); (Tf)
1	0	1,08	4,38
2	$\pi/4$	-0,72	6,86
3	$\pi/2$	-0,006	8,76
4	$3\pi/4$	0,13	8,74
5	π	-0,011	8,77

4. Détermination des charges due à la pression hydrostatique dans le tunnel :

Pour cela on utilise les formules suivantes :

$$M = -N \frac{i^2}{r} ; N = -\frac{p \cdot r_{int}}{1 + \omega \cdot k \cdot r_{ext}}, \text{ avec } i^2 = \frac{I}{F} = \frac{0,057}{1,088} = 0,063 \text{ m}^2$$

i^2 est le rayon d'inertie

$$\omega = \frac{r \left(1 + \frac{i}{r}\right)}{E \cdot F} = \frac{4,44 \left(1 + \frac{0,063}{4,44^2}\right)}{18 \cdot 10^5 \cdot 0,88} = 2,81 \cdot 10^{-6}$$

$$N = -\frac{30 \times 4}{1 + 2,81 \times 10^{-6} \times 1,5 \times 10^5 \cdot 4,88} = -39,26 \text{ Tf}$$

$$M = 39,26 \times \frac{0,063}{4,44} = 0,56 \text{ Tf.m}$$

5. Détermination des charges dues au poids de l'eau dans le tunnel :
 Pour le calcul des charges dues au poids de l'eau dans le tunnel on utilise les relations (5.7), soit :

$$M = \varpi r_{int}^2 r (A_2 + B_2 n) = 1 \times 4^2 \times 4,44 (A_2 + B_2 \times 15,14) = 71,04 (A_2 + 15,14 B_2)$$

$$N = \varpi r_{int}^2 (C_2 + D_2 n) = 1 \times 4^2 (C_2 + D_2 \times 15,14) = 16 (C_2 + 15,14 D_2)$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau N°6 ci-dessous :

Tableau N°6

N°	φ	$M = 71,04(A_2 + 15,14 B_2)$; (Tf.m)	$N = 16(C_2 + 15,14 D_2)$; (Tf)
1	0	0,45	-1,36
2	$\pi/4$	-0,23	-1,20
3	$\pi/2$	-0,03	-1,25
4	$3\pi/4$	-0,80	-1,07
5	π	1,54	-1,60

6. Détermination des charges dues au poids propre du revêtement :
 Le poids du m^2 de revêtement est égal à : $g = e \cdot \gamma_{ba} = 0,88 \times 2,5 = 2,2$ T/m². Le calcul des charges dues au poids propre du revêtement s'effectue en utilisant les relations (5.6), soit :

$$M = g r^2 (A_1 + B_1 n) = 2,2 \times 4,44^2 (A_1 + B_1 \times 15,14) = 43,37 (A_1 + 15,14 B_1)$$

$$N = g r (C_1 + D_1 n) = 2,2 \times 4,44 (C_1 + D_1 \times 15,14) = 9,77 (C_1 + 15,14 D_1)$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau N°7 ci-dessous :

Tableau N°7

N°	φ	$M = 43,37(A_1 + 15,14 B_1)$; (Tf.m)	$N = 9,77(C_1 + 15,14 D_1)$; (Tf)
1	0	0,52	8,13
2	$\pi/4$	-0,3	10,19
3	$\pi/2$	-0,04	18,02
4	$3\pi/4$	-1,01	24,99
5	π	1,90	27,34

Le calcul des différentes charges étant effectué, on détermine la contrainte normale dans le revêtement grâce à la formule de la

$$RDM : \sigma = \frac{\sum M}{m \cdot W_r} \pm \frac{\sum N}{F_r} ;$$

Avec : $m = 1,5 + 2,0$ (coefficient dépendant des dimensions et forme de la section transversale de la construction. Dans notre cas $m = 1,5$) ; $W_r = 1,18W$ (moment réduit de résistance) ; $W = be^2/6$ (moment résistant) ; $F_r = 1,08F$ (section réduite de calcul) ; $F = e \cdot 1$ (section de calcul).

On a donc :

$$m = 1,5 ; W = 1 \times 0,88^2 / 6 = 0,129 m^3 ;$$

$$W_r = 1,18 \times 0,129 = 0,152 m^3 ; F = 0,88 \times 1 = 0,88 m^2 \text{ et}$$

$$F_r = 1,08 \times 0,88 = 0,95 m^2.$$

Ainsi la formule à appliquer est la suivante : $\sigma = \frac{\sum M}{0,228} \pm \frac{\sum N}{0,95}$

Le calcul final des contraintes normales est effectué dans le tableau N°8 ci-dessous :

Tableau N°8

section Charge	$\varphi=0^\circ$		$\varphi=\pi/4$		$\varphi=\pi/2$		$\varphi=3\pi/4$		$\varphi=\pi$	
	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
pression de terrain	1,08	4,38	-0,72	6,86	-0,01	8,76	0,13	8,74	-0,01	8,77
Pression hydrostatique interne	0,56	-39,26	0,56	-39,26	0,56	-39,26	0,56	-39,26	0,56	-39,26
Poids propre de l'eau dans le tunnel	0,45	-1,36	-0,23	-1,20	-0,03	-1,25	-0,80	-1,07	1,54	-1,60
Poids propre du revêtement	0,52	8,13	-0,30	10,19	-0,04	18,02	-1,01	24,99	1,90	27,34
$\Sigma=$	2,61	-28,11	-0,69	-23,41	0,48	-13,73	-1,12	-6,60	3,99	-4,75
Contraintes normales	σ_{int}	-18,15	-27,67	-12,35	-11,86	-12,50				
	σ_{ext}	41,05	21,61	16,56	2,03	22,50				

Sur la base des résultats de calcul on construit les épures des couples M-N et $\sigma_{int}-\sigma_{ext}$

7. Vérification de la résistance à la fissuration :

La vérification s'effectue selon les règles du BAEL (Béton armé aux états-limites).

a) Vérification selon la première catégorie des états-limites (états-limites ultimes) :

C'est la garantie de capacité portante qui s'exprime par la condition :

$$kn \left(\frac{M}{W_T} - \frac{N}{F} \right) \leq \varphi \gamma m_h m R_C$$

Avec : k- coefficient de sécurité (pour un ouvrage de 4^{ème} classe k=1) ;

n- coefficient de surcharge (n=1) ; φ - coefficient qui tient compte de la flexion des éléments et dépend de la forme de la section ($\varphi=1$ pour la section circulaire) ; γ - coefficient qui tient compte des déformations plastiques du béton et dépend de la forme et du rapport des dimensions de la section (pour la section en anneau $\gamma=2-0,4D_{int}/D_{ext}= 1,67$) ; m_h -

coefficient qui tient compte de la hauteur de la section (pour $h>1$ m $m_h=0,9+1/D_{ext}=0,9+1/9,76=0,901$) ; m- coefficient de condition d'utilisation (pour les zones non sismiques m=1) ; R_C - Résistance de calcul à la traction axiale ($R_C=7,5$ kgf/cm² pour la première catégorie).

Pour la vérification on prend la plus grande valeur de contrainte soit $\sigma_{ext}=41,05$ Tf/m² qui correspond à la section $\varphi=0^\circ$

Ainsi on a : $1,1 \times 1 \times 41,05 \leq 1 \times 1,67 \times 0,901 \times 1 \times 75 \Rightarrow 45,16 < 112,72$
l'inégalité est vérifiée, par conséquent elle le sera pour toutes

les autres sections, vu que le membre droit de l'inégalité ne change pas.

b) Vérification selon la deuxième catégorie des états-limites (états-limites d'utilisation) :

C'est la condition d'apparition de fissuration qui s'exprime par l'inégalité :

$$\eta \left(\frac{N_e}{W_f} - \frac{N}{F_f} \right) \leq m_h \gamma R_{CII}$$

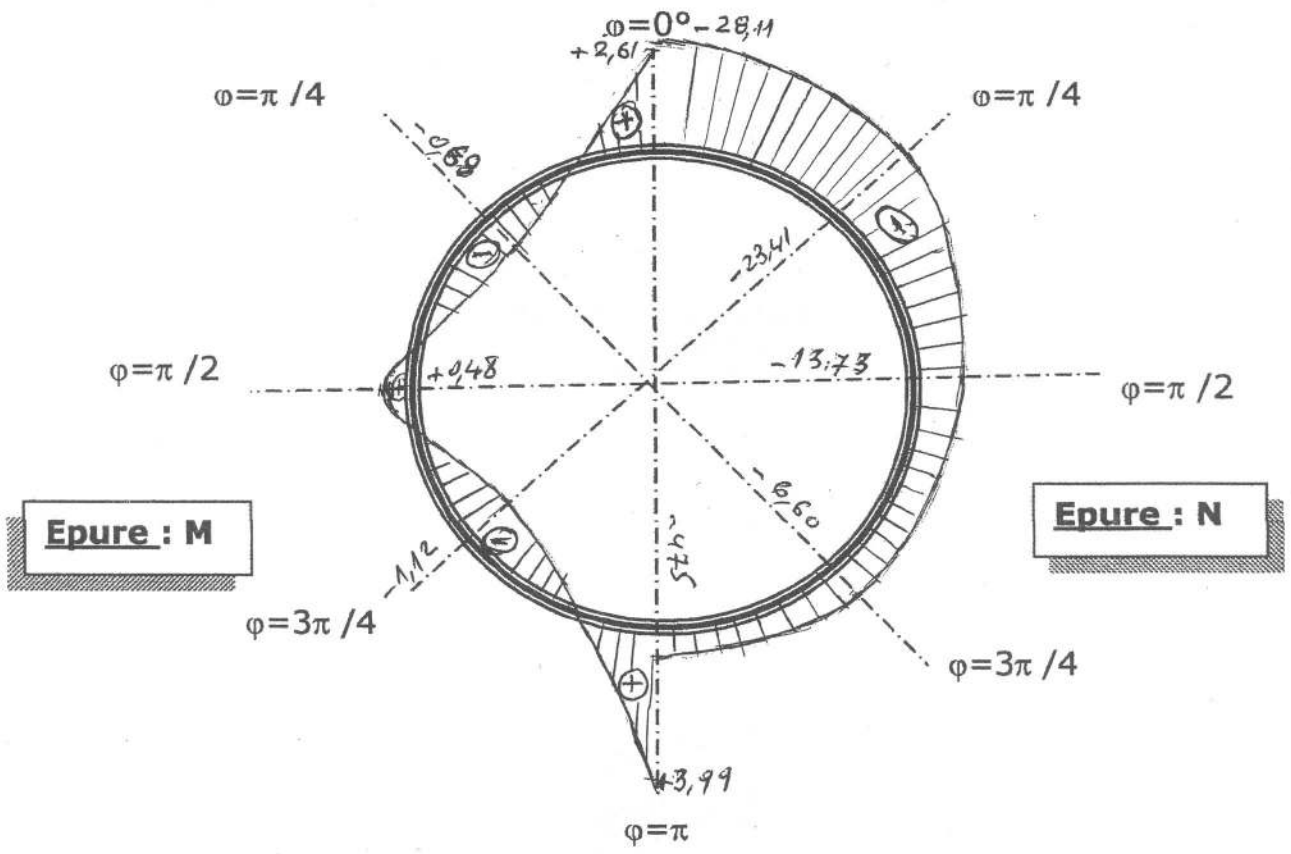
Avec R_{CII} - Résistance de calcul à la traction axiale pour la 2^{ème} catégorie ($R_{CII} = 11,5 \text{ kgf/cm}^2$)

On obtient donc pour la section la plus dangereuse ($\varphi = 0^\circ$) :

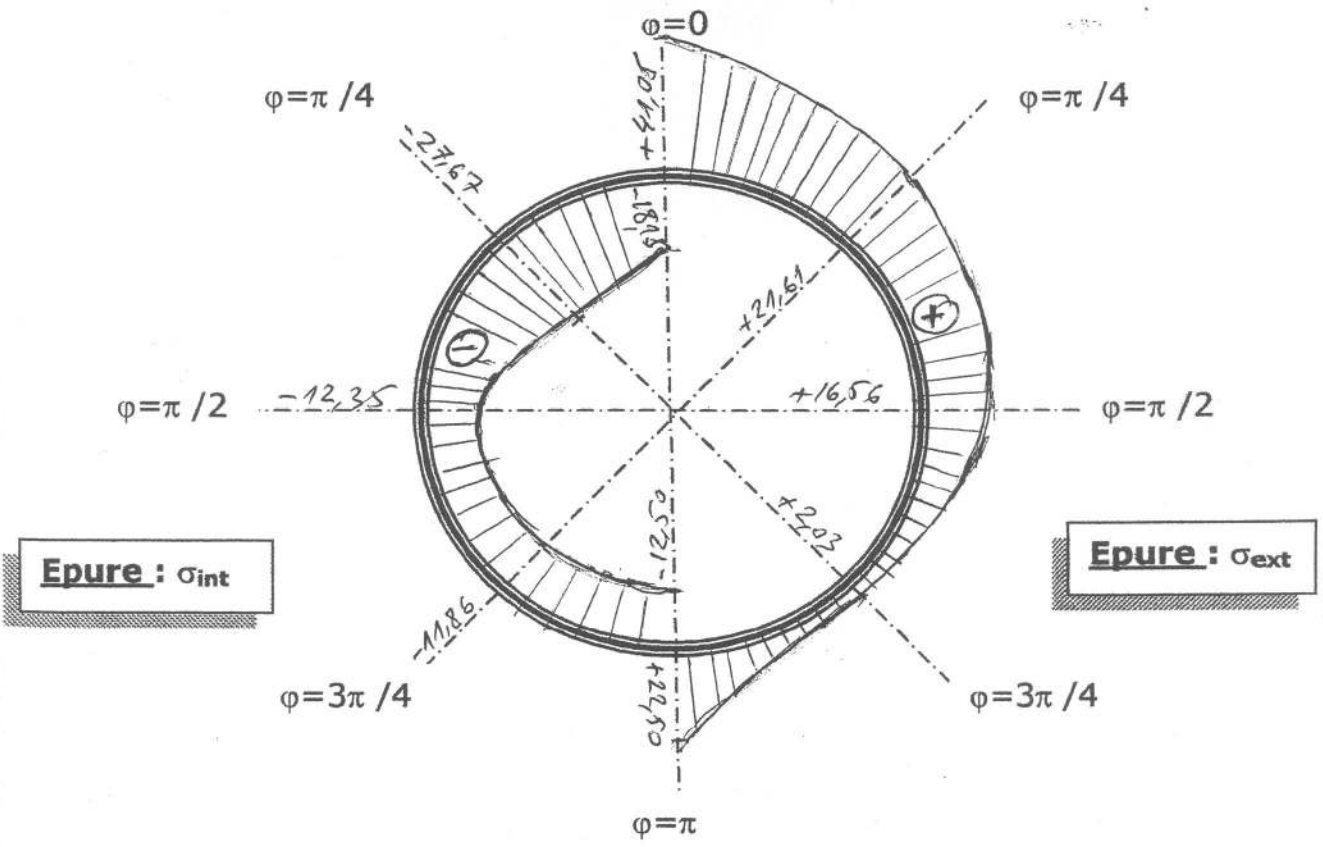
$$1 \left(\frac{-28,1 \times 0,88}{0,152} + \frac{28,11}{0,95} \right) \leq 0,901 \times 1,67 \times 11,5 \Rightarrow -133,15 < 172,84$$

L'inégalité est vérifiée pour la section la plus dangereuse, elle le sera à fortiori pour toutes les autres sections.

Epures du couple M-N (Moment fléchissant-Force normale)



Epures du couple σ_{int} - σ_{ext} (contraintes normales int.-ext.)



VI- QUESTIONS RELATIVES AU PROJET

VI-1 Détermination du diamètre du tunnel :

Cela s'effectue sur la base de calculs technico-économiques en fonction du but d'utilisation de l'ouvrage. On détermine le diamètre intérieur (travée) économiquement avantageux du tunnel. Les diamètres intérieurs (travées) standardisés sont de dimensions suivantes : 2m ; 2,5m ; 3m ; 4m ; 4,5m ; 5m ; 5,5m ; 6m ; 7m ; 8m ; 9m ; 10m ; 11m ; 12m ; 13,5m ; et 15m. Le diamètre intérieur (travée) du tunnel, déterminé par calcul technico-économique est comparé à la série des diamètres standards et l'on prend comme valeur de diamètre de projet l'une des valeurs de diamètre standard la plus proche. La vitesse d'écoulement de l'eau pour des dimensions économiquement avantageuses de section, par exemple pour les tunnels d'aménée et de fuite de centrale hydroélectrique, est prise dans les limites 3 ÷ 4.5m/s pour l'évacuation du débit énergétique moyen annuelle.

VI-2 Prise en compte de l'effet sismique :

Dans la pratique mondiale de la construction hydrotechnique, il existe plusieurs exemples de vulnérabilité des tunnels aux effets sismiques. L'action des forces sismiques longitudinales donne naissance dans le terrain à un état de contrainte, avec des contraintes dépendantes du coefficient de sismicité, de la masse volumique du sol, de la vitesse de propagation dans le terrain des ondes sismiques longitudinales et transversales et de la période de vibration des particules du sol, déterminée par des essais géophysiques et prise approximativement égale à 0,5 s.

VI-3 Prise en compte de la résistance à l'abrasion et des contraintes thermiques :

Les écoulements à grande échelle, chargé de sédiment, érodent le revêtement et réduisent la longévité de l'ouvrage. Il est indispensable de prendre en considération ce facteur de comportement prépondérant dans le calcul du revêtement.

Dans les calculs statiques il faut prendre en considération les contraintes thermiques dues aux variations de la température de l'eau d'écoulement.

VI-4 Mode d'exécution des tunnels :

Le mode d'exécution du tunnel est choisi en fonction des conditions géotechniques et géologiques du terrain, de la profondeur et de la longueur de la galerie l'ouvrage ainsi que des dimensions de sa section transversale.

Les tunnels sont percés, en général, dans des terrains durs (granits, schistes, calcaires) ; la méthode classique utilisée jusqu'en 1970 nécessite l'emploi d'explosifs.

Les opérations exécutées successivement sont les suivantes : perforation, tir, marinage (évacuation des déblais). Parallèlement à ces opérations, on procède à la pose des rails et des éléments de canalisation de ventilation et d'amenée de l'air comprimée. Si le terrain est de mauvaise qualité, il est indispensable de procéder au cintrage et au bétonnage de la galerie ou de certaines portions de celle-ci.

La perforation ou forage s'effectue au moyen de marteaux pneumatiques avec injection d'eau ; la perforation "humide" permet d'éliminer les grosses et les moyennes poussières et une partie des fines (marteaux à injection latérale ou à injection centrale).

Les marteaux sont, en général, fixés sur un châssis mobile qui peut se déplacer sur rail (jumbo). Le nombre de trous, leur longueur, leur disposition est fonction de l'importance du tunnel, la nature de la roche et du plan de tir.

La perforation terminée, on procède au chargement des trous en explosifs et à la mise en place des amorces de mise à feu. Celles-ci sont reliées, par fils électriques, à un explodeur de mise à feu (on pratique de moins en moins la mise à feu par mèche lente et détonateur).

Après le tir, les mineurs reviennent au front de taille et procèdent à une "purge" des parois et de la calotte, c'est à dire qu'ils font tomber au pic ou à la barre à mine les morceaux de roche ébranlés par l'explosion.

Le marinage s'effectue ensuite, soit au moyen de pelles à air comprimé spéciales de faible encombrement, soit (si la section du tunnel le permet) au moyen de pelles mécaniques de type habituellement utilisé à l'air libre. Les déblais sont chargés sur wagonnets ou camions et évacués à l'extérieur.

La profondeur de perforation est de l'ordre de 3,5 m et l'épaisseur de la roche enlevée par coup de mine est de l'ordre de 3 m.

Si le rocher est de qualité satisfaisante, la longueur de galerie percée par jour peut atteindre 9 m en moyenne, avec 3 postes de huit heures.

Si la roche est de mauvaise qualité ou si elle donne lieu au phénomène d'éclatement, il est nécessaire de procéder à la pose de soutènement à l'avancement, ce qui réduit la vitesse de propagation.

Cette méthode peut être remplacée avantageusement (en prix et délai) par la technique du boulonnage des roches (utilisée dans les mines) ; celle-ci consiste à brocher les blocs de rochers entre eux à l'aide de boulons de 1,50 m à 3 m de longueur.

Dans des roches de mauvaise qualité, il peut s'avérer indispensable de procéder à une consolidation du terrain par injection de ciment et de produits chimiques, en particulier lorsque la pression hydrostatique dépasse une dizaine de kgf/cm^2 et que le drainage ne parvient pas à la faire baisser.

L'attaque est, en général, effectuée en plusieurs points du tracé du tunnel, à partir de fenêtres, c'est à dire de galeries percées depuis le flanc de la montagne dans la direction de la galerie principale.

A partir de 1970, le forage des souterrains par explosifs, en terrain médiocre, a été amélioré par la mise au point de la technique du prédécoupage.

Schématiquement, le plan de tir est le suivant : tir d'un bouchon central pour la décomposition du terrain - tir du contour à excaver de manière à créer le prédécoupage - tir du volume intermédiaire.

Les progrès accomplis dans les méthodes de perforation (emploi de "tunneliers", prédécoupage) et de soutènement par béton projeté permettant la prise en considération de projets qui n'étaient pas rentables avec les procédés de construction traditionnels.

Depuis 1964, des machines foreuses sont utilisées pour creuser et découper sans explosif une section régulière généralement circulaire (exemple : galerie de l'Echaillon, longueur 4.6 km, diamètre 5.3 m - la Cloche, longueur 13 km, diamètre 3 m).

VI-5 Nouvelles méthodes de destruction de la roche :

A ces méthodes appartiennent : les méthodes du feu ; les méthodes de destruction de la roche à l'aide d'ondes électromagnétiques de très hautes fréquences, de rayons laser et électroniques ; les méthodes hydrauliques. Il faut considérer que les méthodes ondulatoires sont les méthodes d'avenir à la condition de résoudre le problème de protection de l'homme contre les rayonnements de très haute fréquence. Les méthodes à utilisation de rayons électroniques et laser possèdent ainsi un grand avenir, ici les difficultés sont dues aux hautes températures dans le chantier. Les études en laboratoire et in situ ainsi que les essais de contrôle donnent la possibilité de résoudre ce problème complexes et tant important.

VI-6 Utilisation du soutènement provisoire :

Normalement, tous les tunnels excavés par les méthodes décrites ci-dessus demandent un soutènement que nous pouvons appeler "provisoire" presque collé au front. On utilise pour cela un soutènement par cintres ancrés ou un soutènement combiné, c'est à dire la combinaison de cintres ancrés avec du treillis soudé ou du béton projeté. Le soutènement par cintres ancrés crée comme une sorte de voûte de roche armée sur le périmètre de l'excavation, reliée au rocher supérieur stable non altéré. Le béton projeté, compte tenu de sa bonne cohésion avec la surface rocheuse de l'excavation, peut être examiné comme un bloc uni avec la roche consolidée. Il permet un haut degré de mécanisation des travaux et garantie des indices technico-économiques élevés du tunnel. Le revêtement par béton projeté, sans autre renforcement complémentaire, scelle le rocher stable (fissuré et altéré) en le protégeant de la détérioration et empêche les infiltrations d'eau dans le tunnel.

L'utilisation des ancrages précontraints profonds donne la possibilité d'alléger la construction portante des grands tunnels et chambres souterraines. Actuellement des recherches sont menées pour la

découverte de soutènement par ancrage, avec fixation des ancrages dans des trous sur une résine polyester ou époxyde. L'évolution rapide de la résistance de résine permet de consolider avec succès l'excavation dans des terrains à faible résistance et saturés d'eau.

BIBLIOGRAPHIE

BOUVARD A.-LECOANET, COLOMBET G., ESTEULLE F. : Ouvrages souterrains- Conception. Réalisation. Entretien 2^e édition, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées-1992

CHERCHALI C. : Tunnel « calcul soutènement provisoire » tomes I, O.P.U , Alger- 1993

CHERCHALI C. : Tunnel « calcul revêtement définitif » tomes II, O.P.U , Alger- 1993

CHERCHALI C. : Tunnel « calcul à ciel ouvert » tomes IV, O.P.U , Alger - 1993

GINOCCHIO R. : L'énergie hydraulique, Eyrolles, Paris - 1978

GRICHINE N.M : Les ouvrages hydrotechniques, Gos. Izdat., Moscou-1955 (en russe)

MATHIVAT & BOUGARD : Procédés généraux de construction- Travaux souterrains.

MOSTKOV V.M. : Les ouvrages hydrotechniques souterrains, Vischaya chkola, Moscou -1986 (en russe)

ROSANOV N.P. : Les ouvrages hydrotechniques, Stroiisdat, Moscou - 1978 (en russe)